

**KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

**ZEMİN-DEPO DIŞ DUVARI-SIVI SİSTEMLERİNİN DEPREM
DAVRANIŞLARININ İNCELENMESİ**

DOKTORA TEZİ

İnş. Yük. Müh. Tufan ÇAKIR

**AĞUSTOS 2010
TRABZON**

**KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

**ZEMİN-DEPO DIŞ DUVARI-SIVI SİSTEMLERİNİN DEPREM
DAVRANIŞLARININ İNCELENMESİ**

İnş. Yük. Müh. Tufan ÇAKIR

**Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsünde
"Doktor (İnşaat Mühendisliği)"
Unvanı Verilmesi İçin Kabul Edilen Tezdir.**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 09.08.2010
Tezin Savunma Tarihi : 24.08.2010**

**Tez Danışmanı : Prof. Dr. Mustafa AYTEKİN
Jüri Üyesi : Prof. Dr. Bayram Ali UZUNER
Jüri Üyesi : Prof. Dr. Fikri BULUT
Jüri Üyesi : Yrd. Doç. Dr. Zekai ANGIN
Jüri Üyesi : Prof. Dr. Adem DOĞANGÜN**

Enstitü Müdürü : Prof. Dr. Salih TERZİOĞLU

Trabzon 2010

ÖNSÖZ

Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı'nda Doktora Tezi olarak gerçekleştirilen bu çalışmada tez danışmanlığımı üstlenerek, çalışmalarım süresince bilgi ve tecrübelerinden yararlanmama olanak tanıyan yönetici hocam Sayın Prof. Dr. Mustafa AYTEKİN'e sonsuz saygılarımı sunarım.

Kendisiyle çalışmaktan büyük onur duyduğum, tezimin her aşamasında karşılaştığım zorlukların üstesinden gelebilmemde, hiçbir fedakarlıktan kaçınmayarak yönlendirici ve teşvik edici bir anlayışla, en büyük rolü oynayan ve akademik çalışma disiplini bakımından kendisinden çok şey öğrendiğim değerli hocam Sayın Doç. Dr. Ramazan LİVAOĞLU'na en kalbi duygularıyla sonsuz saygı ve şükranlarımı sunarım.

Değerli vakitlerini ayırarak tezimi inceleme nezaketi gösteren tez izleme komitesi üyeleri Sayın Prof. Dr. Bayram Ali UZUNER ile Prof. Dr. Fikri BULUT'a, diğer jüri üyeleri Sayın Prof. Dr. Adem DOĞANGÜN ile Yrd. Doç. Dr. Zekai ANGIN'a ve öğrenim hayatım boyunca üzerimde emeği olan tüm hocalarıma teşekkürlerimi sunarım.

Tez çalışmam süresince "105M252" numaralı ve "Yerüstü ve Ayaklı Su Depolarının Deprem Davranışlarının Sıvı ve Zemin Etkileşimleri Dikkate Alınarak İncelenmesi" adlı proje kapsamında destek sağlayan TÜBİTAK-Mühendislik Araştırma Grubu'na (MAG) ve Yurt İçi Doktora Burs Programı kapsamında şahsıma maddi destek sağlayan TÜBİTAK-Bilim İnsanı Destekleme Daire Başkanlığı'na (BİDEB) sonsuz teşekkürlerimi sunarım.

Yaşamım boyunca hep yanımda olan, desteklerini her zaman hissettiren ve bütün zorluklara katlanarak yetişmemde en büyük rolü oynayan başta saygıdeğer annem ve babam olmak üzere tüm aile bireylerime minnettarlığımı belirtir, sonsuz sevgiler sunarım.

Yoğun çalışmalarım süresince kendisinden defalarca uzakta kalmama rağmen, bu durumu anlayışla karşılayan ve ev ortamında en uygun çalışma koşullarını sağlayarak çalışmalarımın ivme kazanmasında çok önemli katkıları olan eşim Fatoş'a ve çocuklarım Ayşe Nil ile Duru'ya sevgilerimi sunar; bu çalışmanın ülkemizin ve insanlığın yararına olmasını dilerim.

Tufan ÇAKIR
Trabzon 2010

İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa No</u>
ÖNSÖZ.....	II
İÇİNDEKİLER.....	III
ÖZET.....	VI
SUMMARY.....	VII
ŞEKİLLER DİZİNİ.....	VIII
TABLolar DİZİNİ.....	XVII
SEMBOLLER DİZİNİ.....	XVIII
1. GENEL BİLGİLER.....	1
1.1. Giriş.....	1
1.2. Zeminlerin Davranışları ve Dinamik Özellikleri.....	2
1.2.1. Zeminlerin Malzeme Bakımından Doğrusal Olmayan Davranışı.....	4
1.3. Zemin-Yapı Etkileşimi.....	9
1.3.1. Altsistem Yaklaşımları.....	10
1.3.2. Doğrudan Çözüm Yöntemleri.....	11
1.3.2.1. Sonlu Eleman Modelleriyle Sanal Sınırların Kullanılması.....	13
1.4. Yapı-Sıvı Etkileşimi.....	17
1.5. Literatür Araştırması.....	19
1.6. Çalışmanın Amacı ve Kapsamı.....	33
2. YAPILAN ÇALIŞMALAR, BULGULAR VE İRDELEME.....	35
2.1. Önerilen Sayısal Modeller.....	38
2.1.1. Dolgu-Dış Duvar-Sıvı Sistemi Sayısal Modeli.....	38
2.1.2. Dolgu-Dış Duvar-Sıvı-Temel/Zemin Sistemi Sayısal Modeli.....	39
2.2. Önerilen Analitik Modeller.....	40
2.2.1. Dolgu-Dış Duvar-Sıvı Sistemi Analitik Modeli.....	41
2.2.2. Dolgu-Dış Duvar-Sıvı-Temel/Zemin Sistemi Analitik Modeli.....	48
2.3. Deneysel Çalışmalar.....	54
2.3.1. Test Ekipmanı.....	56
2.3.2. Test Edilecek Dikdörtgen Kesitli Depoların Belirlenmesi.....	57
2.4. İncelemeye Konu Olan Dikdörtgen Kesitli Depolar.....	58

2.4.1.	Canik 15000 m ³ Hacmindeki Depo İçin Gerçekleştirilen Çalışmalar	59
2.4.1.1.	Depoya Ait Özellikler ve Hizmet Geçmişi	59
2.4.1.2.	Önerilen Analitik Modeller.....	62
2.4.1.3.	Önerilen Sayısal Modeller	65
2.4.1.4.	Depo İçin Gerçekleştirilen Testler	69
2.4.1.5.	Önerilen Yöntem ve Test Sonuçlarının Karşılaştırılması	71
2.4.2.	Hisar 4000 m ³ Hacmindeki Depo İçin Gerçekleştirilen Çalışmalar	75
2.4.2.1.	Depoya Ait Özellikler ve Hizmet Geçmişi	75
2.4.2.2.	Önerilen Analitik Modeller.....	77
2.4.2.3.	Önerilen Sayısal Modeller	80
2.4.2.4.	Depo İçin Gerçekleştirilen Testler	84
2.4.2.5.	Önerilen Yöntem ve Test Sonuçlarının Karşılaştırılması	86
2.4.3.	Bayramışlar 10000 m ³ Hacmindeki Depo İçin Gerçekleştirilen Çalışmalar	89
2.4.3.1.	Depoya Ait Özellikler ve Hizmet Geçmişi	89
2.4.3.2.	Önerilen Analitik Modeller.....	91
2.4.3.3.	Önerilen Sayısal Modeller	93
2.4.3.4.	Depo İçin Gerçekleştirilen Testler	97
2.4.3.5.	Önerilen Yöntem ve Test Sonuçlarının Karşılaştırılması	99
2.4.4.	İlkadım 5000 m ³ Hacmindeki Depo İçin Gerçekleştirilen Çalışmalar ...	101
2.4.4.1.	Depoya Ait Özellikler ve Hizmet Geçmişi	102
2.4.4.2.	Önerilen Sayısal Modeller	104
2.4.4.3.	Depo İçin Gerçekleştirilen Testler	108
2.4.4.4.	Önerilen Yöntem ve Test Sonuçlarının Karşılaştırılması	110
2.4.5.	Atakum 10000 m ³ Hacmindeki Depo İçin Gerçekleştirilen Çalışmalar..	111
2.4.5.1.	Depoya Ait Özellikler ve Hizmet Geçmişi	112
2.4.5.2.	Önerilen Sayısal Modeller	114
2.4.5.3.	Depo İçin Gerçekleştirilen Testler	118
2.4.5.4.	Önerilen Yöntem ve Test Sonuçlarının Karşılaştırılması	120
2.5.	Depo Sistemlerinin Deprem Davranışlarının Değerlendirilmesi.....	121
2.5.1.	Canik Deposu Deprem Davranışının Değerlendirilmesi.....	122
2.5.2.	Hisar Deposu Deprem Davranışının Değerlendirilmesi.....	133
2.5.3.	Bayramışlar Deposu Deprem Davranışının Değerlendirilmesi.....	144

2.5.4.	İlkadım Deposu Deprem Davranışının Değerlendirilmesi	154
2.5.5.	Atakum Deposu Deprem Davranışının Değerlendirilmesi	161
2.6.	Dikdörtgen Depo Sistemlerinin Deprem Davranışları Üzerinde Dolgu Geometrisi Etkilerinin Değerlendirilmesi	169
2.7.	Dikdörtgen Depo Sistemlerinin Deprem Davranışları Üzerinde Dolgu ve Sıvı Etkileşim Etkilerinin Değerlendirilmesi	178
3.	SONUÇLAR VE ÖNERİLER	191
4.	KAYNAKLAR	195
5.	EKLER	211
ÖZGEÇMİŞ		

ÖZET

Dikdörtgen kesitli depolarda dış duvarların, hem sıvı ve dolgu zemini hem de temel zemini ile olan etkileşimleri, bu yapıların deprem davranışlarını oldukça karmaşık bir probleme dönüştürmektedir. Ancak, çalışma kapsamındaki yapı sistemleri hakkındaki literatür incelendiğinde, zemin ve sıvıyla etkileşim halinde bulunan dış duvarların depreme göre hesap ve tasarımı ile ilgili genel olarak bir eksiklik olduğu görülmektedir. Bu çalışmanın temel amacı, literatürde sıvı ve zemin etkileşimlerini dikkate almak için önerilen yaklaşımları kullanarak, sıvı-dış duvar-zemin sistemlerinin deprem davranışlarını incelemek için sayısal ve analitik yaklaşımlar önermek ve yerinde gerçekleştirilen modal testler aracılığıyla önerilen modellerin geçerliliklerini ve kullanılabilirliklerini araştırmaktır. Ayrıca yeterli olduğu anlaşılan yaklaşımlarla, söz konusu sistemlerin deprem davranışlarını inceleyerek her iki etkileşimin yapı davranışı üzerindeki etkilerini araştırmak amaçlanmaktadır.

Bu çalışma, üç asıl ve bir ek bölümden oluşmaktadır. Birinci bölümde dikdörtgen kesitli depolar, zeminlerin dinamik ve doğrusal olmayan davranışları, zemin-yapı ve sıvı-yapı etkileşimleri hakkında genel bilgiler ile çalışmanın amacı ve kapsamı sunulmaktadır. İkinci bölümde, zemin-dış duvar-sıvı sistemleri için önerilen analitik ve sayısal modeller tanıtılmakta ve yerinde modal testler hakkında bilgiler verilmektedir. Daha sonra önerilen modeller ve modal testler aracılığıyla söz konusu sistemlerin modal karakteristikleri belirlenmekte ve deprem çözümlemeleri gerçekleştirilmektedir. Üçüncü bölümde ise, çalışmadan elde edilen sonuçlar ve öneriler verilmektedir. Bu bölümü kaynaklar listesi, özgeçmiş ve ekler bölümü izlemektedir.

Sonuç olarak bu çalışmada, önerilen analitik ve sayısal modellerin, yerinde gerçekleştirilen modal testler vasıtasıyla geçerlilikleri ve kullanılabilirlikleri araştırılmıştır. Ayrıca, sıvı ve zemin etkileşimlerinin, dikdörtgen kesitli depoların deprem davranışlarını dolgu geometrisine ve/veya varlığına, gömülme şekline, sıvı yüksekliğine ve temel/zemin sisteminin mekanik özelliklerine bağlı olarak önemli ölçüde değiştirebileceği görülmüştür.

Anahtar Kelimeler: Dikdörtgen Depo, Zemin-Yapı-Sıvı Etkileşimi, Yerinde Yapılan Modal Test, Modal Karakteristik, Lagrange Yaklaşımı, Sanal Sınır, Deprem Davranışı, Sonlu Elemanlar Yöntemi, Altsistem Yaklaşımı

SUMMARY

Investigation of Earthquake Behaviors of Soil-Exterior Wall of Tank-Fluid Systems

In rectangular tanks, the interactions of exterior walls with fluid, backfill soil and foundation soil convert the earthquake behaviors of these structures into a fairly complex problem. However, when the literature about the structure systems within the scope of the study is investigated, in general, it is seen that there appears a deficiency related to earthquake calculation and design of the exterior walls which interacting with soil and fluid. The main purpose of this study is to propose numerical and analytical approaches for investigating the earthquake behaviors of fluid-exterior wall-soil systems using the approaches proposed in the literature for consideration of fluid and soil interactions, and to investigate the validities and usabilitys of the proposed models by means of in-situ modal tests. Furthermore, examining the earthquake behaviors of the said systems via the approaches which appeared to be sufficient, it is also aimed to investigate the effects of both interactions on structure behavior.

The study consists of three main chapters and an appendix. In the first chapter, general information about rectangular tanks, dynamic and nonlinear behaviors of soils, soil-structure and fluid-structure interactions, and the aim and scope of this study are presented. In the second chapter, the analytical and numerical models proposed for soil-exterior wall-fluid systems are introduced and information about in-situ modal tests are given. Subsequently, modal characteristics of systems mentioned above are determined by the proposed models and modal tests, and earthquake analyses are fulfilled. In the third chapter, conclusions obtained from the study and suggestions are given. This chapter is followed by references list, autobiography and the appendix.

Consequently, in this study, the validities and usabilitys of analytical and numerical models via in-situ modal tests were investigated. Furthermore, it was seen that fluid and soil interactions can significantly change the earthquake behaviors of rectangular tanks depending on backfill geometry and/or existence of backfill, embedment shape, height of fluid and the mechanical properties of foundation/soil system.

Key Words: Rectangular Tank, Soil-Structure-Fluid Interaction, In-Situ Modal Test, Modal Characteristic, Lagrange Approach, Artificial Boundary, Earthquake Behavior, Finite Elements Method, Substructure Approach

ŞEKİLLER DİZİNİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 1. Katı cisim için gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi.....	5
Şekil 2. Şekildeğiştirme türleri (Çakıroğlu ve Özer, 1980).....	6
Şekil 3. Bazı ideal malzeme davranışları.....	7
Şekil 4. Farklı kırılma kriterleri için asal gerilme uzayında izotropik akma yüzeyleri (Chen ve Mizuno, 1990).....	8
Şekil 5. a) Üç boyutlu asal gerilme uzayında, b) İki boyutlu asal gerilme düzleminde Drucker-Prager kriteri (Chen ve Mizuno, 1990).....	8
Şekil 6. Tek kütleli bir sistem için yatay ötelenme ve dönme serbestlik derecelerinin içerildiği altsistem yaklaşım modeli (Wolf, 1994).....	11
Şekil 7. Birim küpe etkileyen kuvvetler.....	14
Şekil 8. Sonlu elemanlar ağında sanal sınırın uygulanması (Livaoğlu, 2005).....	16
Şekil 9. İnceleme konusu olan depolara ve depo dış duvar kısmına ait bir görünüş....	35
Şekil 10. a) Boş depo durumu, b) Sıvı etkileşiminin olduğu depo durumu, c) Temel/zemin ve sıvı etkileşiminin olduğu depo durumu, d) Dolgu ve sıvı etkileşiminin olduğu depo durumu.....	36
Şekil 11. Dolgu-dış duvar-sıvı etkileşimi için sonlu eleman modeli.....	39
Şekil 12. Dolgu-dış duvar-sıvı-temel/zemin etkileşimi için sonlu eleman modeli.....	40
Şekil 13. Housner yöntemine göre sıvı davranışı için dikkate alınan kütle yay modeli (Doğangün, 2002).....	42
Şekil 14. Dolgu-dış duvar-sıvı sistemi için önerilen mekanik model	44
Şekil 15. Dolgu-dış duvar-sıvı sisteminin matematik modeli ve modal gösterimi.....	45
Şekil 16. Dış duvar-sıvı sisteminin matematik modeli ve modal gösterimi.....	45
Şekil 17. Dolgu-dış duvar-sıvı-temel/zemin sisteminin matematik modeli ve modal gösterimi.....	48
Şekil 18. Dış duvar-sıvı-temel/zemin sisteminin matematik modeli ve modal gösterimi.....	49
Şekil 19. Yüzeysel temeller için dinamik rijitlik ve sönüm katsayılarının belirlenmesinde kullanılan grafikler (Gazetas, 1991).....	52
Şekil 20. Sarsıcı sistemi ve ivmeölçere ait görünüşler.....	56
Şekil 21. Farklı zemin etkilerine maruz ve tamamen açık depo dış duvarı görünüşleri.....	58
Şekil 22. Samsun ili Canik ilçesi 15000 m ³ hacmindeki dikdörtgen deponun yapısal özellikleri.....	61

Şekil 23.	Samsun ili Canik ilçesi 15000 m ³ hacmindeki dikdörtgen depoya ait görüşler.....	62
Şekil 24.	15000 m ³ hacmindeki dikdörtgen depo için önerilen modeller.....	63
Şekil 25.	15000 m ³ hacmindeki depo için analitik modelle belirlenen modal parametreler.....	63
Şekil 26.	Dolgu-dış duvar-sıvı-temel/zemin sistemi için S1 zemini koşullarında analitik modelle belirlenen modal parametreler.....	64
Şekil 27.	15000 m ³ hacmindeki dikdörtgen depo için önerilen dolgu-dış duvar-sıvı etkileşimi sonlu eleman modeli.....	65
Şekil 28.	Dikdörtgen depo için sayısal modelle etkin kütlelere ve katılım faktörlerine bağlı olarak belirlenen modlar.....	66
Şekil 29.	15000 m ³ hacmindeki dikdörtgen depo için önerilen dolgu-dış duvar-sıvı-temel/zemin etkileşimi sonlu eleman modeli.....	67
Şekil 30.	S1 zemini koşullarında dikdörtgen depo için sayısal modelle etkin kütlelere ve katılım faktörlerine bağlı olarak belirlenen modlar	68
Şekil 31.	S2 zemini koşullarında dikdörtgen depo için sayısal modelle etkin kütlelere ve katılım faktörlerine bağlı olarak belirlenen modlar.....	68
Şekil 32.	S3 zemini koşullarında dikdörtgen depo için sayısal modelle etkin kütlelere ve katılım faktörlerine bağlı olarak belirlenen modlar.....	69
Şekil 33.	Depoda gerçekleştirilen testten görünüm ve test düzeneğinin konumlandırılması.....	70
Şekil 34.	0-20 Hz frekans aralığı için iki farklı ivmeölçerden alınan ivme güç spektrumları ve bunların artırılmış ortalamalarının frekansla değişimleri, ($f_{sweptsq}=100 \text{ Hz} \sim 5 \text{ kHz}$).....	71
Şekil 35.	Zemin sistemlerine bağlı olarak önerilen analitik ve sayısal modellerden elde edilen 1. moda ait frekans değerleri.....	73
Şekil 36.	Zemin sistemlerine bağlı olarak analitik ve sayısal modellerle belirlenen modal frekans değerleri.....	73
Şekil 37.	Ankastre sayısal modelden ve testlerden elde edilen modal frekans değerleri.....	74
Şekil 38.	Bolu ili Hisar mevki 4000 m ³ hacmindeki dikdörtgen deponun yapısal özellikleri.....	76
Şekil 39.	Bolu ili Hisar mevki 4000 m ³ hacmindeki dikdörtgen deponun a) yandan görünüşü, b) üstten görünüşü.....	77
Şekil 40.	4000 m ³ hacmindeki dikdörtgen depo için önerilen modeller.....	78
Şekil 41.	4000 m ³ hacmindeki depo için analitik modelle belirlenen modal parametreler.....	78
Şekil 42.	Dolgu-dış duvar-sıvı-temel/zemin sistemi için S1 zemini koşullarında analitik modelle belirlenen modal parametreler.....	79

Şekil 43.	4000 m ³ hacmindeki dikdörtgen depo için önerilen dolgu-dış duvar-sıvı etkileşimi sonlu eleman modeli.....	80
Şekil 44.	Dikdörtgen depo için sayısal modelle etkin kütlelere ve katılım faktörlerine bağlı olarak belirlenen modlar.....	81
Şekil 45.	4000 m ³ hacmindeki dikdörtgen depo için önerilen dolgu-dış duvar-sıvı-temel/zemin etkileşimi sonlu eleman modeli.....	82
Şekil 46.	S1 zemini koşullarında dikdörtgen depo için sayısal modelle etkin kütlelere ve katılım faktörlerine bağlı olarak belirlenen modlar.....	83
Şekil 47.	S2 zemini koşullarında dikdörtgen depo için sayısal modelle etkin kütlelere ve katılım faktörlerine bağlı olarak belirlenen modlar.....	83
Şekil 48.	S3 zemini koşullarında dikdörtgen depo için sayısal modelle etkin kütlelere ve katılım faktörlerine bağlı olarak belirlenen modlar.....	84
Şekil 49.	Depoda gerçekleştirilen testten görünüm ve test düzeneğinin konumlandırılması.....	85
Şekil 50.	0-10 Hz frekans aralığı için dört farklı ivmeölçerden alınan ivme güç spektrumları ve bunların artırılmış ortalamalarının frekansla değişimleri, ($f_{sweptsin}=20 \text{ Hz} \sim 150 \text{ Hz}$).....	85
Şekil 51.	Zemin sistemlerine bağlı olarak önerilen analitik ve sayısal modellerden elde edilen 1. moda ait frekans değerleri.....	87
Şekil 52.	Zemin sistemlerine bağlı olarak analitik ve sayısal modellerle belirlenen modal frekans değerleri.....	87
Şekil 53.	Ankastre sayısal modelden ve testlerden elde edilen modal frekans değerleri.....	88
Şekil 54.	Bolu ili Bayramışlar mevki 10000 m ³ hacmindeki dikdörtgen deponun yapısal özellikleri.....	90
Şekil 55.	Bolu ili Bayramışlar mevki 10000 m ³ hacmindeki dikdörtgen depoya ait görüşler.....	90
Şekil 56.	10000 m ³ hacmindeki dikdörtgen depo için önerilen modeller.....	91
Şekil 57.	10000 m ³ hacmindeki depo için analitik modelle belirlenen modal parametreler.....	92
Şekil 58.	Sıvı-dış duvar-temel/zemin sistemi için S1 zemini koşullarında analitik modelle belirlenen modal parametreler.....	93
Şekil 59.	10000 m ³ hacmindeki dikdörtgen depo için önerilen sıvı-dış duvar etkileşimi sonlu eleman modeli.....	94
Şekil 60.	Dikdörtgen depo için sayısal modelle etkin kütlelere ve katılım faktörlerine bağlı olarak belirlenen modlar.....	94
Şekil 61.	10000 m ³ hacmindeki dikdörtgen depo için önerilen sıvı-dış duvar-temel/zemin etkileşimi sonlu eleman modeli.....	95
Şekil 62.	S1 zemini koşullarında dikdörtgen depo için sayısal modelle etkin kütlelere ve katılım faktörlerine bağlı olarak belirlenen modlar.....	96

Şekil 63.	S2 zemini koşullarında dikdörtgen depo için sayısal modelle etkin kütlelere ve katılım faktörlerine bağlı olarak belirlenen modlar.....	96
Şekil 64.	S3 zemini koşullarında dikdörtgen depo için sayısal modelle etkin kütlelere ve katılım faktörlerine bağlı olarak belirlenen modlar.....	97
Şekil 65.	Depoda gerçekleştirilen testten görünüm ve test düzeneğinin konumlandırılması.....	98
Şekil 66.	0-20 Hz frekans aralığı için iki farklı ivmeölçerden alınan ivme güç spektrumları ve bunların arttırılmış ortalamalarının frekansla değişimleri, ($f_{sweptsq}=20 \sim 5$ kHz).....	98
Şekil 67.	Zemin sistemlerine bağlı olarak önerilen analitik ve sayısal modellerden elde edilen 1. moda ait frekans değerleri.....	100
Şekil 68.	Zemin sistemlerine bağlı olarak sayısal modellerle belirlenen modal frekans değerleri.....	100
Şekil 69.	Samsun ili İlkadım ilçesi 5000 m ³ hacmindeki dikdörtgen deponun yapısal özellikleri.....	103
Şekil 70.	Samsun ili İlkadım ilçesi 5000 m ³ hacmindeki dikdörtgen depoya ait görünüşler.....	104
Şekil 71.	5000 m ³ hacmindeki dikdörtgen deponun dış duvarı için önerilen sonlu eleman modeli.....	104
Şekil 72.	Dikdörtgen depo için sayısal modelle etkin kütlelere ve katılım faktörlerine bağlı olarak belirlenen modlar.....	105
Şekil 73.	5000 m ³ hacmindeki dikdörtgen depo için önerilen dış duvar-temel/zemin etkileşimi sonlu eleman modeli.....	106
Şekil 74.	S1 zemini koşullarında dikdörtgen depo için sayısal modelle etkin kütlelere ve katılım faktörlerine bağlı olarak belirlenen modlar.....	107
Şekil 75.	S2 zemini koşullarında dikdörtgen depo için sayısal modelle etkin kütlelere ve katılım faktörlerine bağlı olarak belirlenen modlar.....	107
Şekil 76.	S3 zemini koşullarında dikdörtgen depo için sayısal modelle etkin kütlelere ve katılım faktörlerine bağlı olarak belirlenen modlar.....	108
Şekil 77.	Depoda gerçekleştirilen testten görünüm ve test düzeneğinin konumlandırılması.....	109
Şekil 78.	0-20 Hz frekans aralığı için iki farklı ivmeölçerden alınan ivme güç spektrumları ve bunların arttırılmış ortalamalarının frekansla değişimleri, ($f_{square}=20$ Hz).....	109
Şekil 79.	Zemin sistemlerine bağlı olarak önerilen sayısal modellerden ve testten elde edilen 1. moda ait frekans değerleri.....	111
Şekil 80.	Samsun ili Atakum 10000 m ³ hacmindeki dikdörtgen deponun yapısal özellikleri.....	113
Şekil 81.	Samsun ili Atakum 10000 m ³ hacmindeki dikdörtgen depoya ait görünüşler...	114
Şekil 82.	10000 m ³ hacmindeki dikdörtgen depo için önerilen dolgu-dış duvar etkileşimi sonlu eleman modeli.....	114

Şekil 83.	Dikdörtgen depo için sayısal modelle etkin kütlelere ve katılım faktörlerine bağlı olarak belirlenen modlar.....	115
Şekil 84.	10000 m ³ hacmindeki dikdörtgen depo için önerilen dolgu-dış duvar-temel/zemin etkileşimi sonlu eleman modeli.....	116
Şekil 85.	S1 zemini koşullarında dikdörtgen depo için sayısal modelle etkin kütlelere ve katılım faktörlerine bağlı olarak belirlenen mod.....	117
Şekil 86.	S2 zemini koşullarında dikdörtgen depo için sayısal modelle etkin kütlelere ve katılım faktörlerine bağlı olarak belirlenen mod.....	117
Şekil 87.	S3 zemini koşullarında dikdörtgen depo için sayısal modelle etkin kütlelere ve katılım faktörlerine bağlı olarak belirlenen mod.....	118
Şekil 88.	Depoda gerçekleştirilen testten görünüm ve test düzeneğinin konumlandırılması.....	119
Şekil 89.	0-20 Hz frekans aralığı için iki farklı ivmeölçerden alınan ivme güç spektrumları ve bunların artırılmış ortalamalarının frekansla değişimleri, ($f_{sin}=100$ Hz).....	119
Şekil 90.	Zemin sistemlerine bağlı olarak önerilen sayısal modellerden ve testten elde edilen 1. moda ait frekans değerleri.....	121
Şekil 91.	Çözümlemeler sonucu en büyük tepkilerin elde edildiği düğüm noktaları....	123
Şekil 92.	Depo dış duvarındaki yatay yerdeğiştirmelerin depo yüksekliği boyunca değişimleri.....	124
Şekil 93.	Depo çatı yerdeğiştirmelerinin zamanla değişimleri.....	125
Şekil 94.	Sıvı salınım yerdeğiştirmelerinin zamanla değişimleri.....	126
Şekil 95.	S2 zemini koşullarında depo sağ tarafındaki (u_{sr}) ve sol tarafındaki (u_{sl}) sıvı salınım yerdeğiştirmelerinin zamanla değişimleri.....	127
Şekil 96.	Depo dış duvarı dış yüz köşe noktasında z doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi.....	128
Şekil 97.	Depo dış duvarı dış yüz orta noktasında z doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi.....	128
Şekil 98.	Depo dış duvarı iç yüz köşe noktasında z doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi.....	129
Şekil 99.	Depo dış duvarı iç yüz orta noktasında z doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi.....	129
Şekil 100.	Depo dış duvarı dış yüz köşe noktasında x doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi.....	131
Şekil 101.	Depo dış duvarı dış yüz orta noktasında x doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi.....	131
Şekil 102.	Depo dış duvarı iç yüz köşe noktasında x doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi.....	132
Şekil 103.	Depo dış duvarı iç yüz orta noktasında x doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi.....	132

Şekil 104. Çözümlemeler sonucu en büyük tepkilerin elde edildiği düğüm noktaları....	134
Şekil 105. Depo dış duvarındaki yatay yerdeğiştirmelerin depo yüksekliği boyunca değişimleri.....	135
Şekil 106. Depo çatı yerdeğiştirmelerinin zamanla değişimleri.....	136
Şekil 107. Sıvı salınım yerdeğiştirmelerinin zamanla değişimleri.....	137
Şekil 108. Ankastre taban koşullarında depo sağ tarafındaki (u_{sr}) ve sol tarafındaki (u_{sl}) sıvı salınım yerdeğiştirmelerinin zamanla değişimleri.....	138
Şekil 109. Depo dış duvarı dış yüz köşe noktasında z doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi.....	139
Şekil 110. Depo dış duvarı dış yüz orta noktasında z doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi.....	139
Şekil 111. Depo dış duvarı iç yüz köşe noktasında z doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi.....	140
Şekil 112. Depo dış duvarı iç yüz orta noktasında z doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi.....	140
Şekil 113. Depo dış duvarı dış yüz köşe noktasında x doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi.....	142
Şekil 114. Depo dış duvarı dış yüz orta noktasında x doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi.....	143
Şekil 115. Depo dış duvarı iç yüz köşe noktasında x doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi.....	143
Şekil 116. Depo dış duvarı iç yüz orta noktasında x doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi.....	144
Şekil 117. Çözümlemeler sonucu en büyük tepkilerin elde edildiği düğüm noktaları....	146
Şekil 118. Depo dış duvarındaki yatay yerdeğiştirmelerin depo yüksekliği boyunca değişimleri.....	147
Şekil 119. Depo çatı yerdeğiştirmelerinin zamanla değişimleri.....	147
Şekil 120. Sıvı salınım yerdeğiştirmelerinin zamanla değişimleri.....	148
Şekil 121. S2 zemini koşullarında depo sağ tarafındaki (u_{sr}) ve sol tarafındaki (u_{sl}) sıvı salınım yerdeğiştirmelerinin zamanla değişimleri.....	149
Şekil 122. Depo dış duvarı dış yüz köşe noktasında z doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi.....	150
Şekil 123. Depo dış duvarı dış yüz orta noktasında z doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi.....	150
Şekil 124. Depo dış duvarı iç yüz köşe noktasında z doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi.....	150
Şekil 125. Depo dış duvarı iç yüz orta noktasında z doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi.....	151

Şekil 126. Depo dış duvarı dış yüz köşe noktasında x doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi.....	152
Şekil 127. Depo dış duvarı dış yüz orta noktasında x doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi.....	152
Şekil 128. Depo dış duvarı iç yüz köşe noktasında x doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi.....	153
Şekil 129. Depo dış duvarı iç yüz orta noktasında x doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi.....	153
Şekil 130. Çözümlemeler sonucu en büyük tepkilerin elde edildiği düğüm noktaları....	155
Şekil 131. Depo dış duvarındaki yatay yerdeğiştirmelerin depo yüksekliği boyunca değişimleri.....	156
Şekil 132. Depo çatı yerdeğiştirmelerinin zamanla değişimleri.....	157
Şekil 133. Depo dış duvarı dış yüz köşe noktasında z doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi.....	157
Şekil 134. Depo dış duvarı dış yüz orta noktasında z doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi.....	158
Şekil 135. Depo dış duvarı iç yüz köşe noktasında z doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi.....	158
Şekil 136. Depo dış duvarı iç yüz orta noktasında z doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi.....	158
Şekil 137. Depo dış duvarı dış yüz köşe noktasında y doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi.....	160
Şekil 138. Depo dış duvarı dış yüz orta noktasında y doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi.....	160
Şekil 139. Depo dış duvarı iç yüz köşe noktasında y doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi.....	160
Şekil 140. Depo dış duvarı iç yüz orta noktasında y doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi.....	161
Şekil 141. Çözümlemeler sonucu en büyük tepkilerin elde edildiği düğüm noktaları....	162
Şekil 142. Depo dış duvarındaki yatay yerdeğiştirmelerin depo yüksekliği boyunca değişimleri.....	163
Şekil 143. Depo çatı yerdeğiştirmelerinin zamanla değişimleri.....	164
Şekil 144. Depo dış duvarı dış yüz köşe noktasında z doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi.....	165
Şekil 145. Depo dış duvarı dış yüz orta noktasında z doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi.....	165
Şekil 146. Depo dış duvarı iç yüz köşe noktasında z doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi.....	166
Şekil 147. Depo dış duvarı iç yüz orta noktasında z doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi.....	166

Şekil 148. Depo dış duvarı dış yüz köşe noktasında y doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi.....	167
Şekil 149. Depo dış duvarı dış yüz orta noktasında y doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi.....	168
Şekil 150. Depo dış duvarı iç yüz köşe noktasında y doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi.....	168
Şekil 151. Depo dış duvarı iç yüz orta noktasında y doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi.....	168
Şekil 152. Dolgu-dış duvar-sıvı sistemi için sonlu eleman modelleri.....	170
Şekil 153. Depo dış duvarı boyunca en büyük yerdeğiştirmelerin yükseklikle değişimleri.....	172
Şekil 154. Farklı dolgu geometrileri için dolu depo durumunda çatı yerdeğiştirmesinin zamanla değişimlerinin karşılaştırılması.....	173
Şekil 155. Farklı dolgu geometrileri için boş depo durumunda çatı yerdeğiştirmesinin zamanla değişimlerinin karşılaştırılması.....	173
Şekil 156. Dolu depo modelleri için salınım yerdeğiştirmelerinin zamanla değişimleri..	174
Şekil 157. Depo dış duvarı dış yüzeyinde oluşan en büyük gerilmelerin zamanla değişimleri.....	176
Şekil 158. Depo dış duvarı iç yüzeyinde oluşan en büyük gerilmelerin zamanla değişimleri.....	177
Şekil 159. Dikkate alınan dolgu-depo-sıvı etkileşimi için sonlu eleman modeli.....	178
Şekil 160. Dolgu en üst seviyesinde elde edilen düşey yerdeğiştirmelerin zamanla değişimi a)boş depo durumu b)dolu depo durumu.....	181
Şekil 161. Yükseklik boyunca elde edilen yerdeğiştirmelerin a) Dört farklı model için b) boş depo durumunda içsel sürtünme açısına bağlı olarak c) dolu depo durumunda içsel sürtünme açısına bağlı olarak karşılaştırılmaları.....	182
Şekil 162. Boş depo durumunda içsel sürtünme açısına bağlı olarak çatı yerdeğiştirmesinin zamanla değişimi.....	183
Şekil 163. Dolu depo durumunda içsel sürtünme açısına bağlı olarak çatı yerdeğiştirmesinin zamanla değişimi.....	183
Şekil 164. Depo dış duvarındaki yerdeğiştirmenin yükseklikle değişimi a) BF40 ve B40 arasında b)BF25 ve B25 arasında.....	184
Şekil 165. BF40 ve B40 modelleri için çatı yerdeğiştirmelerinin zamanla değişimi.....	185
Şekil 166. Depo içerisindeki sıvının salınım yerdeğiştirmelerinin zamanla değişimi.....	186
Şekil 167. Depo dış duvarı iç yüzünde farklı içsel sürtünme açılarına göre hesaplanan gerilmelerin zamanla değişimleri a) boş depo durumu b)dolu depo durumu..	187
Şekil 168. Depo dış duvarı dış yüzünde farklı içsel sürtünme açılarına göre hesaplanan gerilmelerin zamanla değişimleri a) boş depo durumu b)dolu depo durumu..	188

Şekil 169. Depo dış duvarı iç yüzünde farklı modeller için hesaplanan gerilmelerin zamanla değişimleri a) W, F ve B25 modelleri arasında b) B25 ve BF25 modelleri arasında..... 190

TABLolar DİZİNİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 1. Farklı geometriye sahip yüzeysel temeller için statik ve dinamik rijitlikler (Gazetas, 1991).....	50
Tablo 2. Farklı geometriye sahip yüzeysel temeller için radyasyonel ve toplam sönümler (Gazetas, 1991).....	51
Tablo 3. Dikkate alınan zemin koşullarına ait fiziksel ve mekanik özellikler.....	59
Tablo 4. Önerilen modeller ile elde edilen modal sonuçlar ve test sonuçlarına göre hatalar.....	72
Tablo 5. Önerilen modeller ile elde edilen modal sonuçlar ve test sonuçlarına göre hatalar.....	86
Tablo 6. Önerilen modeller ile elde edilen modal sonuçlar ve test sonuçlarına göre hatalar.....	99
Tablo 7. Önerilen modeller ile elde edilen modal sonuçlar ve test sonuçlarına göre hatalar.....	110
Tablo 8. Önerilen modeller ile elde edilen modal sonuçlar ve test sonuçlarına göre hatalar.....	120
Tablo 9. Canik deposu için elde edilen en büyük yerdeğıştirmeler ve kritik kesitlerdeki gerilmeler ile bu tepkilerin gerçekleşme zamanları.....	122
Tablo 10. Hisar deposu için elde edilen en büyük yerdeğıştirmeler ve kritik kesitlerdeki gerilmeler ile bu tepkilerin gerçekleşme zamanları.....	134
Tablo 11. Bayramışlar deposu için elde edilen en büyük yerdeğıştirmeler ve kritik kesitlerdeki gerilmeler ile bu tepkilerin gerçekleşme zamanları.....	145
Tablo 12. İlkadım deposu için elde edilen en büyük yerdeğıştirmeler ve kritik kesitlerdeki gerilmeler ile bu tepkilerin gerçekleşme zamanları.....	155
Tablo 13. Atakum deposu için elde edilen en büyük yerdeğıştirmeler ve kritik kesitlerdeki gerilmeler ile bu tepkilerin gerçekleşme zamanları.....	162
Tablo 14. Dolu depo sistemleri için elde edilen en büyük tepkiler ve gerçekleşme zamanları.....	171
Tablo 15. Boş depo sistemleri için elde edilen en büyük tepkiler ve gerçekleşme zamanları.....	171
Tablo 16. Çalışmada kullanılan modellere ilişkin bilgiler ve kullanılan zemine ait özellikler.....	179
Tablo 17. Dolu depo durumunda elde edilen en büyük tepkiler ve gerçekleşme zamanları.....	180
Tablo 18. Boş depo durumunda elde edilen en büyük tepkiler ve gerçekleşme zamanları.....	180

SEMBOLLER DİZİNİ

a_h, a_v	: Yatay ve düşey ivmeler
a_0	: Boyutsuz frekans
A_b	: Temel alanı
A_n, A_{t1}, A_{t2}	: Zemin sınırında viskoz sönümleyicilerin kullanıldığı elemanın alanları
B, L	: Sırasıyla temele ait yarı genişlik ve yarı uzunluk
$B25, B30, B35, B40$: Elastoplastik dolgu-dış duvar modelleri
$BF25, BF30, BF35, BF40$: Elastoplastik dolgu-dış duvar-sıvı modelleri
BF_1, BF_2, BF_3	: 1, 2 ve 3 nolu elastik dolgu-dış duvar-sıvı sonlu eleman modelleri
B_1, B_2, B_3	: 1, 2 ve 3 nolu elastik dolgu-dış duvar sonlu eleman modelleri
c	: Zeminin kohezyonu
C	: Sistem sönüm matrisi
C^*	: Özel sönüm matrisi
C_z	: Düşey titreşim moduna ait sönüm değeri
C_x, C_y	: Yatay titreşim moduna ait sönüm değerleri
C_{rx}, C_{ry}	: Dönme titreşim moduna ait sönüm değerleri
C_t	: Burulma titreşim moduna ait sönüm değeri
$C_H (C_y)$: Yatay ötelenme modu için radyasyonel sönüm ve malzeme sönümünün kapsandığı toplam sönüm değeri
$C_\theta (C_{rx})$: Dönme modu için radyasyonel sönüm ve malzeme sönümünün kapsandığı toplam sönüm değeri
c_z	: Düşey titreşim moduna ait sönüm katsayısı
c_x, c_y	: Yatay titreşim moduna ait sönüm katsayıları
c_{rx}, c_{ry}	: Dönme titreşim moduna ait sönüm katsayıları
c_t	: Burulma titreşim moduna ait sönüm katsayısı
c_1, c_2, c_3	: Sırası ile yapıya, salınıma ve dolgu zeminine ait sönüm
E	: Elastisite Modülü
E_c	: Hacimsel elastisite modülü
$\frac{e}{r_0}$: Gömülme oranı

f	: Frekans
f_{ctd}	: Betonun tasarım çekme dayanımı
F	: Duvar-sıvı modeli
F	: Dolgu ortalama yüzeyi için kesit alanı
F'	: İndirgenmiş kesit alanı
G	: Kayma modülü
G_{max}	: Zemine ait en büyük kayma modülü
G_{sec}	: Zemine ait sekant kayma modülü
GS_{kayma}	: Kaymaya karşı güvenlik sayısı
H	: Sıvı yüksekliği
h_1^*, h_2^*, h_3^*	: Etkin yükseklikler
h_a	: Atıl kütle yüksekliği
h_c	: Salınım kütlesi yüksekliği
h_i	: İmpuls kütlesi yüksekliği
h_3	: Dolgu sisteminin dış duvara bağlı olduğu yükseklik
H_w	: Depo duvarı yüksekliği
I_1	: Gerilme tansörünün 1. invaryantı (değişmezi)
I_{bx}, I_{by}, I_{bz}	: x, y, z eksenlerine göre atalet momentleri
I_{ort}	: Duvar ortalama kesitindeki atalet momenti
J_2	: Deviator gerilme bileşeninin 2. invaryantı (değişmezi)
K	: Sistem rijitlik matrisi
K_z	: Düşey titreşim moduna ait statik rijitlik değeri
K_x, K_y	: Yatay titreşim moduna ait statik rijitlik değerleri
K_{rx}, K_{ry}	: Dönme titreşim moduna ait statik rijitlik değerleri
K_t	: Burulma titreşim moduna ait statik rijitlik değeri
\tilde{K}_z	: Düşey titreşim moduna ait dinamik rijitlik değeri
\tilde{K}_x, \tilde{K}_y	: Yatay titreşim moduna ait dinamik rijitlik değerleri
$\tilde{K}_{rx}, \tilde{K}_{ry}$: Dönme titreşim moduna ait dinamik rijitlik değerleri
\tilde{K}_t	: Burulma titreşim moduna ait dinamik rijitlik değeri
$K_H (\tilde{K}_y)$: Dinamik yatay ötelenme rijitliği
$K_\theta (\tilde{K}_{rx})$: Dinamik dönme rijitliği

k_z	: Düşey titreşim moduna ait dinamik rijitlik katsayısı
k_x, k_y	: Yatay titreşim moduna ait dinamik rijitlik katsayıları
k_{rx}, k_{ry}	: Dönme titreşim moduna ait dinamik rijitlik katsayıları
k_t	: Burulma titreşim moduna ait dinamik rijitlik katsayısı
k_1	: Duvar yatay rijitliği
k'	: Katsayı
k_1^*, k_2^*, k_3^*	: Etkin rijitlikler
k_2, k_c	: Salınım rijitliği
k_3	: Dolgu kesme rijitliği
k_s, c_s	: Taşıyıcı sisteme ait rijitlik ve sönüm
l	: Sıvı genişliğinin yarısı
M	: Sistem kütle matrisi
m_1	: İmpuls, duvar ve etkili alan içerisindeki çatı kütlelerinin toplamı
m_2, m_c	: Salınım kütlesi
m_3	: Dolgu kütlesi
m_a	: Sıvı atıl kütlesi
m_i	: İmpuls kütlesi
m_r	: Çatı kütlelerinin ilgili etkili alan içerisinde kalan kısmı
m_t	: Sıvı toplam kütlesi
m_w	: Depo dış duvarı kütlesi
M_1^*, M_2^*, M_3^*	: Etkin kütleler
n, t	: Sanal sınırdaki doğrultuları ifade eden indisler
$P(t)$: Yük vektörü
q	: Sürşarj
S_x	: x doğrultusundaki gerilme
S_{xe}	: Dış yüzde x doğrultusundaki gerilme
S_{xi}	: İç yüzde x doğrultusundaki gerilme
S_y	: y doğrultusundaki gerilme
S_z	: z doğrultusundaki gerilme
S_{ze}	: Dış yüzde z doğrultusundaki gerilme
S_{zi}	: İç yüzde z doğrultusundaki gerilme

t	: Zaman
u_r	: Çatı yerdeğiştirmesi
u_{sl}, u_{sr}	: Sıvı salınım yerdeğiştirmeleri
u_{vi}, u_{ve}	: Duvar yüzünde ve dış yüzde dolgu düşey yerdeğiştirmeleri
$\ddot{u}(t), \dot{u}(t), u(t)$: İvme, hız ve yerdeğiştirme vektörleri
$\ddot{u}_g(t)$: Yer hareketi ivmesi
V_{La}	: Lysmer analog dalga hızı
v_p	: p dalgası hızı
v_s	: Kayma (s) dalgası hızı
W	: Duvar modeli
w	: Duvar eğimi
ω	: Yükleme açısal frekansı
ω_n	: n. moda ait açısal frekans
α, k	: Drucker-Prager kriteri için malzeme sabitleri
β	: Dolgu eğimi
β	: Temel zeminine ait malzeme sönüm oranı
ε	: Birim şekildeğiştirme
θ	: Tabanda meydana gelen dönme
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$: Asal gerilmeler
φ	: İçsel sürtünme açısı
ϕ_n	: n. moda ait mod vektörü
δ	: Duvar sürtünme açısı
ρ	: Zemin yoğunluğu
γ	: Zeminin birim hacim ağırlığı
ν	: Poisson oranı
λ	: Kil zemine ait sönüm oranı

1. GENEL BİLGİLER

1.1. Giriş

Dikdörtgen kesitli depolar, sıvıları özellikle içme suyunu depolamak için yaygın şekilde kullanılan yapı sistemleridir. Bu yapıların uygun ve güvenli bir şekilde tasarlanması önemli bir husustur. Depoların depremlerde kısmen ya da tamamıyla hasar görmeleri, potansiyel olarak içme sularını tehlikeye atabilmekte, büyük yangınlara yol açabilmekte ve büyük ekonomik kayıplara neden olabilmektedir. Türkiye gibi aktif deprem kuşağında bulunan ülkelerde, özel mühendislik yapılarından biri olan içme suyu depolarının depreme karşı güvenli bir şekilde tasarlanmalarının önemi açıktır.

İçme suyu şebeke sisteminin en önemli ögesi olan depolar Türkiye’de çok farklı fiziksel ve geometrik özelliklere sahip olarak tasarlanabilmektedir. Uygulamada deponun bütün kenarları tamamıyla açıkta olabildiği gibi, bunların tamamı ya da bir kısmı gömülü de olabilmektedir. Depo duvarlarının tamamıyla açıkta olması genel olarak uygulamada istenmeyen bir hal olduğundan, topoğrafyanın el verdiği durumlarda temel hafriyatından çıkan malzeme ya da özel dolgu malzemeleri kullanılarak depo kenarları örtülmeye çalışılmaktadır. Tüm bunlardan anlaşılabilceği gibi, birçok farklı tasarımda farklı yüklerin etkisindeki depoların deprem davranışlarının da önemli farklılıklar göstereceği rahatlıkla söylenebilir. Oysa ülkemizde genellikle bu yapılar için tip projelerin uygulanıyor olması, ifade edilen farklılıkların tasarımda pek de önemsenmediğinin bir göstergesi olarak algılanabilir.

İnsanların yoğun olarak yaşadıkları merkezlerde bulunan içme suyu şebekelerinin güvenilirliği, o bölgenin deprem riskinin belirlenmesi üzerinde önemli bir etmendir. Türkiye gibi depremlerin yoğun olduğu ülkelerde bu tür sistemler içerisinde bulunan depoların hasarları, depremlerin insanlar üzerindeki etkilerini olumsuz yönde artırmaktadır. Bunlara başlıca örnek olarak 1939 Erzincan ($M_s=7.9$) ve 1966 Varto ($M_s=6.9$) depremleri sonrası, gerekli suyun temin edilememesi sonucu önlenemeyen yangınlar gösterilebilir. Ek olarak bu depremlerden sonra yaşanan içme suyu sıkıntısının neden olduğu güçlükler ise bu felaketlerin boyutlarının artmasına neden olmuşlardır. Dünya ölçeğinde de benzer durumlarla karşılaşmıştır. Örnek olarak; 1906 California ($M_w=7.7-8.3$) depremi sonrasında çıkan büyük yangınların söndürülememesi ve yakın bir zamanda meydana

gelmiş 2004 Sumatra depremi ($M_w=8.2$) sonrasında hemen hemen bütün bölgelerde içme suyu şebekelerinin hasar görmesi sonucu farklı bölgelerde %60~100 mertebesinde yeniden inşa edilmesi ya da onarılması verilebilir (Tang vd., 2006).

Yapısal olarak içme suyu şebeke sistemini, taşıyıcı sistem ve maruz oldukları yükleri dikkate alarak, üç bölümde incelemek mümkün olabilir. Bunlardan birinci bölümü su biriktirme ve muhafaza üniteleri olarak tanımlanan ana depolar, yedek ve su toplama depoları oluşturmaktadır. İkinci bölümü adı geçen depolara kaynaktan suyu getiren isale hattıyla birlikte, depolardaki suyun kullanıma sunulmasına hizmet veren şebeke hatları oluşturmaktadır. Son bölümü ise cazibeyle suyun şebekeye verilemediği durumlarda gerekli olan pompa istasyonları oluşturmaktadır. Bunlara bir zincirin halkaları olarak bakılırsa, herhangi birinin hasar görmesi ya da iş görmez hale gelmesi diğer bölümleri de iş görmez hale getirmektedir. Dolayısıyla bütün sistemin uygun şekilde tasarlanması bir zorunluluk olarak ortaya çıkmaktadır. Ancak risk algılaması bakımından bu bölümlerden isale hattı, şebeke ve pompa istasyonlarının depremlerden yerel olarak görecekları hasarları onarmak ve kullanıma açmak kısa süreli ve nispeten daha az zahmetli olmakta, fakat 75000 m³'e varan oldukça büyük miktarlarda suların muhafaza edildiği ana depolar ya da daha küçük kapasiteli toplama depoları için aynı şeyi söylemek mümkün olamamaktadır. Bunların onarımı ya da yeniden yapımı çok daha fazla zaman almaktadır. Tüm bu veriler ışığında, deprem davranışları bakımından en kritik halkanın su depoları olduğunu söylemek çok da güç olmamaktadır.

1.2. Zeminlerin Davranışları ve Dinamik Özellikleri

Depreme maruz kalmış yapıların hasar dağılımları incelendiğinde, hasarlara neden olan en önemli etkenlerden birinin tekrarlı ve dinamik yük etkisinde kalmış zemin etkisinin olduğu görülmektedir (Kramer, 1996). Deprem dalgaları zemin tabakalarının içerisinde geçerken zemin tabakalarının özelliklerini değiştirebilmekte, bu da zeminlerin gerilme, şekildeğiştirme ve mukavemet özelliklerinin değişmesi anlamına gelmektedir. Ayrıca deprem dalgaları zemin içerisinde geçerken, zemin, yapılara gelecek olan deprem ivmelerinin genliklerini ve frekans içeriğini de değiştirebilmektedir. Dolayısıyla zemin tabakalarının deprem esnasındaki davranışlarını daha iyi anlayabilmek için tabakaları oluşturan zemin cinslerinin detaylı incelenmesi gerekmektedir. Çünkü zeminler genel olarak ince daneli ve iri daneli olmak üzere iki ana gruba ayrılmakta ve bu gruplar depreme

karşı farklı davranışlar sergilemektedirler. Bu davranışlara etki eden faktörlerin ise genel olarak; zemin tabakalarında meydana gelen şekildeğiştirmenin mertebesi, efektif çevre basıncı, çevrim sayısı, frekans, boşluk oranı, plastisite indisi, aşırı konsolidasyon oranı ve suya doygunluk olduğu bilinmektedir. Zemin davranışları açısından ince daneli zeminlerde plastisite yani kilin su tutma kapasitesi; iri daneli zeminlerde ise boşluk oranı en önemli parametreler olmaktadır. Bu parametrelerin de derinlikle ve yatay doğrultuda değişebilir nitelikte olması, zeminlerin farklı noktalarda farklı davranışlar sergilemelerine neden olabilmektedir (Ansal vd., 1999). Yukarıda anılan faktörlerin zemin davranışına etkileri üzerine gerçekleştirilen çalışmalar incelendiğinde; Hardin ve Drnevich (1972), Krizek (1974) ve Kuribayashi (1974), kum zeminlere ait kayma modülünün; çevre basıncından, şekildeğiştirme genliğinden ve boşluk oranından oldukça etkilendiğini göstermişlerdir. Seed ve Idriss (1970), dane boyutu, doygunluk derecesi, boşluk oranı, yanal zemin basıncı katsayısı, içsel sürtünme açısı gibi faktörlerin kum zeminlere ait sönüm oranları üzerinde az etkili olduğunu, fakat şekildeğiştirme seviyesinin ve efektif çevre basıncının sönüm oranını etkileyen temel faktörler olduklarını vurgulamışlardır. Hardin ve Black (1968) ve Hardin (1978) ise en büyük kayma modülü hesabı için, zeminin plastisite ve aşırı konsolidasyon oranı etkilerini de içeren ampirik bir bağıntı geliştirmişlerdir. Anderson ve Stokoe (1978) ve Kokusho vd. (1982), zemine ait jeolojik yaşın en büyük kayma modülü üzerindeki etkisini incelemişler ve en büyük kayma modülünün yüksek plastisiteli killerde, düşük plastisiteli killere ve kohezyonsuz zeminlere nazaran zamanla daha fazla arttığını vurgulamışlardır. Dobry ve Vucetic (1987), G_{max} , G_{sec} ve λ sırasıyla normal konsolide ve kısmen aşırı konsolide kil zeminlere ait en büyük kayma modülü, sekant kayma modülü ve sönüm oranı olmak üzere yukarıda ifade edilen değişik faktörlerde meydana gelen artışın, G_{max} , G_{sec}/G_{max} , λ üzerindeki etkileri üzerine bir çalışma gerçekleştirmişlerdir. Vucetic ve Dobry (1991), doygun zeminlerin çevrimsel gerilme-şekildeğiştirme özellikleri üzerinde plastisite indisinin etkisini inceleyerek çizelgeler halinde sunmuşlardır. Bu çalışmalara ek olarak çeşitli faktörlerin zemin davranışlarına etkileri üzerine pek çok laboratuvar ve arazi çalışması literatürde mevcuttur (Richart, 1975; Idriss vd., 1976; Matsui vd., 1980; Kim ve Novak, 1981; Seed vd., 1986; Vucetic, 1988; Vucetic ve Dobry, 1988).

Deprem dalgalarının yayılmasını etkileyen zemin özelliklerinden rijitlik, sönüm, Poisson oranı ve yoğunluk değerleri arasında, rijitlik ve sönüm değerleri diğerlerine göre daha büyük öneme sahiptir (Kramer, 1996). Zira diğerlerinin etkisi daha az olup, değer olarak genellikle dar bir aralığa düşmektedirler. Elastisite modülü düşük zeminlerin küçük

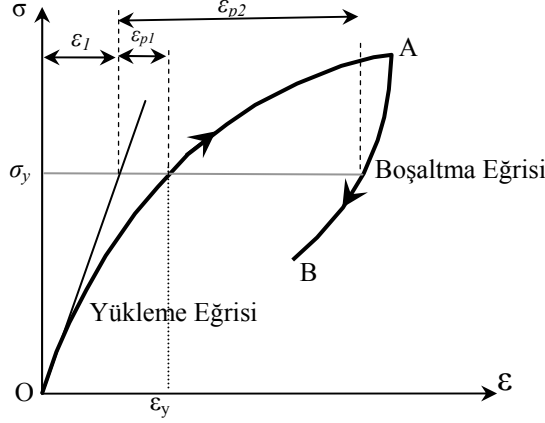
şekildeğiştirmelere maruz kaldığı durum ile büyük şekildeğiştirmelere maruz kaldığı durumlar arasında önemli farklılıklar olduğu ve zeminin davranışının doğrusal kabul edilmesinin büyük hatalara yol açabileceği de bilinmektedir (Borja vd., 1999; Chao, 1996). Deneysel bulgular da zeminlerin, şekildeğiştirme eşiğinin yaklaşık 1/30'una karşılık gelen şekildeğiştirme sınırının altında doğrusal elastik davranış sergilediğini, bu bölümden sonraki davranışın doğrusal olmadığını göstermektedir (Vucetic, 1994; Kramer, 1996). Bu nedenle zeminlerin mekanik özelliklerinin hem doğrusal hem de doğrusal olmayan durumlar için ayrı ayrı belirlenmesi gerekmektedir.

1.2.1. Zeminlerin Malzeme Bakımından Doğrusal Olmayan Davranışı

Bir yapı sisteminin çeşitli etkiler altında yapısal çözümlemesi gerçekleştirilirken, sistemde oluşan şekildeğiştirmeler genellikle, yapının boyutlarına oranla çok küçük bir değer olarak kabul edilmekte ve denge denklemleri şekildeğiştirmemiş sisteme göre yazılmaktadır. Ancak bazı durumlarda, yapıda oluşan şekildeğiştirmeler, yapının boyutlarına oranla ihmal edilemeyecek değerlere ulaşabilmekte ve bu durumda denge denklemlerinin yapının şekil değiştirmiş geometrisine göre yazılması gerekmektedir. Ayrıca yapı malzemelerinin gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri de farklı yükleme durumları için farklı davranışlar sergilemektedirler. Teorik olarak da, artan yük etkisi altında her sistem doğrusal davranıştan uzaklaşma eğilimi göstermektedir. Mühendislik açısından statik yükler etkisindeki bir sistemin davranışının elastik sınırlar içerisinde kalması beklenebilir. Ancak dinamik yük etkisi altındaki yapı sistemlerinin geometrik ya da malzemeye bağlı doğrusal olmayan davranış gösterme olasılıkları artmaktadır. Durum böyle olunca, söz konusu sisteme ait elemanların doğrusal olmayan davranış göstermelerinin ve plastikleşen kesitlerin oluşmasının sistem davranışını değiştireceği açıktır.

Şekil 1'de belirli yük etkisi altındaki bir katı cismin gerilme-şekildeğiştirme diyagramı şematik olarak verilmektedir. Bu diyagramda artan yük etkisi altında elde edilen "OA" kısmı yükleme eğrisini, azalan yük etkisi altında elde edilen "AB" kısmı ise boşaltma eğrisini temsil etmektedir. Burada malzeme, yükleme eğrisinde, gerilmelerle uzamaların oranının değişmediği orantılılık sınırı içerisinde doğrusal, orantılılık sınırından sonra doğrusal olmayan bir davranış göstermekte ve elastik özelliklerini kaybederek akma sınırına (σ_y - ϵ_y) ulaşmaktadır. Akma olayının başlamasından sonra, malzemede plastik

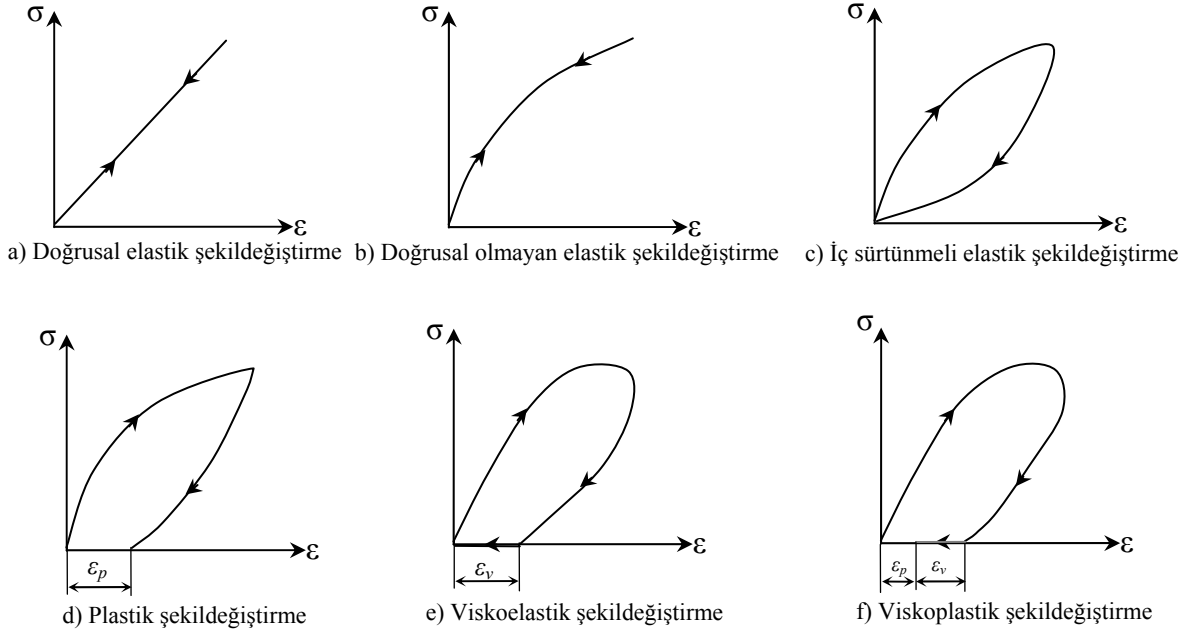
şekildeğiştirmeler meydana gelmektedir. Malzemeye etkiyen yüklerin kaldırılması durumunda ise elastik şekildeğiştirmeler geri dönerken, akmadan sonra meydana gelen plastik şekildeğiştirmeler (kalıcı deformasyon) geri dönmemektedir. Burada belirtilmesi gereken önemli bir husus da, orantılılık sınırı ile akma sınırı arasındaki farkın çok az olduğu ve pratik olarak çoğu zaman bu iki sınırın eşit kabul edildiğidir.



Şekil 1. Katı cisim için gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi

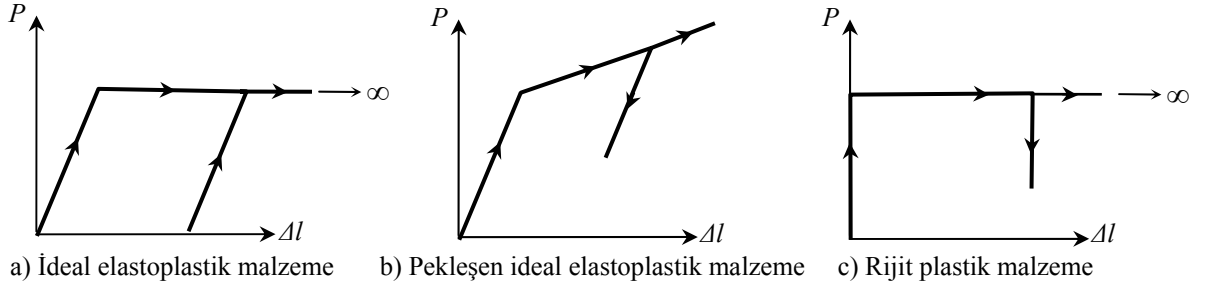
Birçok özel mühendislik yapısında olduğu gibi içme suyu depo duvarlarının deprem davranışlarının da her yönüyle gerçekçi olarak belirlenebilmesi etkileşim içerisinde bulunduğu zeminin karmaşık ve heterojen bir yapıya sahip olması nedeniyle kolay olmamakta, zeminlerin eşikli bir davranış göstermeleri zemin davranışlarının analizini zor yapan özelliklerden biri olarak ortaya çıkmaktadır. Zira, zeminler elastik davranış eşiği olarak tanımlanabilecek bir şekildeğiştirme seviyesine kadar doğrusal ve elastik davranmaktadır. Elastik davranış eşiğinden büyük şekildeğiştirme seviyelerinde ve plastik davranış eşiği olarak tanımlanabilecek bir şekildeğiştirme seviyesine kadar gerilme-şekildeğiştirme davranışları doğrusal olmayan elastoplastik bir davranış göstermektedir. Plastik davranış eşiği aşıldıktan sonra da zemin tamamen plastik bir davranış sergilemektedir. Örneğin; küçük bir depremde meydana gelen tekrarlı kayma gerilmeleri zemin tabakalarında hiçbir yumuşamaya neden olmamakta ancak elastik davranış eşiği aşıldıktan sonra yumuşama başlamakta ve plastik davranış eşiği aşıldıktan sonra da zemin tabakaları artık viskoplastik bir malzeme gibi davranmaya başlamaktadır (Ansal vd., 1999).

Yükleme ve boşaltma eğrileri çeşitli malzemeler için farklılıklar gösterebilmektedir. Örneğin; Şekil 2a ve b'de yüklemeye ile boşaltma eğrilerinin çakıştığı ve sırasıyla gerilme-şekildeğiştirme ilişkisinin doğrusal olduğu ve olmadığı şekildeğiştirmeler görülmektedir. Şekil 2c'de yüklemeye ve boşaltmanın farklı eğriler üzerinde meydana geldiği, fakat kalıcı şekildeğiştirmelerin oluşmadığı iç sürtünmeli elastik şekildeğiştirme görülmektedir. Bunlara ek olarak, yüklemeye ve boşaltma eğrilerinin farklı olduğu ve şekildeğiştirmelerin tamamıyla geri dönmedikleri plastik şekildeğiştirmeler Şekil 2d'de, boşaltma sonunda kalan şekildeğiştirme zamanla sıfıra indiği viskoelastik ya da kısmen geri döndüğü viskoplastik şekildeğiştirmeler sırasıyla Şekil 2e ve f'de görülmektedir. Burada ϵ_p plastik (kalıcı) şekildeğiştirmeyi, ϵ_v ise viskoelastik şekildeğiştirmeyi göstermektedir.



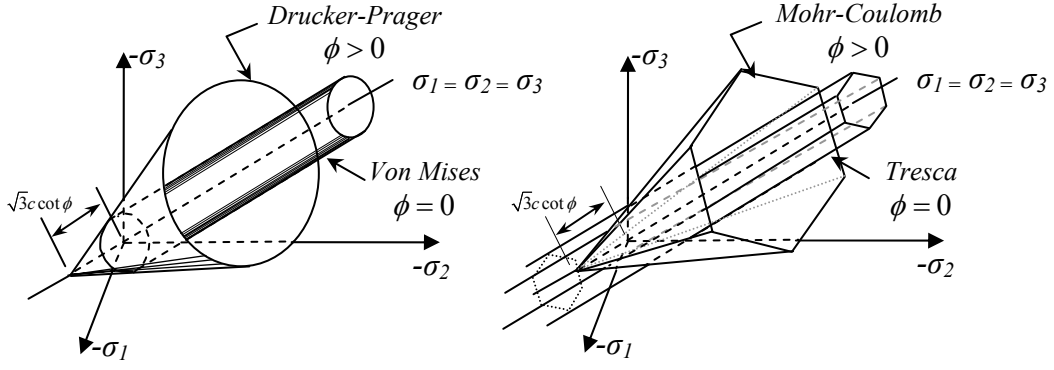
Şekil 2. Şekildeğiştirme türleri (Çakıroğlu ve Özer, 1980).

Şekil 2'den görüldüğü üzere, malzeme davranışlarını çeşitli başlıklar altında toplamak mümkündür. Ancak yapı sistemlerinin hesaplanabilmesi için çoğu zaman bazı idealleştirmeler yapılarak ideal malzemelerin tanımlanması gerekmektedir. Söz konusu bu idealleştirmeler yapılarak tanımlanan ideal malzemelerden başlıcaları; doğrusal ve doğrusal olmayan elastik malzeme, elastoplastik malzeme, ideal ve pekleşen elastoplastik malzeme ve rijit plastik malzemeler olup, bunların bazılarının yük-yerdeğiştirme ilişkisi Şekil 3'de verilmektedir (Çakıroğlu ve Özer, 1980).

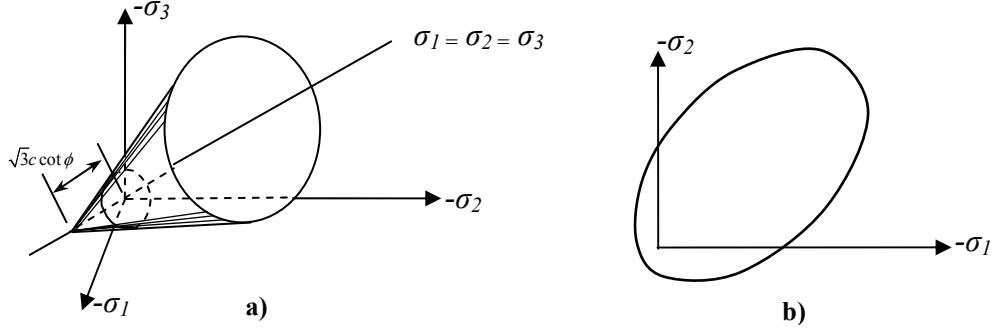


Şekil 3. Bazı ideal malzeme davranışları

Yapı malzemesi olarak kullanılacak olan herhangi bir malzemenin dış yük etkileri altında hangi zorlamalarla kırılacağına deneysel çalışmalarla belirlenmesi gerekmektedir. Ancak malzeme iki veya üç eksenli gerilme haline maruz ise deney tekniği zorlaşmakta, çok sayıda deney gerekmekte ve bu da pratik olmayan ve çözüm maliyetini artıran bir yol olmaktadır. Buradan hareketle, bazı araştırmacılar tarafından, malzemelerin hangi gerilme durumlarında kırılma ya da plastikleşme aşamasına eriştiğinin tespiti için, kırılma hipotezleri ortaya atılmış ve bunların doğruluğu deneylerle kontrol edilerek uygun olanları benimsenmiştir (Koçak, 1999). Burada şunu belirtmek gerekir ki; bütün malzeme türlerini ve yükleme tiplerini kapsayan tek bir kırılma hipotezi vermek mümkün olamamaktadır. Zira bir kırılma hipotezi, belirli tür malzemelerde ve yükleme tiplerinde iyi sonuçlar verebilmesine karşın, başka malzemeler için yanlış sonuçlar verebilmektedir. Bu bağlamda malzeme türüne ve yükleme tipine uygun kırılma hipotezini seçmek, doğru sonuçlara ulaşabilmek bakımından kritik bir öneme haiz olmaktadır. İki veya üç eksenli gerilme hallerinde akma veya kırılmanın hangi durumlarda meydana geleceğini belirlemek amacıyla ortaya atılan kırılma hipotezleri; gerilme, şekildeğiştirme ve enerji hipotezleri olmak üzere üç ana grupta toplanabilmektedir (İnan, 1996) Adlarından da anlaşılacağı üzere bu hipotezlerden birinci grup, tehlikeli duruma geçişte gerilmenin baş rolü oynadığını; ikinci gruptaki hipotezler, olayda şekildeğiştirmenin esas faktör olduğunu; üçüncü grupta ise şekildeğiştirme enerjisinin önemini esas kabul etmişlerdir. Bununla beraber, gerilme-şekildeğiştirme bağıntılarını dikkate almak şartı ile, bu hipotezleri gerilme cinsinden de ifade etmek mümkündür. Literatürde sıklıkla kullanılan gerilmeye bağlı hipotezler; maksimum normal ve kayma gerilmesi, Mohr-Coulomb kayma gerilmesi ve Drucker-Prager hipotezleridir (Şekil 4).



Şekil 4. Farklı kırılma kriterleri için asal gerilme uzayında izotropik akma yüzeyleri (Chen ve Mizuno, 1990).



Şekil 5. a) Üç boyutlu asal gerilme uzayında, b) İki boyutlu asal gerilme düzleminde Drucker-Prager kriteri (Chen ve Mizuno, 1990).

Zeminlerin, yapı sistemlerine nazaran genellikle daha hassas bir karaktere sahip olduğu, bu nedenle zemin-yapı etkileşimi açısından, doğrusal olmayan davranışlarının dikkate alınmasının oldukça önemli olduğu bilinmektedir (Chen ve Mizuno, 1990). Zeminlerin diğer malzemelere göre davranışlarının farklı olmasının nedeni; gerilme düzeyine bağlı olarak kayma dayanımlarının artması ve çekme gerilmelerine karşı gösterdikleri davranışın basınç durumundakinden oldukça farklı olmasıdır. Bu bağlamda, bu koşulları sağlayacak bir kırılma kriterinin dikkate alınması gerekli olmaktadır. Literatürde zemin için Drucker-Prager elastoplastik malzeme yaklaşımı sıklıkla kullanılmakta ve yukarıda ifade edilen koşullara cevap verebilmektedir (Chen ve Mizuno 1990; Bathe 1996). Bu nedenle bu çalışmada zeminin doğrusal olmayan davranışı bu yaklaşımla dikkate alınmaktadır (Şekil 5).

Şekil 5'deki Drucker-Prager akma kriterine göre akma yüzeyi (f); c zeminin kohezyonunu, ϕ içsel sürtünme açısını, I_1 gerilme tansörünün 1. invariantsını, J_2 deviatör gerilme bileşeninin 2. invariantsını göstermek üzere ve basınç meridyeni için;

$$\alpha = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} \quad k = \frac{6c \cos \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} \quad (1)$$

çekme meridyeni için;

$$\alpha = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 + \sin \phi)} \quad k = \frac{6c \cos \phi}{\sqrt{3}(3 + \sin \phi)} \quad (2)$$

olmak üzere,

$$f(I_1, J_2) = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} - k = 0 \quad (3)$$

şeklinde elde edilebilmektedir.

1.3. Zemin-Yapı Etkileşimi

Yapı sistemlerinin çözümlenmelerinde genel olarak yapının şekildeğiştirmeyen rijit bir ortama oturduğu, diğer bir ifadeyle yapının, temel sistemi vasıtasıyla, zemine ankastre mesnetlendiği kabulleri yapılmakta ve yapı ile temel/zemin sistemi arasındaki etkileşim ihmal edilmektedir. Bu yaklaşım, kaya türü çok rijit zeminler dışındaki diğer zeminler (kil, kum, ayrışmış kayalar vb.) üzerine inşa edilen yapılarda, yapısal özelliklere bağlı olarak geçerliliğini yitirebilmektedir (Livaoğlu, 2005). Çünkü deprem esnasında yapı ve zemin farklı şekillerde hareket ettiklerinden zemin yapının, yapı da zeminin davranışını etkilemektedir. Yapı ile zemin arasında dikkate alınan etkileşim, yapının periyot ve sönümünü artırmaktadır. Örneğin; 1985 Meksika depreminin özellikle yumuşak kil üzerine oturan 10-12 katlı yapılar üzerinde yıkıcı etkiler yaptığı, bu yapıların ankastre olarak çözümünden elde edilen doğal titreşim periyotları 1 saniye civarında iken, zemin-yapı etkileşimi sebebiyle periyotların 2 saniyeye kadar uzadığı ve büyük kayıpların yaşandığı

bilinmektedir (Mylonakis ve Gazetas, 2000). Yine Adana-Ceyhan depreminde zemin-yapı etkileşiminin yapıların çökmesi üzerinde önemli rol oynadığı bilinmektedir (Çelebi, 1998). Buradan hareketle; zemin-yapı etkileşiminin ihmal edilmesi bazı durumlarda sonucu önemli mertebelerde etkilememesine karşın, özellikle büyük barajlar, çok katlı rijit yapılar, nükleer güç santralleri ve su depoları gibi mühendislik yapılarının deprem davranışlarının belirlenmesinde dikkate alınması büyük önem taşımaktadır. Zira bu tür yapı sistemleri, günümüzde zorunlu olarak aktif deprem bölgelerinde de inşa edilmektedir. Söz konusu bu yapıların bazı durumlarda da çok değişik özelliklere sahip zeminler üzerine inşa edilmesi zorunluluğu, yapı ile zemin arasında dinamik karşılıklı etkileşim probleminin doğmasına neden olmakta ve zemin-yapı sisteminin dinamik özelliklerinin belirlenmesini gerekli kılmaktadır (Aydınöğlü, 1977).

Yukarıda ifade edildiği üzere zemin-yapı etkileşimi birçok yapı türü için söz konusu olduğundan, bu etkileşim geliştirilen bazı yöntemlerle incelenmeye çalışılmıştır. Buradan hareketle, zemin-yapı etkileşim probleminin çözümü için teknik literatürde önerilen yöntemleri; “altsistem yaklaşımları” ve “doğrudan çözüm yöntemleri” olmak üzere başlıca iki ana gruba ayırmak mümkündür.

1.3.1. Altsistem Yaklaşımları

Altsistem yaklaşımları, zemin-yapı etkileşim problemlerinin çözümünde, basitliği ve fiziksel olarak etkileşimi büyük bir yaklaşıklıkla ortaya koyabilmesi bakımından sıklıkla kullanılan yaklaşımlardır. Altsistem yaklaşımlarına dayalı yöntemlerde, zemin ve yapı ayırık sistemler olarak düşünülüp rijitlik ve sönüm değerleri belirlenen zeminin varlığının yapıya olan etkisi incelenmektedir. Şekil 6’da elastik yarı sonsuz zemin ortam üzerindeki tek kütleli bir sisteme ait yatay ötelenme ve dönme serbestlik derecelerinin içerildiği altsistem yaklaşım modeli verilmektedir. Şekil 6’da görüldüğü üzere, geleneksel olarak temelde tutulan serbestlik dereceleri yerine, sisteme, temel/zemin sisteminin davranışını karakterize eden dönme ve ötelenme serbestlik derecelerinin eklenmesi suretiyle tüm sistemin gösterilen matematik modelle ifade edilebilmesi mümkün olmaktadır. Etkileşim mekanizmasında tanımlanan rijitlik ve sönüm gibi fiziksel değişkenlerin yükleme frekansına bağlı olarak değişimi söz konusu olduğundan çözümün frekans ortamında gerçekleştirilmesi zaman ortamına göre daha kolay olmaktadır. Ancak altsistem yaklaşımlarında, özellikle doğrusal olmayan davranışların dikkate alındığı durumlarda

çözüm yöntemleriyle çözümlenme, frekans ve zaman ortamında yapılabileceği gibi, her iki ortam için sağladıkları kolaylıklar bakımından farklı sayısal yöntemlerin birlikte kullanıldıkları birleşik (hybrid) yaklaşımlar da bulunmaktadır.

Altsistem yaklaşımlarının doğrudan çözüm yöntemlerine nazaran daha basit olmalarına rağmen, doğrudan çözüm yöntemleri bu yaklaşımlara göre birçok üstünlüğe sahiptir. Bu üstünlükler arasında; zemin-yapı etkileşim modelinin daha gerçekçi oluşturulabilmesi, yapı ile zeminin herhangi bir noktasında meydana gelen iç kuvvet tepkilerinin elde edilebilmesi ve bunların yüklemeye bağlı değişimlerinin gözlemlenebilmesi, zemin ile yapının doğrusal ve elastik olmayan davranışlarının dikkate alınabilmesi, boyut ve şekil esnekliği nedeniyle karmaşık ve düzensiz yapı geometrilerinin kolayca modellenebilmesi, zemin-yapı arayüzlerinin geçiş elemanlarıyla dikkate alınabilmesi ve kalıcı şekilde değişimlerin dikkate alınabilmesi gösterilebilir (Luco vd., 1974; Hadjian vd., 1974b; Borja vd., 1999).

Genel olarak doğrudan çözüm yöntemleri ile altsistem yaklaşımlarının birbirleriyle uyumlu sonuçlar verdikleri bilinmektedir (Chao, 1996). Ancak sonlu elemanlar gibi doğrudan çözüm yöntemlerinin kullanılması durumunda; eleman tipi, sonlu eleman ağı ve özel enterpolasyon tekniklerinde yapılabilecek hatalardan kurtulmak amacıyla, sonuçların altsistem yaklaşımlarından elde edilenlerle karşılaştırılması yararlı olacaktır. Bu nedenle, bu çalışma kapsamında incelenecek olan dikdörtgen depo modelleri için bu husus dikkate alınmıştır.

Zemin-yapı etkileşiminde, modellenecek olan zemin ortam genellikle yarı sonsuz bir ortam olmakta ve bu yarı sonsuz ortam iki bölümde düşünülmektedir. Söz konusu bu yarı sonsuz ortamı; yapıya yakın bölgelerde zeminin doğrusal olmayan davranış sergilediği “yakın bölge” ve zeminin doğrusal bir davranış sergilediği “uzak bölge” olarak adlandırılan iki bölgeye ayırmak mümkündür (Wolf ve Song, 1996a; 1996b). Burada belirtilen yakın bölge zemini her durumda sonlu elemanlarla modellenebilmektedir. Uzak bölge zemini için ise iki alternatif söz konusudur. Bunlardan ilki, hareketin etkilediği bütün zemin parçasını içerecek kadar bir kısmı sonlu elemanlar ile modellemektir. Bu durumda doğru ve gerçekçi bir çözüm için yapı sistemini etkileyecek zemin ortamın uygun biçimde temsil edilmesi ve oluşturulan zemin modelinin sınırında etkileşim sebebiyle oluşan yerdeğiştirmelerin sifıra eşit olması ya da yakınsaması gerekmektedir. Temsil edilecek olan zemin ortam da ne kadar büyük olursa, matematik modelin gerçek probleme yaklaşımı o derece doğru olacaktır. Fakat hesaplarda dikkate alınacak zemin ortamın

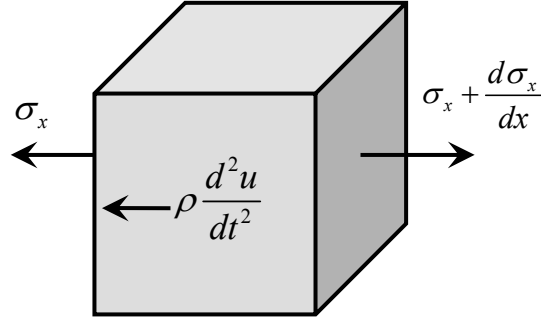
büyüklüğü, kullanılacak olan eleman miktarını ve çözülmesi gereken denklem sayısını da artıracığından çözüm maliyeti artacaktır. Bu bağlamda, zemin-yapı etkileşimini içerecek şekilde, dinamik çözümlenin bu ilk alternatifle gerçekleştirilmesine yönelik getirilebilecek en büyük eleştiri; çözüm maliyetinin çok yüksek olması ve zemin modelini büyütürken zemin sınırındaki yerdeğiştirmeyi sıfırlamak suretiyle, her ne kadar doğru çözüme ulaşılabilecek olsa da gerçekleştirilen bu modeli pratik amaçlar için kullanmanın oldukça güç olmasıdır (Nofal, 1998). İkinci alternatif olarak yakın bölgeyle birlikte sanal sınırların kullanılması, literatürde sıkça karşılaşılan bir diğer yaklaşımdır. Bu durumda zemine ait yayılmaya bağlı sönüm ve yansıma gibi etkilerin dikkate alınabilmesi de mümkün olmaktadır. Genel olarak sanal sınır yaklaşımlarının kullanılması, dikkate alınacak zemin boyutlarını küçülttüğünden işlem kolaylığı sağlamakta ve bu bölgedeki etkilerin daha gerçekçi bir şekilde dikkate alınmasına imkan tanımaktadır. Bu bağlamda, bu çalışma kapsamında dikdörtgen depo sistemleri için oluşturulan sonlu eleman modellerinde, yakın bölge zemini ile birlikte sanal sınırlar kullanma yaklaşımı tercih edilmiştir.

1.3.2.1. Sonlu Eleman Modelleriyle Sanal Sınırların Kullanılması

Sonlu elemanlar yöntemi zemin-yapı etkileşim problemlerine uygulandığında, sınır koşullarının doğru ve gerçekçi bir şekilde tanımlanması gerekmektedir. Zira oluşturulan modellerde, gerçekte sonsuz büyüklükteki zemin hacmi, sınırlı hacimdeki bir zemin ortamla temsil edilmeye çalışılmaktadır. Sınırsız zemin hacmini bu şekilde sonlu hacimle belirtmek, sistem enerjisini belirli bir bölgede sınırlamak anlamına gelmektedir. Bu durum ise, dinamik sistemde dalgaların sınır koşullarına bağlı olarak sürekli bir şekilde yansımaya ve yapay dinamik etkilerin ortaya çıkmasına neden olmaktadır (Hadjian vd., 1974a). Yapay dinamik etkiler, sınırların yapıdan çok uzakta seçilmesiyle veya zemin ortamda sanal sınırların kullanılmasıyla giderilebilmektedir. Sınırların yapıdan çok uzakta seçilmesi ile, yayılan enerji malzeme iç sönümü etkisiyle sınırlara gelmeden absorbe edilebilmektedir. Ancak bu yaklaşım tarzı, daha önce de ifade edildiği üzere, çok miktarda eleman ve serbestlik derecesi gerektireceğinden çözüm zamanı açısından ekonomik olmayacaktır. Buradan hareketle, sonsuz ortamda radyasyonla yayılan enerjiyi absorbe edebilen, diğer bir ifadeyle yayılmaya bağlı sönüm etkilerinin dikkate alınmasına olanak tanıyan ve yansıma etkilerini ortadan kaldıran birçok sanal sınır modeli geliştirilmiştir.

Genel olarak burada ifade edilen sanal sınırların yükleme frekansına bağlı olmaları, bu tür çözümlerinin frekans ortamında gerçekleştirilmesini kolaylaştırmasına karşın, bu tür sınırlar zaman ortamında yapılan çözümlerde de kullanılabilir. Söz konusu bu sanal sınırlardan ilki, Lysmer ve Kuhlemeyer (1969) tarafından model zemin sınırlarında tanımlanarak geliştirilen, P ve S dalgalarının taşıdığı enerjiyi absorbe edebilen viskoz sınırlardır. Daha sonraları hem zaman hem de frekans ortamında kullanılabilen Sönüm-Çözücü Yayılma metodu (Damping-Solvent Extraction Method) (Song ve Wolf, 1994; Wolf ve Song, 1996b), çift asimptotik çok yönlü geçirgen (Doubly-Asymptotic Multi Directional Transmitting Boundary) sınır yaklaşımı (Wolf ve Song, 1995; Wolf ve Song, 1996b), eksene yakın (Paraxial Boundary) sınır yaklaşımı (Wolf, 1988; Andrade, 1999) ve zaman ortamında kullanılabilen ve doymuş zeminlerdeki boşluk suyu basıncının da dikkate alındığı drenajlı viskoz sınır (Drained Viscous Boundary) yaklaşımı (Zerfa ve Lorent, 2004) gibi yaklaşımlar da literatürde bulunmaktadır.

Lysmer ve Kuhlemeyer'in (1969) dinamik bir modelde, yeterince enerji yutucu viskoz sanal sınırlar kullanarak, sonsuz büyüklükteki bir ortamı, dalga yayılımı açısından sınırlı bir hacimde tanımladığı daha önce ifade edilmişti. Burada belirtilen dalga yayılımına neden olan ve birim küpe etkiyen kuvvetler Şekil 7'deki gibi gösterilebilir.



Şekil 7. Birim küpe etkiyen kuvvetler

Şekildeki küp için x doğrultusunda bir boyutlu denge denklemi yazılırsa;

$$\rho \frac{d^2 u}{dt^2} - \frac{d\sigma_x}{dx} = 0 \quad (4)$$

ifadesi elde edilir. Burada σ_x gerilmesi, E_c hacimsel elastisite modülünü, ε_x x doğrultusundaki şekildeğiştirmeyi göstermek üzere;

$$\sigma_x = E_c \varepsilon_x = E_c \frac{du}{dx} \quad (5)$$

şeklinde belirlenebilir. Buradan hareketle; $v_p = \sqrt{E_c/\rho}$ olmak üzere bir boyutlu kısmi diferansiyel denklem, klasik dalga denklemini şeklinde aşağıdaki gibi elde edilebilir.

$$\frac{d^2 u}{dt^2} - v_p^2 \frac{d^2 u_x}{dx^2} = 0 \quad (6)$$

Burada pozitif x doğrultusunda hareket eden harmonik bir dalgaya ait yerdeğiştirme ($u(t, x)$) ve hız ($\dot{u}(t, x)$); fonksiyonları için;

$$u(t, x) = U \left[\sin \left(\omega t - \frac{\omega x}{v_p} \right) + \cos \left(\omega t - \frac{\omega x}{v_p} \right) \right] \quad (7)$$

$$\dot{u}(t, x) = U \omega \left[\cos \left(\omega t - \frac{\omega x}{v_p} \right) - \sin \left(\omega t - \frac{\omega x}{v_p} \right) \right] \quad (8)$$

ifadeleri yazılabilir. Aynı doğrultudaki şekildeğiştirme ve gerilme de zamana bağlı olarak;

$$\varepsilon(x, t) = \frac{du}{dx} = -\frac{\dot{u}(x, t)}{v_p} \quad (9)$$

$$\sigma(x, t) = E_c \varepsilon(x, t) = -\rho v_p \dot{u}(x, t) \quad (10)$$

bağıntılarıyla belirlenebilir (Wilson, 2002).

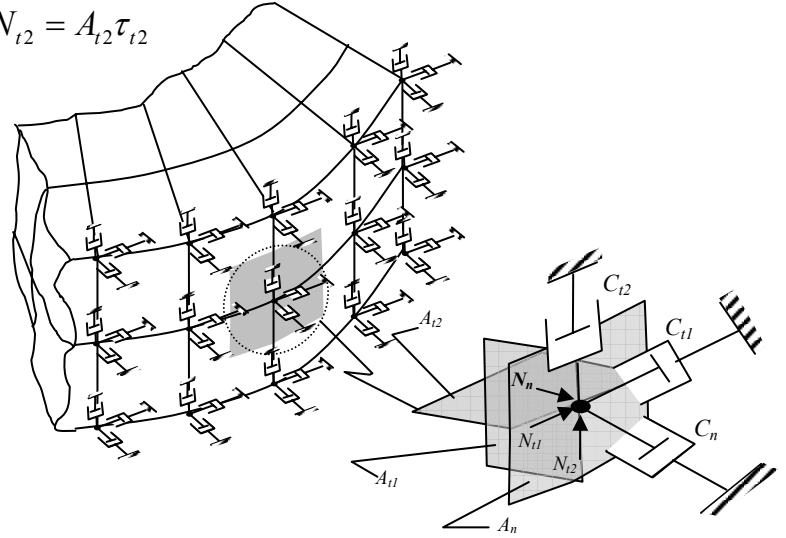
Lysmer ve Kuhlemeyer (1969) zemin ortamın, sonsuz ortamda yayılan P ve S dalgalarının taşıdığı enerjii absorbe edebilecek sınırlı bir ortam olarak modellenmesi

durumunda, sınırların nasıl modelleneceğine yönelik iki boyutlu dalga denklemini ele alarak, yukarıda elde edilen bağıntılara benzer bir yaklaşım izlemiştir. Her iki doğrultuda da bu dalgaların enerjilerinin sönümlenmesi ve bu yolla sınırdaki yansıma etkilerinin önüne geçilmesi amaçlanmaktadır. Buradan hareketle, her bir doğrultu için sınır yüzeyinde oluşan gerilmeler;

$$\sigma_n + \rho v_p \dot{u}_n = 0 \quad \tau_{t1} + \rho v_s \dot{u}_n = 0 \quad \tau_{t2} + \rho v_s \dot{u}_{t2} = 0 \quad (11)$$

bağıntılarıyla ifade edilmektedir. Burada ρ , v_p ve v_s dikkate alınan ortama ait yoğunluğu, boyuna dalga ve kayma dalgası hızlarını ifade etmektedir. n ve t indisleri sanal sınırdaki doğrultuları, σ ve τ sınırdaki oluşan normal ve kayma gerilmelerini, \dot{u} ise hız vektörünü göstermektedir (Şekil 8). Burada A_n , A_{t1} ve A_{t2} sırasıyla Şekil 8'deki sonlu eleman ağında gösterilen taraflı alanları göstermektedir.

$$\begin{aligned} N_n &= A_n \sigma_n; \quad N_{t1} = A_{t1} \tau_{t1}; \quad N_{t2} = A_{t2} \tau_{t2} \\ N_n + C_n \dot{u}_n &= 0 \\ N_{t1} + C_{t1} \dot{u}_{t1} &= 0 \\ N_{t2} + C_{t2} \dot{u}_{t2} &= 0 \end{aligned}$$



Şekil 8. Sonlu elemanlar ağında sanal sınırın uygulanması (Livaoğlu, 2005).

Şekil 8'den görüleceği gibi, sistemde sanal sınırların kullanılmasıyla sistem hareket denkleminde özel bir sönüm matrisi dahil edildiğinden genel hareket denklemi aşağıdaki şekilde olacaktır.

$$[\mathbf{M}]\{\ddot{u}(t)\} + [\mathbf{C}]\{\dot{u}(t)\} + [\mathbf{C}^*]\{\dot{u}(t)\} + [\mathbf{K}]\{u(t)\} = \{R(t)\} \quad (12)$$

Burada C^* ;sisteme ait özel sönüm matrisini ifade etmek üzere, bir serbestlik derecesi için aşağıdaki bağıntıda olduğu gibi yazılabilir.

$$[C^*] = \begin{bmatrix} A_n \rho v_p & 0 & 0 \\ 0 & A_{t1} \rho v_s & 0 \\ 0 & 0 & A_{t2} \rho v_s \end{bmatrix} \quad (13)$$

Geliştirilen bu viskoz sanal sınırların, yapılardan belirli uzaklıkta yerleştirilmesiyle oluşturulan zemin-yapı sistemine ait matematik model dinamik çözümlerinde kullanılabilir. Sanal sınırın yerinin belirlenmesine yönelik yapılan çalışmalarda, sınırın yerinin, zemin sisteminin sönüm mekanizması, ortamdaki dalga frekansı ve hızı gibi birçok parametreye bağlı olarak değiştiği görülmüştür. Söz konusu bu çalışmalarda sınırın, temel sisteminden $3/4 \sim 1$ tam Rayleigh dalga boyu kadar uzakta olması gerektiği ifade edilmektedir (Lysmer ve Kuhlemeyer, 1969). Buna ek olarak Hadjian vd., (1974b) zeminin doğrusal olmayan davranışını inceledikleri çalışmalarında sanal sınırlar kullanmaksızın zemin sınırlarını yapı temel sisteminin yarıçapının altı katı mesafede oluşturmuşlardır. Burada şunu da belirtmek gerekir ki; sanal sınır temel sisteminden ne kadar uzakta yerleştirilirse, etkileşimde doğacak olan kusurlar o derece giderilmiş, dolayısıyla da model duyarlılığı artırılmış olacaktır (Wolf, 1988).

1.4. Yapı-Sıvı Etkileşimi

Sıvı depoları büyük miktarlarda suyu depoladıklarından; barajlar, köprü kenar ayakları, deniz yapıları gibi sıvı etkileşimlerinin söz konusu olduğu yapı grubuna girmektedirler. Buradan hareketle, ülkemiz gibi deprem kuşağı üzerinde bulunan bölgelerde inşa edilecek sıvı depolarında, dinamik özellikler boş duruma göre daha farklı değerler alabileceğinden bu etkileşimin bu tür yapılarda da dikkate alınması gerekmektedir. Diğer bir ifadeyle, bu tür yapılarda yapı sıvının, sıvı da yapının dinamik davranışını etkilemekte, dinamik özellikler yapı-sıvı ortak sisteminin özellikleri olmaktadır. Sonuç olarak sıvı ortamında hidrodinamik basınçlar, yapı ortamında ise bu basınçlardan dolayı ilave yükler oluşmaktadır.

Depo-sıvı sistemleri dinamik bir etkiye maruz kaldıklarında, sıvı davranışı açısından başlıca iki kütle hareketinden söz edilebilir. Bunlardan birincisi; depo ile birlikte

hareket eden sıvıyı temsil eden impuls kütlesi ve diğeri yapıdan bağımsız bir şekilde salınım yapan sıvı kütlesi olan salınım kütesidir. Genel olarak literatürde bulunan ilk çalışmalar, Westergaard (1931) tarafından yapılan çalışmada olduğu gibi hazne duvarına etkiyen impuls kütesine bağlı hidrodinamik basıncın belirlenmesine yönelik çalışmalardır. Daha sonra; Abramson (1966), Bauer ve Siekmann (1971), Bauer (1972, 1992), Housner (1957, 1963), Veletsos ve Yang (1976) ve Veletsos (1984) tarafından analitik yöntemlerle salınım kütlesi etkilerinin de hesaba katılabildiği farklı yaklaşımlar geliştirilmiştir. Temel olarak literatürde bugüne değin geliştirilen bu analitik yöntemler; tek kütleli, iki kütleli ve çok kütleli sistemler olarak sınıflandırılabilirler. Bu tür analitik yaklaşımlar pratik çözümlenmelerde oldukça yaygın bir biçimde kullanılmaktadır.

Yapı-sıvı etkileşim problemi, analitik yöntemlere ek olarak, sayısal yöntemlerle birlikte kullanılabilen kütle ekleme, Euler ve Lagrange yaklaşımlarıyla da dikkate alınabilmektedir. Genel olarak kütle ekleme yaklaşımında bir ek kütle dikkate alınarak hazne içerisindeki bütün sıvının yapı duvar kütlesi ile birlikte hareket ettiği, hareket denkleminde sadece kütlenin arttığı, rijitlik ve sönümün değişmediği kabulüyle çözüme gidilmektedir. Lagrange yaklaşımında, hem sıvı ortamında hem de yapıda bilinmeyen olarak yerdeğiştirmeler kullanılmakta, denge ve uygunluk koşulları yapı-sıvı arayüzeyinde kendiliğinden sağlanmakta ve dolayısıyla özel arayüzey denklemine ihtiyaç duyulmamaktadır. Euler yaklaşımında ise sıvı ortamda bilinmeyen olarak basınçlar, yapıda ise yerdeğiştirmeler kullanılmakta ve bu durum bu yaklaşımın uygulanmasını Lagrange yaklaşımına göre zorlaştırmaktadır. Literatürde söz konusu etkileşimin, kütle ekleme yaklaşımıyla (Barton ve Parker, 1987; Doğangün vd., 1996a), Euler yaklaşımıyla (Zienkiewicz ve Bettess, 1978), Lagrange yaklaşımıyla (Wilson ve Khalvati, 1983; Olson ve Bathe 1983; Doğangün, 1995; Doğangün vd., 1996a; Doğangün ve Livaoğlu, 2004; Livaoğlu ve Doğangün, 2007a) ve Euler-Lagrange yaklaşımıyla (Donea vd., 1982) dikkate alındığı çalışmalar mevcuttur.

Yukarıda anılan analitik ve sayısal yaklaşımlara ilişkin teorik bilgiler ve matematiksel ifadeler Doğangün (1995) ve Livaoğlu (2005) çalışmalarında ayrıntılı bir biçimde sunulmaktadır.

1.5. Literatür Araştırması

Zemin-yapı etkileşim problemini çözmeye yönelik yapılan ilk çalışmalar 1904'de Lamb tarafından gerçekleştirilenlere kadar uzanmaktadır (Filho vd., 1997). Bu çalışmadan yararlanarak Reissner 1936'da elastik, homojen, izotrop ve yarı sonsuz ortama oturan rijit dairesel bir temelin tekil bir harmonik yük etkisi altındaki elastodinamik tepkisini incelemiştir (Filho vd., 1997). Daha sonra 1970'lerin başlarından itibaren gerçekleştirilen çalışmalarda zemin-yapı etkileşiminin konut, nükleer reaktör ve sıvı depoları gibi ağır ve rijit yapılar üzerinde ne kadar etkili olduğu incelenmiştir (Youssef, 1998; Halbritter vd., 1998).

Geçmişten günümüze çeşitli yapı ve zemin sistemleri için, zemin-yapı ve zemin-yapı-sıvı etkileşimleri üzerine pek çok çalışma gerçekleştirilmiş olup, bunlardan konuyla ilgili başlıcaları aşağıda özetlenmektedir.

Luco ve Hadjian (1974), üç boyutlu zemin-yapı etkileşim probleminin bir düzlem şekildeğiştirme modeliyle temsil edilebilirliğini ve bu temsil ile meydana gelen hataları incelemiştir. Sonuç olarak; değişik frekanslarda hem dinamik rijitlik hem de yayılmaya bağlı (radyasyonel) sönüm için bir yaklaşıklık sağlayacak iki boyutlu bir temsilin mümkün olmadığını, iki boyutlu modellerin üç boyutlu problemlerle ilgili radyasyonel sönümü daha fazla verdiğini ifade etmişlerdir. Benzer şekilde Tsai vd. (1974), yaklaşık frekans bağımsız temel empedans fonksiyonlarıyla gerçekleştirilen çözümün nükleer enerji santralleri için geçerli olup olmadığını incelemişler ve frekans bağımsız temel empedans fonksiyonlarının nispeten derin ve üniform üst zemin tabakasına sahip santral alanları için kullanılabilirliğini ancak üst zemin tabakasının sığ olması durumunda kullanılamayabileceğini belirtmişlerdir. Dominguez ve Roesset (1978), elastik yarı sonsuz ortama oturan dikdörtgen kesitli temellerin dinamik rijitliklerini frekans ortamında sınır elemanlar yöntemini kullanarak hesaplamışlardır. Apsel ve Luco (1987), tabakalı ve viskoelastik yarı sonsuz ortama gömülü temellerin dinamik davranışını belirleyebilmek için bir integral çözüm tekniği geliştirmişlerdir. Mita ve Luco (1989), elastik yarı sonsuz ortama gömülü rijit karesel temelin dinamik davranışını belirleyebilmek için birleşik (hybrid, karma) çözüm tekniğini kullanmışlardır. Seeber vd. (1990), esnek zemine oturan yatay ve düşey deprem etkisindeki sıvı dolu elastik silindirik deponun dinamik davranışı için depo-sıvı-zemin etkileşimini de dikkate alarak üç boyutlu çözümler gerçekleştirilmişlerdir. Zemin frekans bağımlı empedans fonksiyonlarıyla ifade edilen

tabakalı elastik yarı sonsuz ortam olarak, sıvıyı ise sıkışmaz, ideal ve dönmesiz olarak dikkate almışlardır. Sonuç olarak elastik zemin etkisinin ihmal edilmemesi gerektiğini ve rijit zemin varsayımının sıvı depoları için güvenli tasarımı garanti edemeyeceğini belirtmişlerdir. Wolf ve Song (1996a), sonlu elemanlar yöntemini kullanarak gömülü dikdörtgen kesitli temellerin empedans fonksiyonlarını farklı titreşim modları için hesaplamışlardır. Wolf ve Song (1998), dinamik zemin-yapı etkileşim probleminin çözümü için sınırsız (sonsuz veya yarı sonsuz) zemini ölçekli sınır sonlu elemanlar yöntemiyle modelleyerek farklı örnekler üzerinde yöntemin uygulanışını göstermişlerdir. Çözümlemeler sonucunda önerilen yöntemin yarı analitik bir sınır eleman yöntemi olduğunu, anizotrop malzemeler için uygun olduğunu, yöntemde sonsuzdaki yayılma durumunun kesin olarak sağlandığını, dinamik rijitlik matrisinin simetrik olduğunu ve kapalı formda çözüm sağladığını vurgulamışlardır. Borja vd. (1999), 20 Mayıs 1986 Taiwan depremi sırasında Lotung'daki LLST (Large-Scale Seismic Test) alanında zemin-yapı etkileşim etkilerini incelemek amacıyla üç boyutlu bir sonlu elemanlar modeli geliştirmişlerdir. Dikkate alınan yapıyı doğrusal elastik malzeme, temel zeminini ise plastik bir biçimde deforme olabilen elastoplastik bir malzeme olarak modelleyerek elastik tepki sınırında yapının varlığının, sistemin titreşim modlarını ve temel frekanslarını nasıl etkilediğini gözlemek amacıyla özdeğer analizleri gerçekleştirmişlerdir. Özdeğer analizlerinin sonucu olarak yerel etkilerin yapıda yatay ve düşey modlara ek olarak dönme ve burulma titreşim modları meydana getirdiğini ve yatay, burulma ve dönme modlarının düşey moddan daha tehlikeli olduğunu ifade etmişlerdir. Jaya ve Prasad (2002), altsistem yaklaşımını kullanarak zemin-yapı etkileşim problemini incelemişler ve hem tabakalı hem de homojen zemin ortamındaki gömülü ve kazıklı temellerin empedans fonksiyonlarını (dinamik rijitlik katsayılarını) belirleyebilmek için bir yöntem geliştirmişlerdir. Temel-zemin sistemini rijit disklerle temsil ederek rijit diskler arasındaki zemin ortamın kalınlığını uygun bir model elde edebilmek için en kısa dalga boyunun 1/6'sı olarak dikkate almışlardır. Elde ettikleri sonuçları, kesin çözüm sonuçlarıyla karşılaştırdıklarında oluşturulan modelin tabakalı ortamdaki gömülü temeli temsil etmek için geçerli olduğunu ve hemen hemen tüm durumlar için, sonuçlarda gözlenen maksimum farklılığın %10 içerisinde kaldığını vurgulamışlardır. Şafak (2006), temelin etrafını saran zemin ortamın dinamik rijitliğini ifade eden empedans fonksiyonlarının, yapıların sismik davranışı araştırılırken, zemin-yapı etkileşimini açıklamak için basit bir kolaylık sağladığı ancak bunların frekans bağımlılığı nedeniyle zemin-yapı etkileşiminin zaman ortamında dikkate

alınmasını zorlaştırdığı düşüncesinden hareketle en küçük kareler yöntemi aracılığıyla iki karmaşık çok terimli kullanarak frekans bağımlı empedans fonksiyonlarını, frekans bağımsız hale getirebilen bir yöntem geliştirmiştir. Sonuç olarak önerilen yöntemle empedans fonksiyonlarının frekans bağımsız hale geldiğini ve zemin-yapı etkileşimini açıklamak için zaman ortamına kolaylıkla dahil edilebileceğini ifade etmiştir. Çelebi vd. (2006), parametrik çalışmalar gerçekleştirerek yüzeysel ve gömülü temellerin dinamik empedans fonksiyonlarını frekans ortamında geniş bir aralık için elde etmişler ve bütün titreşim modları için elde ettikleri boyutsuzlaştırılmış rijitlik ve sönüm katsayılarını, literatür sonuçlarıyla karşılaştırarak önerilen modelin yeterliliğini göstermişlerdir. Gömülü temeller için analitik veya yarı analitik yaklaşımlar geliştirilen çalışmalarda; Aviles ve Perez-Rocha (1996), tabakalı bir zemin ortam içerisine gömülü temeller için burulma empedansı değerini, Tassoulas ve Kausel (1983) ise, burulma, düşey, yatay ve dönme empedans fonksiyonlarını elde edebilmek için çalışmalar gerçekleştirirken, Wolf ve Preisig (2003), empedans fonksiyonlarını hesaplamak için koni modelini kullanmışlardır. Liou ve Chung (2009), tabakalı zemin ortam içerisine gömülü eksenel simetrik temeller için frekans ortamında burulma, düşey, yatay ve dönme empedanslarının hesabı için sayısal bir çalışma gerçekleştirirken, Chen ve Hou (2009) modal analiz tekniklerini kullanarak geliştirdikleri bir yöntemle zemin empedans fonksiyonlarını belirleyerek ve temel zemin etkileşimini dikkate alarak dairesel esnek temellerin düşey titreşim etkisi altında çözümlenmelerini gerçekleştirmişlerdir. Bu çalışmalara ek olarak; hem dikdörtgen ve kare kesitli hem de farklı geometriye sahip temel şekilleri için yukarıda ifade edilen temel empedans fonksiyonlarının her bir titreşim modu için belirlenmesine ve farklı uygulamalar için kullanılmasına yönelik pek çok çalışma, yüzeysel ve gömülü temel durumları için literatürde mevcuttur (Dobry ve Gazetas, 1986; Dobry vd., 1986; Gazetas ve Tassoulas, 1987a; Gazetas ve Tassoulas, 1987b; Gazetas, 1991; Gazetas ve Stokoe, 1991; Mylonakis vd., 2006).

Gömme depoların dinamik davranışlarını belirleyebilmek için Iwatate vd. (1980), bir takım sarsma tablası deneyleri ve sayısal çalışmalar gerçekleştirmişlerdir. Deneysel çalışmalarda; aynı çap ve yüksekliğe, farklı kalınlığa sahip zemine gömülü üç farklı esnek ve rijit model depo seçmişlerdir. Yapılan deneysel çalışmalarda; esnek depo durumunda yüzeye yakın zemin basıncının taban ivmesindeki artışla önemli derecede arttığını, rijit depo durumunda zemin basıncı dağılımının hidrodinamik basınca benzer şekilde oluştuğunu gözlemişlerdir. Önerilen sayısal yöntemle ise zemin-yapı sisteminin deprem

davranışının yeterli doğrulukta belirlenebildiğini ve zeminin doğrusal olmayan özelliklerinin dinamik zemin basıncı üzerinde oldukça etkili olduğunu ifade etmişlerdir. Bu çalışmaya benzer şekilde tek bir gömme depo ile büyük ölçekli ve grup halinde yumuşak zemine inşa edilmiş gömme depoların deprem davranışlarını belirlemeye yönelik çalışmalar literatürde mevcuttur (Hamada vd., 1975; Shirasuna ve Goto, 1984; Goto ve Shirasuna, 1984). Ayrıca Nam vd. (2006), zeminle etkileşim içerisinde olan gömme betonarme yapıların gerçekçi bir dinamik analizi için arayüzey bölgesinin davranışının belirlenmesi gerektiğini savunan bir çalışma gerçekleştirmişlerdir. Bu amaçla arayüzey bölgesinin kalınlığını da dikkate alarak elastoplastik bir arayüzey modeli önermiş ve sonlu elemanlar programı geliştirerek arayüzey etkilerinin yapı davranışı üzerindeki etkilerini araştırmışlardır. Sonuç olarak; kalınlığın dikkate alınmadığı bir arayüzey elemanının deformasyon davranışını gerçekçi bir şekilde temsil edemeyeceğini ve depreme dayanım performansı açısından gömme betonarme yapıların tasarımında kesme kuvveti kapasitesi ve sünekliğin önemli faktörler olduğunu belirtmişlerdir.

Gerçekleştirilen bazı özel çalışmalarda ise; Fujita (1982), yatay deprem etkisine maruz, elastik temele oturan silindirik sıvı deposunun dinamik analizini gerçekleştirerek depo temel rijitliğinin ve depo taban plağı kalınlığının dinamik davranış üzerindeki etkilerini incelemişler ve depo temel rijitliğinin salınım modları üzerindeki etkilerinin ihmal edilecek seviyede küçük olduğunu ifade etmişlerdir. El Mezaini (2006), düz ve koni şeklinde taban plağına sahip silindirik depoların tasarımı üzerinde zemin-yapı etkileşim etkilerini incelemiştir. Depo duvarını ve taban plağını sonlu elemanlar yöntemini kullanarak kabuk elemanlarla modellemiştir. Analizler sonucunda depo davranışının farklı oturmalara oldukça duyarlı olduğunu ve çok küçük miktarlarda farklı oturmaların bile tasarım kuvvetlerini önemli ölçüde değiştireceğini, deponun kendi ağırlığının farklı oturmalara ve taban deformasyonuna neden olabileceğini ve zemin yumuşadıkça daha fazla farklı oturmaların meydana gelebileceğini, taban geometrisinin farklı oturmaları etkilediğini ve koni şeklinde taban geometrisinin daha az farklı oturma sergilediğini vurgulamıştır. Ayrıca Small (2001), zemin-yapı etkileşimini dikkate alarak radye ve kazıklı radye temeller için sayısal ve analitik yöntemler geliştirmiş, zemin davranışı için basit yay veya Winkler modelinin kullanılmasının hatalı sonuçlara yol açabileceğini ve bunların artık kullanılmaması gerektiğini ileri sürmüş ve zemin için sürekli ortam modellerinin daha rasyonel olduğunu belirtmiştir. Allotey ve El Naggar (2008), FEMA 356 tasarım kılavuzunda önerilen lineer olmayan Winkler modelinin çeşitli çevrimsel zemin-temel-yapı

etkileşim problemlerinde uygulanabilirliğini araştırmışlardır. Bu amaçla lineer olmayan Winkler modeliyle elde edilen sonuçları santrifüj deneylerinden elde edilenlerle karşılaştırmışlardır. Sonuç olarak; FEMA 356 lineer olmayan Winkler modelinin moment-dönme ve oturma-dönme tepkilerini ikincil moment etkilerinin kayda değer olması durumunda bile çok iyi verdiğini, çevrimsel yatay yerdeğiştirmelerin belirlendiğini, fakat kalıcı yatay yerdeğiştirmeler için aynı şeyi söylemenin mümkün olmadığını, P - δ etkilerinin önemli olabileceğini ve analizlerde dikkate alınması gerektiğini, uygun yükleme eğrisinin tespiti için zemin yük geçmişinin bilinmesi gerektiğini ifade etmişlerdir.

Dolgu-duvar sisteminin davranışını belirleyebilmek amacıyla; Elgamel vd. (1996), tam ölçekli titreşim deneyleri gerçekleştirmişler ve duvar uzunluğu boyunca ölçümleri kaydetmişlerdir. Genel olarak duvar ve bitişik dolgu bölgesinin eş fazlı hareket ettiğini, duvardan uzaklarda ise yüksek rezonans frekanslarında faz dışı duvar-dolgu hareketleri gözlemlendiğini belirtmişlerdir. Madabhushi ve Zeng (1998, 2007) ise, rıhtım duvarlarının deprem etkisi altındaki davranışını belirleyebilmek için sonlu elemanlarla elde ettikleri sonuçları, santrifüj deneylerinden elde edilenlerle karşılaştırmışlar ve sayısal olarak elde ettikleri sonuçların hem kuru hem de doymuş durumlar için deneysel verilerle uyum içerisinde olduklarını ifade etmişlerdir.

Kim vd. (2002), zemin-yapı-sıvı etkileşimlerini dikkate alarak taban izolasyonlu sıvı depolarının üç boyutlu dinamik davranışını incelemişlerdir. Geliştirilen yöntemin doğruluğunu ve uygulanabilirliğini sayısal uygulamalarla göstermişlerdir. Sonuç olarak depo ile temel zemini arasındaki rölatif yerdeğiştirmelerin düşük frekanslarda maksimum değerlere ulaştığını, frekansların artmasıyla yerdeğiştirmelerin azaldığını ve düşük frekanslı depremler meydana geldiğinde taban izolasyon sisteminin zeminden yapıya iletilen sismik kuvveti azalttığını ifade etmişlerdir. Taban izolasyonlu sıvı depolarının sismik davranışı üzerine benzer bir çalışma da Cho vd. (2004) tarafından gerçekleştirilmiştir.

Takewaki vd. (2003), gömme yapılarıdaki zemin-yapı etkileşim etkilerini basit ve hızlı bir şekilde değerlendirmek için koni modeli vasıtasıyla bir yöntem sunmuşlardır. Bu amaçla tek serbestlik dereceli üst yapının transfer fonksiyonu genliğini i) zemin-yapı etkileşiminin dikkate alınmadığı, ii) gömülmenin olmadığı zemin-yapı etkileşiminin dikkate alındığı, iii) sığ gömülmenin olduğu zemin-yapı etkileşiminin dikkate alındığı, iv) derin gömülmenin olduğu zemin-yapı etkileşiminin dikkate alındığı dört farklı gömülme durumuna bağlı olarak hesaplamışlardır. Çalışmada bu dört farklı gömülme oranını

($\frac{e}{r_0} = 0.0; 0.5; 1.0; 2.0$) olarak ve dört farklı kayma dalgası hızını ise ($v_s = 200; 100; 50; 30$ m/s) olarak dikkate alıp kayma dalgası hızının 100 m/s'den büyük olduğu durumlarda transfer fonksiyonu genliğinin gömülme derinliğinden fazla etkilenmediğini, 100 m/s'den küçük olduğu durumlarda ise oldukça etkilendiğini göstermişlerdir. Ayrıca genelde transfer fonksiyonu genliğinin gömülmenin artmasıyla azaldığını, küçük kayma dalgası hızlarında ($v_s = 30-50$ m/s) ve büyük gömülme durumunda ($\frac{e}{r_0} = 2.0$) ise karakterinin düzensizleştiğini belirtmişlerdir. Benzer şekilde bazı araştırmacılar da (Aviles ve Perez-Rocha, 1998; Stewart vd., 1999; Livaoğlu ve Doğanğün, 2007a) temelin gömülme etkilerini incelemiş ve gömülmenin yapı dinamik davranışı üzerinde önemli etkilerinin olabileceğini ifade etmişlerdir. Yine benzer bazı çalışmalarda ise; tabakalı zemin içerisine gömülü esnek şerit temellerin dinamik davranışı üzerinde gömülmenin, temel rijitliğinin ve temel esnekliğinin etkileri incelenmiştir (Spyrakos ve Xu, 2003;2004). Bu çalışmalara ek olarak Ambrosini vd. (2000), zemin-yapı etkileşimini dikkate alarak prizmatik dikdörtgen kesitli temel sistemine sahip bina türü yapıların sismik davranışı üzerinde temel esnekliğinin etkisini incelemişlerdir. Bu amaçla üç farklı yapı, üç farklı deprem kaydı ve yedi farklı zemin koşulunu dikkate alarak, yapı ve zemin davranışlarının lineer elastik olduğu kabulü ile parametrik bir çalışma gerçekleştirmişler ve kayma modülündeki azalmaya bağlı olarak en büyük taban kesme kuvvetinin %70'ine kadar azaldığını göstermişlerdir. Ayrıca elde edilen sonuçların geçerliliğinin kuvvetli yer hareketine maruz esnek ve narin yapılar için de test edilmesi gerektiğini vurgulamışlardır.

Ayaklı depoların dinamik davranışlarını belirleyebilmek için ise Livaoğlu ve Doğanğün (2006), zemin-yapı-sıvı etkileşimini dikkate alarak bir çalışma gerçekleştirmişlerdir. Mekanik ve sonlu eleman modelleme tekniklerini kullanarak on adet model oluşturmuşlar ve dört farklı temel zemin sınıfı dikkate almışlardır. Sıvı-yapı etkileşimi için eklenmiş kütle yaklaşımını, zemin-yapı etkileşimi için kütsüz temel ve altsistem yaklaşımlarını kullanmışlardır. Sonuç olarak toplanmış tek kütleli modellerin hem ankastre taban hem de esnek zemin koşullarında taban kesme kuvvetini ve devirme momentini olduğundan daha küçük verdiğini ve bu durumun emniyetsiz sismik tasarıma yol açabileceğini vurgulamışlardır. Bir başka çalışmada ise; Livaoğlu ve Doğanğün (2007b), çeşitli temel zeminleri üzerine oturan çerçeve taşıyıcı sisteme sahip ayaklı depoların deprem davranışını incelemek için ayaklı depo ve temel zeminini sonlu elemanlar

yöntemiyle modellemişlerdir. Analizler sonucunda ayaklı deponun dinamik tepkisinin temel zemini özelliklerine bağlı olarak önemli ölçüde değiştiğini ve zemin-yapı etkileşiminin ayaklı deponun burulma modlarından daha çok impuls modlarını ve yatay yerdeğiştirmesini etkilediğini göstermişlerdir. Ek olarak depo yüksekliği boyunca yerdeğiştirmelerin değişiminin ankastre tabana ve düşük Young modülüne sahip sistemler için birbirinden oldukça farklı olduğunu, nispeten düşük Young modülüne sahip elastik bir ortam üzerindeki depoda müsaade sınırlarının ötesinde yerdeğiştirmelerin oluşabileceğini ve bu yerdeğiştirmelerin çok büyük olması durumunda iç kuvvetlerin küçük olmasına rağmen deponun stabilitesini kaybedebileceğini vurgulamışlardır. Ayrıca Young modülü artarken ve Poisson oranı azalırken tabandaki kesme kuvveti ve eğilme momentinin arttığını, salınım modlarının periyotlarının tipik olarak uzun olduğunu ve temelin yerdeğiştirmesinden az miktarda etkilendiğini ancak bunun salınım etkilerinin ayaklı depoların sismik tasarımında ihmal edileceği anlamına gelmediğini, impuls modlarının periyotlarının zemin rijitliğinden önemli derecede etkilendiğini fakat bu etkinin Young modülü artarken küçüldüğünü ve Young modülü 2000MPa'dan yüksek olduğunda impuls modlarının Young modülünden etkilenmediğini vurgulamışlardır.

Teknik literatür incelendiğinde sıvı depolarının deprem davranışlarını incelemeye yönelik pek çok çalışma gerçekleştirilmiş olmasına rağmen bunların çoğu yerüstü silindirik depolara ilişkin olup; gömme, dikdörtgen ve ayaklı depolara ilişkin çalışmaların azlığı dikkat çekmektedir. Dikdörtgen kesitli depolar üzerine yapılan çalışmaların başlıcaları aşağıdaki gibi özetlenebilir.

Dikdörtgen depolar konusunda bilinen ilk çalışma, Hoskins ve Jacobsen (1934) tarafından gerçekleştirilmiştir. Bu çalışmada, yatay deprem etkisindeki rijit dikdörtgen depolar için deneysel çalışmalardan elde edilen sonuçlar, analitik olarak geliştirilen metotlardan elde edilenlerle karşılaştırmalı olarak sunulmuştur. Daha sonra Graham ve Rodriguez (1952), depo içindeki sıvıyı kütle-yay modeli yardımıyla basitçe modellemeye çalışmışlardır. Housner (1957, 1963), kütle-yay analogisi konusundaki çalışmalarını geliştirerek, özellikle silindirik depolar için çok yaygın olarak kullanılan bir analitik model olan iki kütleli modeli ortaya çıkarmıştır. Bu yaklaşım Epstein (1976) tarafından yapılan değişikliklerle, yönetmeliklere de giren ve uygulamada sıklıkla kullanılan şeklini almıştır. Doğangün vd. (1996b), Lagrange sıvı sonlu elemanları kullanarak dikdörtgen depoların dinamik analizi üzerine bir çalışma gerçekleştirmişlerdir. Schnobrich (2000), dikdörtgen kesitli depolar üzerindeki hidrodinamik basınçlardan ötürü ortaya çıkan taban kesme

kuvvetini taşımada membran kesme kuvveti sisteminin öneminin altını çizmiştir. Chen ve Kianoush (2005, 2009), parametrik çalışmalar gerçekleştirerek hidrodinamik basınçların hesaplanmasında depo duvarı esnekliğinin dikkate alınması gerektiğini vurgulamışlardır. Kianoush ve Chen (2006), dikdörtgen kesitli depoların sismik davranışı üzerinde yer hareketinin düşey bileşeninin önemi üzerine de ayrıca bir çalışma gerçekleştirmişlerdir ve özellikle yakın bölge (near field) zemini üzerindeki depolar için yer hareketinin düşey bileşeninin dikkate alınması gerektiğini vurgulamışlardır. Livaoğlu (2008), sıvı-dikdörtgen depo-zemin/temel etkileşimlerini dikkate alarak zemin/temel koşullarının değiştirilmesi vasıtasıyla dikdörtgen kesitli deponun dinamik davranışını araştırmıştır. Sıvı etkileşimi için Housner'in iki kütleli modelini; zemin etkileşimi için koni modelini kullanmıştır. Sonuç olarak yerdeğiştirmelerin ve taban kesme kuvvetlerinin zemin rijitliğinin azalmasıyla genellikle azaldığını ancak gömülmenin, duvar esnekliğinin ve zemin-yapı etkileşiminin salınım yerdeğiştirmesini önemli derecede etkilemediğini göstermiştir.

Yukarıdaki çalışmalara ek olarak bazı araştırmacılar dikdörtgen kesitli depolar üzerine özel konularda çalışmalar gerçekleştirmişlerdir. Bauer (1981), araçlarda bulunan dikdörtgen depolar konusunda salınım etkilerini inceleyerek birden fazla salınım kütlelerinin dikkate alınabildiği basitleştirilmiş yöntemlerin bu depolar üzerindeki uygulamalarını göstermiştir. Bauer ve Eidel (1987), ayrıca dikdörtgen depo içerisindeki salınım hareketini belirlemek için doğrusal olmayan bir model geliştirmişlerdir. Lepelletier ve Raichlen (1988), dikdörtgen kesitli depo içerisindeki sıvının doğrusal olmayan modelini elde ederek salınımı araştırmışlardır. Buna benzer bir çalışma da Haroun ve Chen (1989) tarafından gerçekleştirilmiştir. Haroun (1984), sismik zorlanma sebebiyle meydana gelen duvar eğilme momentlerini incelemiştir. Faltinsen vd. (2005), yazarların bir diğer çalışmasında (Faltinsen vd., 2003) geliştirmiş olduğu asimptotik modeli kullanarak kare tabanlı depo içerisindeki kararlı durumdaki üç boyutlu rezonans salınımı sınıflandırmışlardır. Ayrıca birçok çalışmada da depo duvarının esnekliği ve duvara etkiyen hidrodinamik basınçlar dikkate alınmıştır (Doğangün vd., 1997; Kim vd., 1998; Doğangün ve Livaoğlu, 2004; Chen ve Kianoush, 2005; Kianoush ve Chen, 2006). Benzer şekilde Kim vd. (1996), duvar esnekliğini de kapsayan bir çalışma gerçekleştirmişler ve üç boyutlu hibrit sınır eleman-sonlu eleman yöntemiyle yaptıkları karşılaştırmalar neticesinde iki boyutlu modelin dikdörtgen kesitli deponun sıvı-yapı etkileşim etkilerini temsil edebileceğini vurgulamışlardır.

Dikdörtgen kesitli depoların dinamik karakteristiklerini belirleyebilmek için bazı araştırmacılar tarafından da deneysel çalışmalar gerçekleştirilmiştir (Minowa, 1984; Koh vd., 1998; Faltinsen vd., 2003). Sıvı dolu dikdörtgen kesitli depoda, deprem hareketlerinin yönünün hidrodinamik yükler üzerindeki etkisi Isaacson ve Ryu (1998) tarafından incelenmiştir. Park vd. (2000), sayısal analizler ve sarsma tablası deneyleri gerçekleştirerek taban izolasyonlu depoların dinamik davranışını incelemişlerdir. Bunlara ek olarak dikdörtgen kesitli depoların taban kalkmasına yönelik herhangi bir çalışma olmamasına karşın Priestley vd. (1986), silindirik depo tasarımı ilkelerine dayanan bir yöntem önermişlerdir.

Dayanma yapılarının, gömülü yapıların (depoların) veya gömülü temellerin sismik tasarımında çoğu zaman dinamik zemin basınçları ile ilgili problemlerle karşılaşılmaktadır. Deprem esnasında meydana gelen bu dinamik basınçlar nedeniyle depo duvarlarında (dayanma duvarlarında) oluşabilecek hasarları azaltabilmek için söz konusu basınçlarla yapıda meydana gelecek yerdeğiştirme, ötelenme ve dönmelerin doğru şekilde belirlenmesi önemli bir husustur. Zira deprem anında yer hareketinden dolayı etkiyen dinamik zemin basınçlarının, dağılım ve büyüklük bakımından statik basınçlardan farklı olduğu bilinmektedir. Depremden doğan zemin basınçları; yer hareketinin frekans bileşenleri, gömülü yapının hareketleri, zemin tabakalarının bileşimi ve yapı etrafındaki zeminin özellikleri, deprem dalgalarının tipi ve dalgaların geliş açısı gibi pek çok faktörden etkilenebilmektedir. Teknik literatürde karşılaşılan tasarım yöntemlerini değişik araştırmacılar tarafından kullanılan teori ve yaklaşımlara dayanarak üç kategoriye ayırmak mümkün olmaktadır: (1) tam plastik (statik) özümler; (2) elastik dalga teorisine dayanan çözümler; (3) elasto-plastik ve doğrusal olmayan teoriye dayanan çözümler. Nazarian ve Hadjian (1979), 1980'lere kadar bu kategorilere giren hemen hemen tüm araştırmaları ayrıntılı bir şekilde değerlendirmişler ve ayrıca boşluk suyunun hidrodinamik basınçlar üzerindeki etkileri üzerine araştırmalar, deneysel çalışmalar ve arazi gözlemleri yapmışlardır.

Okabe (1924) ve Mononobe ve Matsuo (1929), dayanma duvarlarına depremden dolayı etkiyecek zemin basınçlarını belirlemeye yönelik ilk çalışmayı gerçekleştirmişlerdir. Mononobe-Okabe (M-O) yöntemi olarak da bilinen bu yöntem, dolgu zemininin kuru ve kohezyonsuz olması koşullarında statik Coulomb yöntemindeki aktif ya da pasif durumda dikkate alınan kayma kamasına sözde statik ivmenin eklenmesiyle oluşturulmuştur (bkz Kramer, 1996). Mononobe-Okabe yöntemi, pratikliği yanında sonuçlarına duyulan

güvenden ötürü dayanma duvarlarına etkiyen kuvvetleri belirlemede halen yaygın bir şekilde kullanılmaktadır. Bu çalışmadan sonra bu yöntemin doğruluğunu değerlendirmek ve yöntemi geliştirmek için pek çok çalışma gerçekleştirilmiştir. Seed ve Whitman (1970), dinamik aktif ve pasif durumlar için değiştirilmiş ve basitleştirilmiş M-O eşitlikleri vererek kuru kohezyonsuz dolgu etkisine maruz dayanma duvarları için basit bir yöntem önermişlerdir. Mylonakis vd. (2007), depremden dolayı dayanma duvarlarına etkiyen zemin basınçlarını belirleyebilmek için kapalı formda bir gerilme çözümü önermişlerdir. Çalışmada; zeminin birim hacim ağırlığı (γ), içsel sürtünme açısı (φ), duvar eğimi (w), dolgu eğimi (β), duvar sürtünme açısı (δ), sürşarj (q), yatay ve düşey ivmeleri (a_h , a_v) dikkate alarak aktif ve pasif durumları değerlendirmişlerdir. Ek olarak önerilen yöntemin, Coulomb ve Mononobe-Okabe yöntemleriyle karşılaştırıldığında daha basit, pasif durum için daha doğru olmasının yanında aktif basınçları daha büyük, pasif basınçları ise daha küçük tahmin ettiği için daha güvenli olduğunu vurgulamışlardır. Ayrıca bu yöntemlerin aksine, önerilen çözümün simetrik oluşunu ve duvar pürüzlülüğü ile sürtünme açısına verilecek zıt işaretlerle aktif ve pasif basınçları tanımlayabilen tek bir eşitlikle ifade edilebilir olmasını yöntemin üstünlüğü olarak göstermişlerdir.

Bazı araştırmacılar farklı duvar tiplerinin farklı davranışlar sergileyebileceğinden hareketle, duvarların deprem etkisiyle büyük yerdeğiştirmelerden dolayı da göçebileceğini ve yerdeğiştirme sınırlarının belirlenmesi gerektiğini ifade ederek analizlerin plastik denge mekanizmasına göre değil yerdeğiştirmeye dayalı yapılmasını savunmuşlardır. Bu amaçla Richards ve Elms (1979), ağırlık duvarlarının sismik tasarımında duvar yerdeğiştirmelerine dayalı bir yöntem geliştirmişlerdir. Bu yöntemle göre kalıcı yerdeğiştirmeler, Newmark kayan blok yöntemine benzer şekilde hesaplanmaktadır. Sonuç olarak, Mononobe-Okabe yönteminin, ancak duvar eylemsizliğinin dikkate alınması koşuluyla tatmin edici sonuçlar verebileceğini ve duvar eylemsizlik etkilerinin hesaplanmasında duvar ile zemin arasındaki sürtünme açısının ve düşey ivmenin önemli parametreler olduğunu vurgulamışlardır. Benzer şekilde Choudhury vd. (2004), zemin dayanma yapılarının ve temellerin depreme dayanımlı tasarımı için sismik zemin basınçlarını belirlemeye yönelik kullanılan farklı yöntemleri değerlendirmişler ve daha iyi bir tasarım için kuvvete dayalı analizlerden ziyade yerdeğiştirmeye dayalı analizlerin kullanılması gerektiğini vurgulamışlardır. Bu çalışmaların paralelinde, deprem etkisindeki dayanma duvarlarının yerdeğiştirmeye dayalı analizleri üzerine gerçekleştirilen farklı çalışmalar da literatürde mevcuttur (Siddharthan vd., 1991; Rafnsson, 1991; Wu, 1995, 1999; Prakash vd., 1996).

Dayanma yapıları için rijit cisim ötelenmesi, rijit cisim dönmesi ve eğilme olmak üzere üç tip yapısal yerdeğiştirme mümkün olmaktadır. Yerdeğiştirmelerin büyüklüğünün artmasıyla dolgu içerisindeki gerilmeler elastik durumdan elasto-plastik duruma ve nihai olarak da limit duruma doğru ilerlemektedir (Nazarian ve Hadjian, 1979). Bu nedenle duvar basınçlarının büyüklüğü ve dağılımı duvar hareket modlarından etkilenmektedir (Sherif vd., 1982). 60 ve 70'li yıllarda küçük ölçekli sarsma tablası deneyleri kullanılarak yapılan deneysel çalışmalar M-O yönteminin ancak duvarın yeteri kadar yerdeğiştirme yapması durumunda gerçekçi sonuçlar verebileceğini göstermektedir. Ancak uygulamada sıklıkla, kinematik sınırlamalar limit denge koşullarının oluşmasına yol açmamaktadır ve bu suretle artan dinamik zemin basınçları meydana gelmektedir. Buradan hareketle, Wood (1975) tarafından yapılan çözüme benzer şekilde tabanda ankastre rijit bir duvar için elastik çözümler gerçekleştirilmiştir ve elde edilen sözde statik zemin basınçlarının M-O yönteminden elde edilenden 2.5 kat daha büyük olduğu vurgulanmıştır (Gazetas vd., 2004). Dayanma duvarlarının sismik tasarımı için geliştirilen yöntemlerin genellikle yer hareketinin büyültme etkilerini ihmal etmesinden hareketle Nadim ve Whitman (1983), dolgu içerisinde yer hareketinin büyültme etkilerini de dikkate alabilen bir sonlu elemanlar modeli geliştirmişlerdir. Sonuç olarak yer hareketi hakim frekansının dolgunun temel frekansına oranı 0.3'den büyük olduğu zaman, dolgu içerisindeki hareketin büyütülmesinin duvarın kalıcı yerdeğiştirmeleri açısından önemli rol oynadığını göstermişlerdir. Psarropoulos vd. (2005), rijit ve esnek dayanma duvarlarına etkiyen dinamik zemin basınçlarını belirleyebilmek için sonlu elemanlar yöntemini kullanarak bir çalışma gerçekleştirmişler ve elde edilen sonuçları analitik yöntemlerle karşılaştırmışlardır. Daha sonra yöntemi duvarın eğilme rijitliği ve tabandaki dönme etkilerini parametrik olarak incelemek için kullanmışlar ve çalışmalarında hem homojen hem de homojen olmayan zemin durumlarını dikkate almışlardır. Analitik çözümlerde ve bu çalışmadaki sayısal modelde, duvar-zemin arayüzündeki aderansın tam olarak sağlandığı kabulüyle, özellikle yüzeye yakın bölgelerde gerçekçi olmayan çekme gerilmelerinin oluşumundan dolayı, esnek sistemlerde gerçekçi olmayan sonuçların elde edilebileceğini ve bu çekme gerilmelerinin homojen olmayan zemin durumunda ise azaldığını ifade etmişlerdir. Choudhury ve Singh (2006), rijit dayanma duvarına gelen statik ve sismik zemin basınçlarını belirleyebilmek için Coulomb'un düzlemsel kırılma yüzeyini dikkate alarak, değiştirilmiş Culmann yöntemine dayanan sayısal analizler gerçekleştirmişlerdir. Analizlerde eşdeğer sözde statik sismik kuvvetler kullanmışlardır. Elde ettikleri sonuçları,

statik ve sismik aktif zemin basıncı katsayılarının kolay bir şekilde hesaplanması için tablo halinde vermişlerdir. Ayrıca çalışmada, yeni bir yöntem kullanarak elde ettikleri sonuçları, önceki çalışmalardan elde edilen sonuçlarla karşılaştırarak uygun olduğunu belirtmişlerdir. Choudhury ve Nimbalkar (2006), dolgu içerisindeki faz farkını ve zamanı dikkate alarak kohezyonsuz bir dolgu nedeniyle rijit dayanma duvarına etkiyen sismik aktif zemin basınçlarının dağılımını belirlemek için sözde dinamik bir yöntem kullanmışlardır. Analizlerde düzlemsel kırılma yüzeyi dikkate alarak sismik aktif zemin basınçları üzerinde duvar sürtünme açısı (δ), içsel sürtünme açısı (ϕ), kayma (s) dalgası hızı (v_s), p dalgası hızı (v_p), yatay ve düşey sismik ivmeler (a_h , a_v) gibi değişik parametrelerin etkilerini incelemişlerdir. Elde ettikleri sonuçları tablo ve grafikler halinde vererek sismik basınç dağılımının doğrusal olmama özelliğini vurgulamışlardır.

Benzer konularda gerçekleştirilen bazı analitik çalışmalarda, Arias vd. (1981), zemini elastik bir ortam olarak dikkate alarak hem harmonik hem de sismik etkiler altında duvar basınçlarını belirleyebilmek için basit bir analitik model geliştirmişler ve elde ettikleri sonuçları Wood (1973) tarafından elde edilenlerle karşılaştırmışlardır. Veletsos ve Younan (1994a), elastik tabakalı bir dolgu zemini nedeniyle duvarda oluşan dinamik zemin basınçlarını ve bu basınçlardan oluşan kuvvetleri belirlemek için Scott (1973) tarafından geliştirilen modelin kullanımından doğan hataları değerlendirmişler ve bazı değişiklikler önermişlerdir. Bu amaçla, yarı sonsuz zemin ortamını kütesiz yaylardan ziyade, yayılmış kütleli, elastik olarak mesnetlenmiş yatay rijitlik ve sönüme sahip çubuklarla modellemişlerdir. Yöntemi önce homojen elastik bir tabaka etkisindeki ankastre tabanlı duvar üzerinde kullanmışlar, daha sonra hem harmonik hem de deprem etkilerini dikkate alarak daha karmaşık zemin-duvar sistemlerine uygulamışlardır. Sonuç olarak duvar tabanındaki dönme esnekliğinin; dinamik duvar basınçlarını, ilgili kesme kuvvetlerini ve eğilme momentlerini azalttığını ve dağılımlarını dramatik bir şekilde etkilediğini vurgulamışlardır. Bu çalışmada kullanılan yarı sonsuz uzunluklu elastik olarak mesnetlenmiş söz konusu elemanın dinamik tepkisi ile ilgili değerlendirmelerin literatürde mevcut olduğunu belirtmek uygun olmaktadır (Wolf, 1988). Veletsos ve Younan (1994b), ayrıca sabit kalınlıklı, yarı sonsuz, üniform viskoelastik bir tabaka nedeniyle, rijit-düşey dayanma duvarlarına etkiyen dinamik basınçları ve bundan dolayı oluşacak kuvvetleri belirlemek için bir çalışma gerçekleştirmişlerdir. Hem harmonik etkileri hem de deprem etkilerini inceleyerek elde ettikleri sonuçları Scott (1973) tarafından önerilen yöntemin kullanılmasıyla elde edilenlerle karşılaştırmışlardır. Sonuç olarak dayanma duvarı-zemin

sisteminin davranışını daha iyi temsil eden alternatif bir modelin iki farklı versiyonunu önermişlerdir. İlkinde modelin özelliklerini frekans bağımlı parametrelerle, ikincisinde ise özellikle deprem ve benzeri yüklemeler etkisindeki sistemlerin analizlerinde yararlı olan frekans bağımsız sabit parametrelerle sunmuşlardır. Ayrıca ortamın radyasyonel sönüm kapasitesini ihmal eden Scott modelinin sistem hareketini tarif etmede büyük hatalara yol açabileceğini vurgulamışlardır. Veletsos ve Younan (1997), önceki çalışmalarını da (Veletsos ve Younan, 1994a; 1994b) genişleterek konsol dayanma duvarlarının dinamik analizi için bir çözüm tekniği geliştirerek duvar yerdeğıştirmelerini, duvar basınçlarını, kesme kuvvetlerini ve eğilme momentlerini araştırmışlardır. Wu ve Finn (1996) ise, rijit duvarlara gelen sismik basınçları belirleyebilmek için kayma kiriş modeline dayanan basitleştirilmiş bir doğrusal elastik analitik model geliştirmişler ve elde ettikleri sonuçların uniform elastik dolgu zemini koşullarında, Wood (1973) tarafından elde edilenlerle uyum içerisinde olduklarını göstermişlerdir. Younan ve Veletsos (2000), depremin yatay bileşeni nedeniyle oluşan duvar yerdeğıştirmelerinin büyüklüğünün ve dağılımının, duvar basınçlarının ve ilgili kuvvetlerin duvar esnekliğine oldukça duyarlı olduğunu göstermişlerdir. Li (1999), rijit bir duvarın dinamik davranışını elastik yaklaşımla incelemiştir. Çalışmada, Veletsos ve Younan tarafından sunulan analizler, temel esnekliğini ve sönümü kapsayacak şekilde genişletilmiş ve basit bir dolgu-temel arayüzey şartı kullanılarak kapalı formda bir analitik çözüm elde edilmiştir. Ayrıca duvar temelinin etkisi dinamik rijitlik ve sönümleyici kullanılarak dikkate alınmıştır. Sonuç olarak temel esnekliğinin artmasıyla hem statik hem de dinamik duvar kesme kuvvetlerinin azaldığı, temelin sönüm kapasitesi dikkate alındığında dinamik büyültme faktörünün de temel esnekliğinin artmasıyla azaldığı belirtilmiştir. Ek olarak temelin kesme hızının dolgununkinin iki katından az olması durumunda, kesme kuvvetindeki azalmanın önem kazandığı ve taban kesme kuvvetinin rijit ağırlık duvarları için bile Mononobe-Okabe yöntemiyle elde edilenlerle aynı mertebede olabileceği vurgulanmıştır.

Gerçekleştirilen bazı özel çalışmalarda ise Navarro ve Samartin (1989), harmonik zemin-yapı etkileşim problemlerini incelemek için yaklaşık bir yöntem sunmuşlardır. Rayleigh dalgalarının varlığını dikkate alarak dinamik zemin-yapı sisteminin denklemlerini zaman ortamında çözmüşler ve önerilen yöntemle zeminin doğrusal olmayan davranışının da incelenebileceğini belirtmişlerdir. Örnek olarak rijit dayanma duvarına etkiyen dinamik zemin basınçlarını incelemişler ve sonuçların yükleme frekansı üzerindeki bağımlılığını göstermişlerdir. Woodward (1997), dayanma duvarları için aktif ve pasif zemin basıncı

katsayılarını hesaplamak için Lade-Duncan göçme kriterini kapsayan kinematik elasto-plastik bir zemin modeli kullanmışlardır. Sonlu elemanlar analiziyle elde ettikleri sonuçları analitik bir çalışmayla karşılaştırarak uyum içerisinde olduklarını göstermişler ve ayrıca Mohr-Coulomb kriterinin basitliği nedeniyle yanal zemin basınçlarını belirlemede hala çok cazip olduğunu vurgulamışlardır. Tsompanakis vd. (2007), zeminin doğrusal olmayan davranışının rijit dayanma duvarının sismik davranışını nasıl ve ne oranda etkilediğini araştırmışlardır. Bu amaçla; zeminin doğrusal olmayan davranışını eşdeğer doğrusal yöntemle dikkate alarak iki boyutlu dinamik sonlu eleman analizine dayanan bir parametrik çalışma gerçekleştirmişlerdir. Sonuç olarak doğrusal olmayan zemin davranışının hem dinamik zemin basınçları hem de ivme büyültmesi üzerinde oldukça etkili olduğunu vurgulamışlardır. Yang ve Lung (2007), düşey yer ivmesini dikkate alarak dayanma duvarlarının sismik davranışını incelemişlerdir. Çalışmalarında sözde statik yaklaşımı ve Newmark kayan kütle teorisini kullanarak, düşey yer ivmesinin etkisini göstermek amacıyla farklı yükleme koşulları için zemin basınçlarını, kaymaya ve devrilmeye karşı güvenliklerini ve duvar yerdeğiştirmelerini hesaplayarak karşılaştırmışlardır.

Geçmişte olan depremler etkisiyle zemin dayanma duvarlarının görmüş olduğu hasarlar incelendiğinde, rıhtım duvarları ve köprü kenar ayakları haricinde, birkaç hasar görme veya çökme durumunun rapor edildiği ve doymun olmayan zemin etkisindeki sistemlerin çoğu depremde iyi performans sergilediği görülmektedir (Nazarian ve Hadjian, 1979; Gazetas vd., 2004). Ayrıca kıyı yapılarının özellikle de rıhtım duvarlarının deprem esnasında oluşacak ek hidrodinamik basınçlar nedeniyle göçmeye karşı oldukça duyarlı oldukları görülmektedir (Nazarian ve Hadjian, 1979). Bu durum içme suyu depoları için de geçerli olabilmektedir. Örneğin 1999 Düzce ($M_w=7.2$) depreminde 10000 m³'lük dikdörtgen kesitli içme suyu deposunun yapısal olmayan hasar gördüğü ve belli bir süre işletmeye alınamadığı bilinmektedir. Kim vd. (2005), deprem esnasında dolgu içerisinde gelişen aşırı (ek) boşluk suyu basıncından etkilenen duvar itkisinin değişimini dikkate alarak rıhtım duvarlarının sismik kayma yerdeğiştirmelerini belirlemek için yeni ve basitleştirilmiş bir yöntem önermişlerdir. Yöntemde duvar yerdeğiştirmelerini hesaplamak için Newmark kayan blok yaklaşımını ve akmaya neden olabilecek değişken ivme büyüklüklerini kullanmışlar ve sarsma tablası deneyleri ile yöntemin uygulanabilirliğini ve doğruluğunu kanıtlamışlardır. Ayrıca parametrik çalışmalar gerçekleştirerek duvar stabilitesi için gerçekçi duvar yerdeğiştirmelerinin değerlendirilmesinin sınırlama

potansiyeli analizi kadar önemli olduğunu vurgulamışlardır. Choudhury ve Ahmad (2007), sözde statik deprem kuvvetlerine maruz kıyı yapılarının stabilitesi üzerine bir çalışma gerçekleştirmişlerdir. Hidrodinamik basınçları Westergard yaklaşımını kullanarak, zemin basınçlarını da Mononobe-Okabe yöntemini kullanarak hesaplamışlardır. Yatay sismik ivme katsayısı değerinin 0'dan 0.2'ye artması durumunda, duvarın kaymaya karşı güvenlik sayısında (GS_{kayma}) %57'lik bir azalış olduğunu göstermişlerdir. Ayrıca farklı parametrelerin etkilerini incelemek amacıyla parametrik çalışmalar gerçekleştirmişlerdir.

Yukarıda ifade edilen analitik ve sayısal yöntemlerle dayanma yapılarının deprem davranışlarını belirlemeye yönelik yapılan çalışmalara ek olarak, bazı araştırmacılar laboratuvar ortamında deneysel çalışmalarla bu yapıların deprem davranışlarını incelemiştir. Bu amaçla araştırmacılardan bir grubu (Nandakumaran, 1973; Sim ve Berill, 1979; Ishibashi ve Fang, 1987; Elms ve Richards, 1990; Ishibashi vd., 1994) sarsma tablası deneyleri gerçekleştirirken bir grubu da (Ortiz vd., 1983; Bolton ve Steedman, 1984; Andersen vd., 1987; Pahwa vd., 1987; Steedman ve Zeng, 1990; Whitman ve Ting, 1993; Ting ve Whitman, 1995; Zeng, 1998) santrifüj deneyleri gerçekleştirmişlerdir.

1.6. Çalışmanın Amacı ve Kapsamı

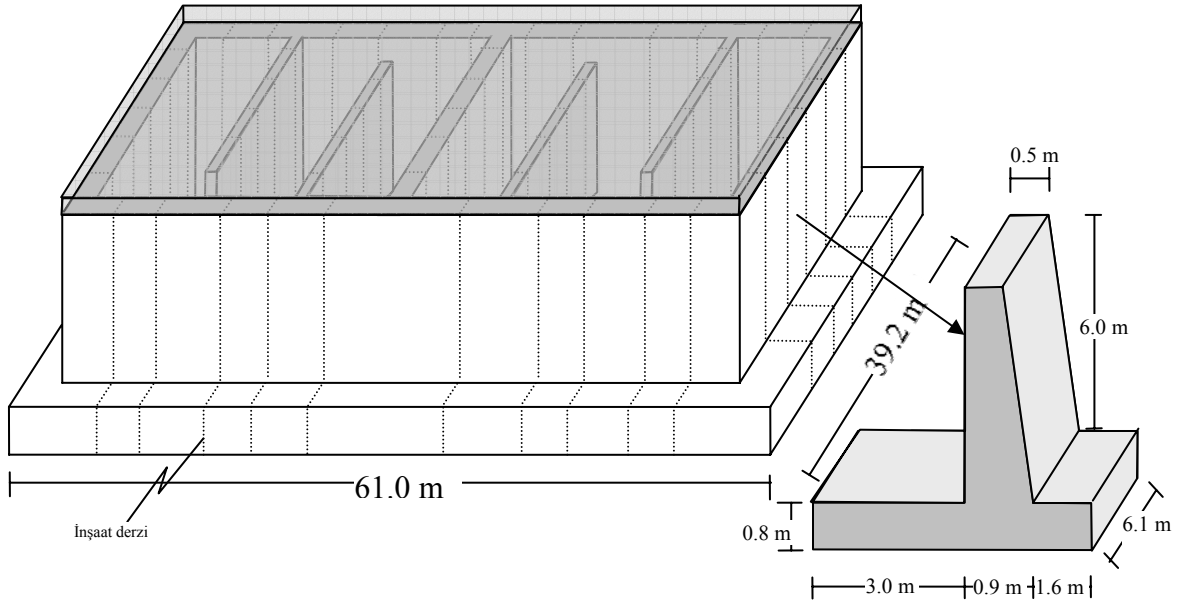
Teknik literatürde gömme, yerüstü ve ayaklı depoların statik ve betonarme hesaplarıyla ilgili bir takım çalışmalar mevcut olup, bu konuda önemli bir literatür eksikliği görülmemektedir. Ancak nadiren de olsa statik yükler etkisinde depolar hasar görebilmekte ya da yıkılabilmektedir. Statik durumda nadiren görülen bu hasar ve göçme durumlarıyla, deprem durumunda sıklıkla karşılaşmaktadır. Bu nedenle yapım ve fonksiyonları yönünden özellik arz eden gömme su depolarının depreme dayanıklı olarak yapılması gereği açıktır. Ayrıca hızlı kentleşme sürecine girmiş bulunan Türkiye'de içme ve kullanma sularını depolamak için bu tür yapılara duyulan ihtiyacın giderek arttığı da bir gerçektir. Tüm bu gerekçeler düşünüldüğünde, gömme depoların zemin etkileşimlerinin oldukça karmaşık bir problem olması nedeniyle deprem davranışlarını belirlemeye yönelik çalışmaların yerüstü ve ayaklı depolar ile karşılaştırıldığında yok denecek kadar az olması ve yönetmeliklerde de bu depolar için oldukça kısıtlı bilgiler bulunması bu alandaki bilimsel çalışma ihtiyacını işaret etmektedir. Bu tür yapıların deprem esnasında dış duvarlarında yapısal ve/veya yapısal olmayan hasarlar meydana gelmesine karşın, zemin ve sıvıyla etkileşim halinde bulunan dış duvarların depreme göre hesap ve tasarımı ile ilgili

literatürde genel olarak bir eksiklik olduğu daha önce geniş bir şekilde irdelenen literatür araştırmasından açıkça görülmektedir. Bu maksatla, gömme deponun bütün elemanlarının davranışlarını incelemek çalışmanın kapsamını aşırı derecede artıracığından, esas olarak, sıvı-dış duvar-zemin etkileşimi bu çalışmaya konu edilmiştir.

Depo içerisinde bulunan sıvının etkileşim etkileri yanında, temel ve dolgu zemini etkileşimlerinin de yapı deprem davranışı üzerinde etkilerinin olacağı aşıkardır. Bu maksatla çalışmada, literatürde yaygın olarak kullanılan; sıvı, temel zemini ve dolgu zemini etkileşimlerini içeren yaklaşımların neler olduğu ve bu yaklaşımların dikkate alınan problem için uygulanabilirliği araştırılmaktadır. Bu sayede bunların, depoların deprem davranışları üzerindeki etkilerini, geliştirilen modeller yardımıyla incelemek ve söz konusu etkileşimlerin pratik olarak nasıl dikkate alınabileceklerini uygulamaya sunmak amaçlanmaktadır. Geliştirilen modellerin çözümlenmeleri, analitik ve sayısal yöntemlerden sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak gerçekleştirilmektedir. Ayrıca ülkemizdeki depo stoğu araştırılarak tespit edilen gerçek dikdörtgen kesitli depolar üzerinde modal testlerin uygulanması sonucu deneysel olarak elde edilen sonuçlar, önerilen analitik ve sayısal yöntemlerden elde edilenlerle karşılaştırmalı olarak incelenerek, yapılan karşılaştırmalardan önerilen modellerin geçerlilik ve kullanılabilirlik sınırları tayin edilmektedir.

2. YAPILAN ÇALIŞMALAR, BULGULAR VE İRDELEME

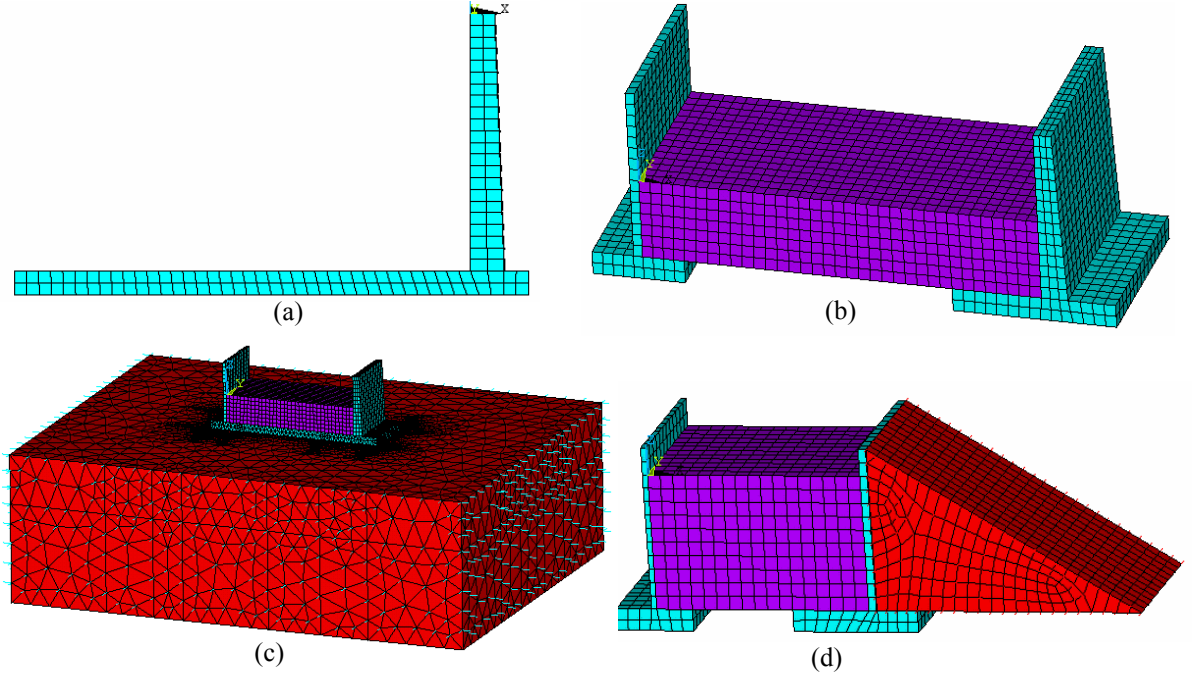
Dünyada olduğu gibi Türkiye’de de sıklıkla kullanılan dikdörtgen kesitli su depoları incelendiğinde, benzer şekilde inşa edilen hemen hemen aynı özelliklere sahip yapılar karşımıza çıkmaktadır. Ülkemizde genellikle bu depoların 2500~7500 m³ hacminde olanları İller Bankası ya da Büyükşehir Belediyeleri tarafından, bu hacimden daha büyükleri ise Devlet Su İşleri tarafından hazırlanmış tip projelere bağlı olarak inşa edilmektedirler. Bu depoların hemen hepsi incelendiğinde yapının anolar halinde imal edildiği, birdöküm imalat olmadıkları görülmektedir (Şekil 9). Durum böyle olunca bir depoda incelenmesi gereken birçok bölümden bahsetmek mümkündür. Bunların ilki normal dayanma yapısını andıran ve çalışmaya konu olan depo dış duvarındaki perde kısmıdır (Şekil 9). Yapının her bir kısmının geometrik ve konumsal farklılıklarının yanında, maruz kaldıkları yükler açısından da büyük farklılıklar göstermesi sebebiyle diğer kısımlar bu çalışmada dikkate alınmamıştır.



Şekil 9. İnceleme konusu olan depolara ve depo dış duvar kısmına ait bir görünüş

Çalışmaya konu olan depo dış duvarları çok farklı yükler etkisinde kalabilmektedirler. Bu durumlara örnek olarak; deponun boş olduğu durumda (Şekil 10a) sıvı yükünün bulunmamasına karşın, dolu olduğu durumda (Şekil 10b) sıvı sebebiyle

oluşacak hidrostatik ve hidrodinamik basınçların varlığı gösterilebilir. Benzer şekilde yer üstü olarak nispeten zayıf zeminler üzerinde inşa edilen depoların zemin etkileşimleri de (Şekil 10c) önemli bir problem olarak gözükmemektedir. Bütün bunlara ek olarak bu depoların dış duvarlarının topoğrafyadan kaynaklanan zemin etkisinde kalması ya da sonradan yapılan dolgularla kapatılması da (Şekil 10d), bu yapı elemanı üzerinde dinamik ve statik zemin basınçlarının oluşmasına neden olmaktadır.



Şekil 10. a) Boş depo durumu, b) Sıvı etkileşiminin olduğu depo durumu, c) Temel/zemin ve sıvı etkileşiminin olduğu depo durumu, d) Dolgu ve sıvı etkileşiminin olduğu depo durumu

Tüm bu gerekçeler ışığında, literatür çalışmasından da görüldüğü üzere, dikdörtgen kesitli depolarda dolgu etkisi konusunda herhangi bir çalışmaya rastlanmamıştır. Depolara ve dayanma yapılarına ilişkin yönetmelikler incelendiğinde ise, karmaşık zemin etkileşimlerinin nasıl dikkate alınacağını belirten özel bir yöntemin olmadığı, genellikle Mononobe-Okabe yöntemini temel alan sözde statik yaklaşımlarla sonuca gidildiği görülmektedir (ACI 350.3-01/350.3R-01, 2001; Eurocode 8 part 4, 2006; Eurocode 8 part 5, 2003). Benzer durum ülkemiz için irdelendiğinde ise yürürlükte olan Türk Deprem Yönetmeliği (2007) esasen bina türü yapılar için geliştirilmiş olduğundan, dayanma yapıları için söz konusu karmaşık etkileşimlerin dikkate alınmasına yönelik bir öneri

içermemektedir. Bununla birlikte TS 7994 (1990) ile de sadece dayanma yapılarına ilişkin statik olarak projelendirme esaslarının verildiği bilinmektedir. Dolayısıyla bu çalışmada önerilen bazı yaklaşımlar, yukarıda bahsedilen etkilerin yapı tepkileri üzerindeki tesirlerinin inceleniliyor olması nedeniyle, ülkemizde ve uluslararası alanda inceleme konusu yapıların tasarımı için geliştirilmiş yönetmeliklerde de esas alınabilecektir. Çalışma kapsamında dikkate alınan dikdörtgen kesitli depolar için sıvı, temel zemini ve dolgu sistemlerine ilişkin literatürde var olan yaklaşımlardan da yararlanılarak sayısal ve analitik modeller oluşturulmuştur. Geliştirilen sayısal modellerde; zemin etkileşimleri dikkate alınarak sıvı-dikdörtgen depo dış duvarı-zemin sistemi sonlu elemanlar yöntemiyle modellenmekte ve oluşturulan modellerde sıvı-yapı etkileşimini dikkate almak amacıyla Lagrange yaklaşımı kullanılmaktadır. Bu yapılar için geliştirilen analitik yaklaşımlarda ise, sıvı-dikdörtgen depo dış duvarı-dolgu ve sıvı-dolgu-dikdörtgen depo dış duvarı-temel/zemin sistemleri içerilmektedir. Analitik yaklaşımlarla geliştirilen modellerde, sıvı-yapı etkileşimini dikkate almak amacıyla Housner (1957, 1963) tarafından önerilen iki kütleli model kullanılmaktadır.

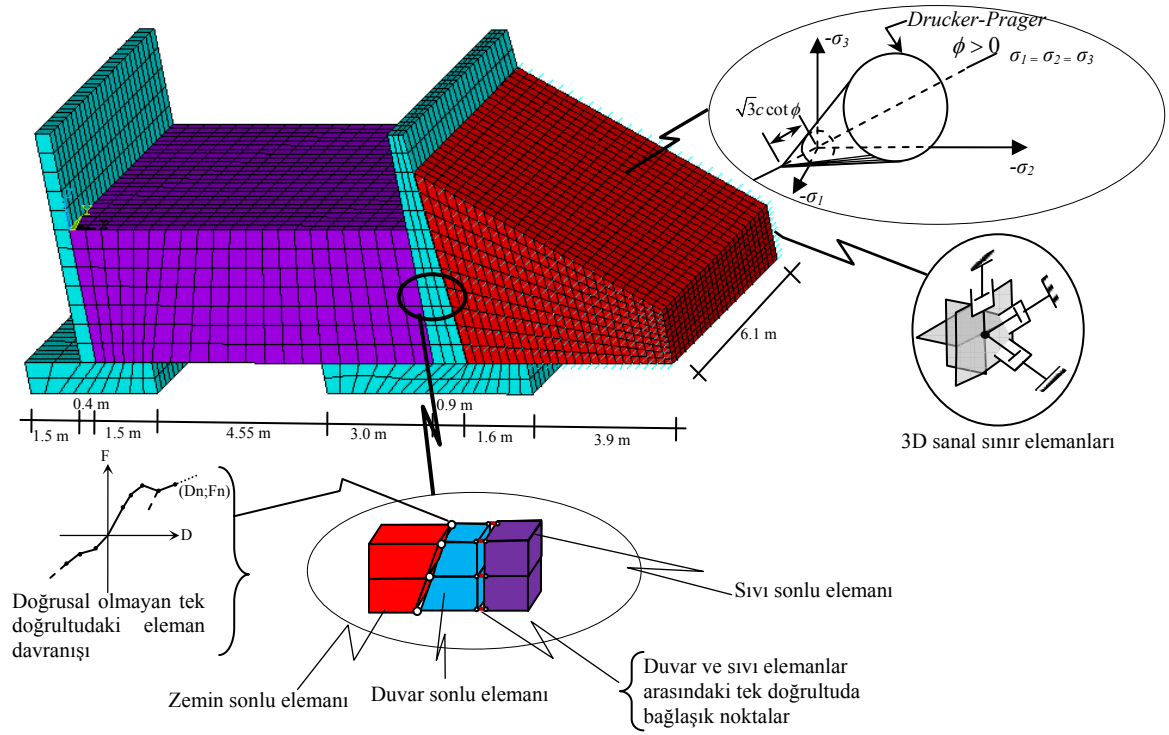
Yukarıda ifade edilen sayısal modellerin oluşturulabilmesi ve çözümlerinin gerçekleştirilebilmesi için ANSYS (2006) paket programından yararlanılmıştır. ANSYS paket programı genel olarak; mukavemet, titreşim, akışkanlar mekaniği ve ısı transferi ile elektromanyetik alanlarında fiziğin tüm disiplinlerinin birbiriyle olan etkileşimini incelemede kullanılabilen genel amaçlı bir sonlu elemanlar yazılımıdır. Bu yazılımla inşaat mühendisliği alanında ise incelenen probleme göre statik, modal, dinamik, spektrum ve burkulma çözümlerinin yapılması mümkündür. Bu sayede, gerçekleştirilen deneylerin bilgisayar ortamında modellenmesine olanak tanıyan ANSYS yazılımı ile sanal ortamdaki üç boyutlu simülasyonlar neticesinde yapı sistemlerinin zayıf noktalarının tespiti, iyileştirilmesi ve oluşabilecek muhtemel problemlerin öngörülmesi mümkün olmaktadır. Ayrıca bu yazılım bünyesinde, çok çeşitli eleman tipi ve malzeme modeli ile çok farklı tiplerde sonlu eleman şekilleri bulunması; zemin, beton ve sıvı ortamların hassas bir şekilde modellenmesine imkan tanımakta ve kullanıcının hareket esnekliğini artırmaktadır. Çalışma kapsamında önerilen analitik modellere ait çözümlerinin gerçekleştirilebilmesi için ise Ek-1, Ek-2 ve Ek-3’de verilen program kodlarından faydalanılmıştır.

2.1. Önerilen Sayısal Modeller

2.1.1. Dolgu-Dış Duvar-Sıvı Sistemi Sayısal Modeli

Elastik olmayan zemin davranışı ve dolgu-duvar etkileşim yüzeyinde ilişkinin doğrusal olmaması nedeniyle, inceleme konusu sistemin gerçekçi bir sonlu eleman modelini oluşturmak oldukça karmaşık bir hal almaktadır. Bu bağlamda, dolgu-dış duvar etkileşim yüzeyinde doğrusal olmayan ilişkinin ve elastik olmayan zemin davranışının dikkate alınabildiği dolgu-dış duvar-sıvı sistemi için Şekil 11’de görülen sonlu eleman modeli geliştirilmiştir. Burada yapının çok rijit kaya zemin üzerine inşa edildiği, diğer bir ifadeyle temel-zemin etkileşiminin olmadığı kabul edilmektedir.

Önerilen sonlu eleman modelinde, depo duvarı ve dolgu zemini her bir noktasında üç serbestliğe sahip sekiz düğüm noktalı katı (solid) elemanlarla modellenirken, çatıdan kaynaklanan kütleler en üst seviyede ek kütle olarak dikkate alınmıştır. Depo içerisindeki sıvının sonlu elemanla modellenmesinde ise her düğüm noktasında üç serbestliğe sahip sekiz düğüm noktalı sıvı eleman kullanılmıştır. Bu sıvı eleman, haznenin serbest yüzeyinde meydana gelen salınım etkilerini de dikkate alacak kabiliyete sahiptir. Dolgu-dış duvar etkileşimini modellemek için özel ara yüzey elemanı olarak doğrusal olmayan geliştirilmiş kuvvet-deplasman kabiliyetine sahip tek doğrultulu eleman kullanılmıştır. Bu elemanın kullanımı ile dolgu ile dış duvar arasında basınç durumunda etkileşimin olduğu, çekme durumunda ise etkileşimin olmadığından hareketle depo dış duvarına dolgudan kaynaklanan çekme gerilmelerinin gelmesi de önlenmiş olmaktadır. Tüm bunlara ek olarak söz konusu modelde, yayılmaya bağlı sönüm etkilerinin dikkate alınabilmesi ve yansıma etkilerinin önüne geçilebilmesi için viskoz sanal sınırlar kullanılmakta ve zeminin doğrusal olmayan davranışı da Drucker-Prager elastoplastik malzeme yaklaşımı ile dikkate alınmaktadır.

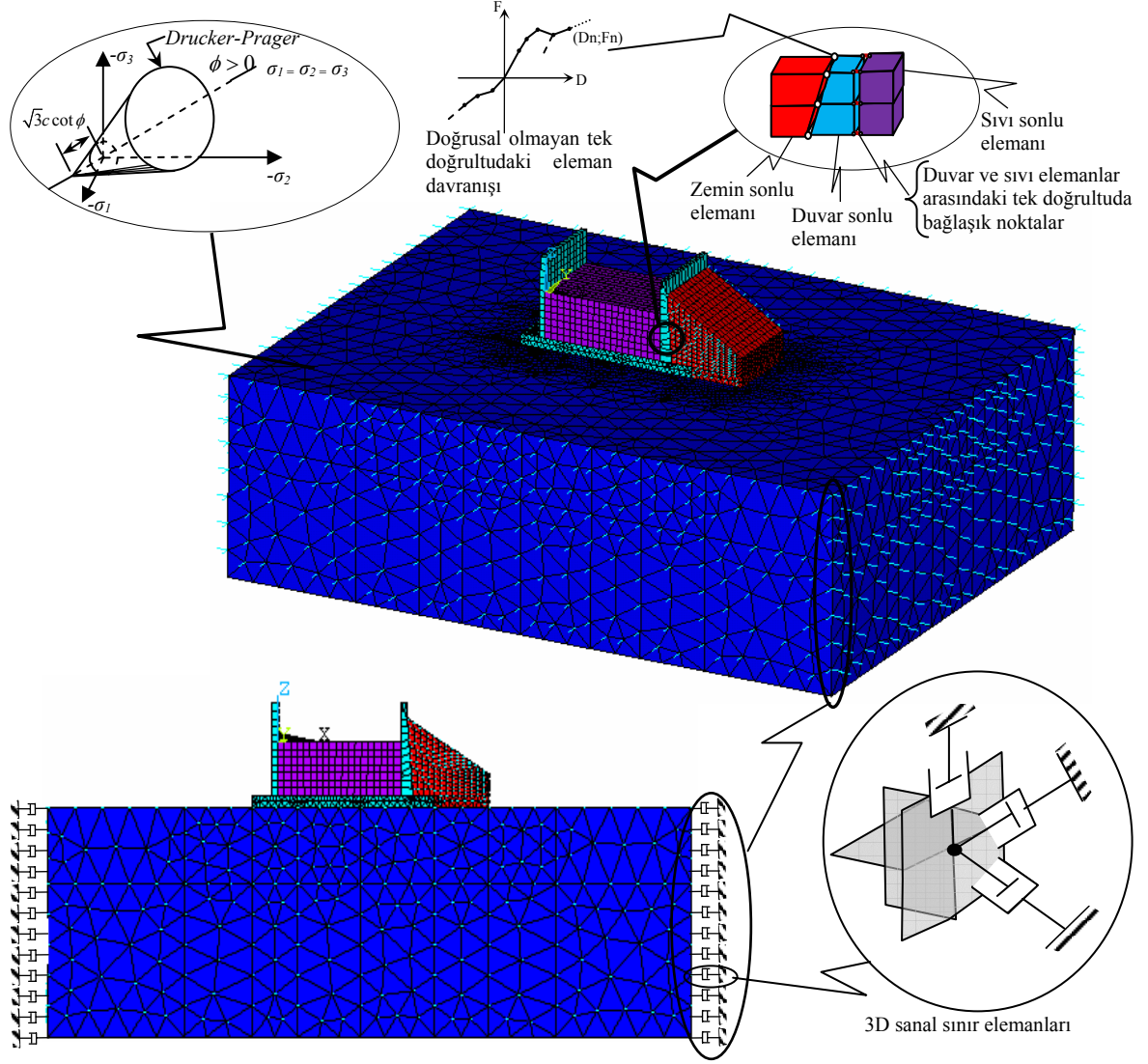


Şekil 11. Dolgu-dış duvar-sıvı etkileşimi için sonlu eleman modeli

2.1.2. Dolgu-Dış Duvar-Sıvı-Temel/Zemin Sistemi Sayısal Modeli

Dolgu-dış duvar-sıvı sistemi için ankastre taban koşullarında önerilen sonlu elemanlar modeli, çalışmanın (2.1.1) bölümünde ayrıntılı bir şekilde açıklanmaktadır. Ancak daha önce de ifade edildiği üzere, dikdörtgen depo sistemlerinin bazı durumlarda değişik özelliklere sahip zeminler üzerine inşa edilmesi zorunluluğu, zemin ile yapı arasında dinamik karşılıklı etkileşim probleminin doğmasına neden olmaktadır ve zemin-yapı sisteminin dinamik özelliklerinin belirlenmesi gerekli olmaktadır. Buradan hareketle, ankastre sisteme ek olarak burada, temel/zemin sistemi de modellenerek söz konusu etkileşim etkileri dikkate alınmıştır. Üst yapıyla ilgili, diğer bir ifadeyle depo, sıvı ve dolgu zeminine ait modellemeler burada da benzer olduğu için tekrarlanmamaktadır. Bu bağlamda üst yapı modeline ek olarak, temel zemini de her bir noktasında üç serbestliğe sahip sekiz düğüm noktalı katı elemanlarla modellenerek sisteme dahil edilmiştir. Temel zemini ortamında da, yayılmaya bağlı sönüm etkilerinin dikkate alınabilmesi ve yansıma etkilerinin önüne geçilebilmesi için viskoz sanal sınırlar kullanılarak sönümleyiciler model sınırlarına kartezyen koordinat takımında her bir doğrultuda yerleştirilmiştir. Ayrıca temel zemini için de, zeminin doğrusal olmayan davranışı Drucker-Prager elastoplastik malzeme

yaklaşımı ile dikkate alınmıştır. Tüm bu bilgiler ışığında, dolgu-dış duvar-sıvı-temel/zemin etkileşimi için geliştirilen sonlu eleman modeli Şekil 12’de ayrıntılı bir şekilde sunulmaktadır.



Şekil 12. Dolgu-dış duvar-sıvı-temel/zemin etkileşimi için sonlu eleman modeli

2.2. Önerilen Analitik Modeller

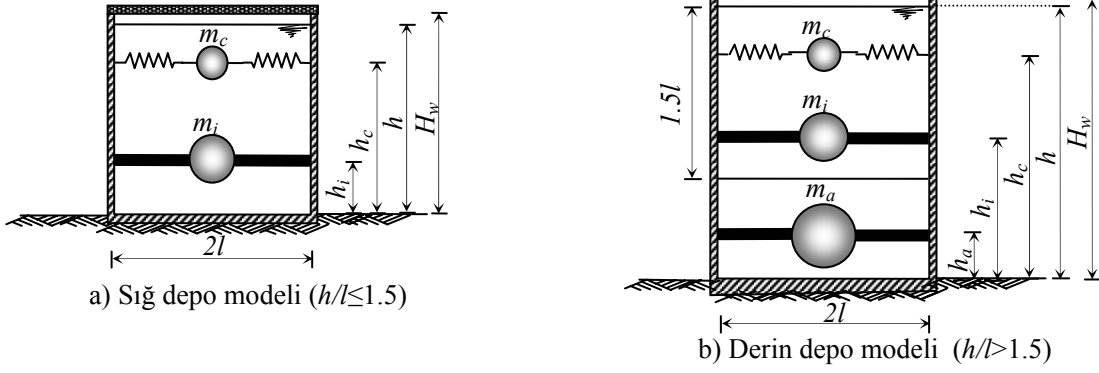
Dinamik yük etkisi altındaki yapı sistemlerinin performansını daha iyi değerlendirebilmek ve güvenliğini tam olarak sağlayabilmek için sayısal ve deneysel çözüm yöntemlerinin yaygın olarak kullanılmasıyla gerçekleştirilen çalışmaların gittikçe önem kazandığı bir gerçektir. Araştırılan probleme özgü arazi ve laboratuvar deney

çalışmalarından elde edilen sonuçların, sayısal çözüm teknikleriyle geliştirilen modelin ürettiği sonuçlarla karşılaştırılması, sayısal modelin öngörülen geçerlilik seviyesi hakkında fikir vermede önemli rol oynamaktadır. Bilgisayarların sağladığı hız ve etkinlik, gittikçe daha büyük ve karmaşık problemlerin çözümüne imkan tanımakta, fakat yapı davranışının gerçeğe daha yakın olarak belirlenmek istenmesi halinde bilinmeyen sayısı artmakta ve artan işlem hacmine bağlı olarak bilgisayar hafıza kapasitesinin ekonomik kullanımı ve kabul sınırları içerisinde doğruluk seviyesine mümkün olan en kısa sürede ulaşma isteği bilgisayar teknolojisindeki tüm gelişmelere rağmen hala önemini korumaktadır. Buradan hareketle çalışmanın bu bölümünde; dolgu-dış duvar-sıvı ve dolgu-dış duvar-sıvı-temel/zemin etkileşim sistemlerinin dinamik davranışı için oldukça zaman alıcı modelleme çalışmaları neticesinde yüksek işlem hızına ve büyük hafıza kapasitelerine sahip bilgisayarlar aracılığıyla gerçekleştirilen sonlu eleman modellerine ek olarak hesap hacmini ve zamanını oldukça kısaltan analitik yöntemler önerilmekte ve bu yöntemlere ilişkin bilgiler aşağıdaki alt başlıklarda ifade edilmektedir.

2.2.1. Dolgu-Dış Duvar-Sıvı Sistemi Analitik Modeli

Depo içerisindeki sıvı sistemleri literatürden bilindiği üzere iki ya da çok kütleli analitik yaklaşımlarla temsil edilmeye çalışılmaktadır. Bazı özel durumlarda ise sıvının toplam kütesinin tek bir kütle olarak modellenmesine yönelik yaklaşımların önerildiği yönetmelikler de (ACI 371R-98, 1995) bulunmaktadır. Ancak bu yaklaşımın oldukça kaba bir yaklaşım olduğu ve üretilen sonuçların da gerçekten oldukça uzaklaşabildikleri Livaoglu ve Doğangün (2006) tarafından gösterilmiştir. Tüm bu veriler ışığında, tek kütleli yaklaşım bu çalışmada kullanılmamaktadır.

Depo-sıvı sistemleri dinamik bir etkiye maruz kaldıklarında, sıvı davranışı açısından başlıca iki kütleli hareketinden söz edilebilir. Bunlardan ilki; depo ile birlikte hareket eden sıvıyı temsil eden impuls kütleli (m_i), ikincisi ise yapıdan bağımsız bir şekilde salınım yapan sıvı kütleli olan salınım kütleli (m_e) dir. Burada oluşturulan modelde, pratikte salınımına ait ilk modun dikkate alınmasının yeterli olduğu ve genellikle salınımına ait diğer modların ihmal edilebilir mertebelerde etkilere sahip oldukları bilindiğinden (Haroun ve Ellaithy, 1985) depo içerisindeki sıvının dinamik davranışını belirleyebilmek için Housner (1957, 1963) tarafından geliştirilen ve Epstein (1976) tarafından düzenlenerek son şeklini almış olan iki kütleli model dikkate alınmıştır.



Şekil 13. Housner yöntemine göre sıvı davranışı için dikkate alınan kütle yay modeli (Doğangün, 2002).

Şekil 13'de görüldüğü üzere impuls kütesinin hazne ile beraber hareket ediyor olması, belirlenecek kütlelerin depo duvarına rijit bir şekilde bağlı olduğunu işaret etmektedir. Diğer taraftan salınım kütesinin ise belirlenecek olan rijitlikle (k_c) salınım yapan sıvı seviyesinde depo duvarına bağlı olduğu kabul edilmektedir. Housner yönteminde, dikdörtgen kesitli depolar; deponun doluluk oranına göre, sığ depolar ($h/l \leq 1.5$) ve derin depolar ($h/l > 1.5$) olmak üzere iki sınıfa ayrılmakta ve bağıntılar bu durum göz önüne alınarak hesaplanmaktadır.

Sığ depo sistemlerinde impuls ve salınım kütlelerinin toplam sıvı kütesine oranları sırasıyla;

$$\frac{m_i}{m_t} = \frac{h}{1.732l} \tanh\left(1.732 \frac{l}{h}\right) \quad (14)$$

$$\frac{m_c}{m_t} = 0.527 \frac{l}{h} \tanh\left(1.58l \frac{h}{l}\right) \quad (15)$$

olarak, impuls ve salınım kütlelerinin yüksekliklerinin toplam sıvı yüksekliğine oranları sırasıyla;

$$\frac{h_i}{h} = \frac{3}{8} \quad (16)$$

$$\frac{h_c}{h} = 1 - \frac{\cosh\left(1.581\frac{h}{l}\right) - 1}{1.581\frac{h}{l} \sinh\left(1.581\frac{h}{l}\right)} \quad (17)$$

olarak, salınım rijitliği ise;

$$k_c = m \frac{g}{c l} 1.581 \tanh\left(1.581\frac{h}{l}\right) \quad (18)$$

olarak ifade edilmektedir.

Benzer bağıntılar derin depo sistemleri için yazılacak olursa, impuls ve salınım kütlelerinin toplam sıvı kütesine oranları aşağıda verilen bağıntılar yardımıyla hesaplanabilir.

$$\frac{m_i}{m_t} = \frac{1.064l}{h} \quad (19)$$

$$\frac{m_c}{m_t} = \frac{0.518l}{h} \quad (20)$$

İmpuls ve salınım kütlelerinin yüksekliklerinin toplam sıvı yüksekliğine oranları sırasıyla;

$$\frac{h_i}{h} = 1 - \frac{15l}{16h} \quad (21)$$

$$\frac{h_c}{h} = 1 - \frac{0.525l}{h} \quad (22)$$

olarak ifade edilmektedir. Bunlara ek olarak derin depo durumunda, toplam sıvı kütlesi; impuls ve salınım kütlelerine ek olarak, depo tabanı ile birlikte hareket ettiği kabul edilen bir atıl kütle (m_a) ile temsil edilmektedir. Bu atıl kütleinin toplam sıvı kütesine oranı ve

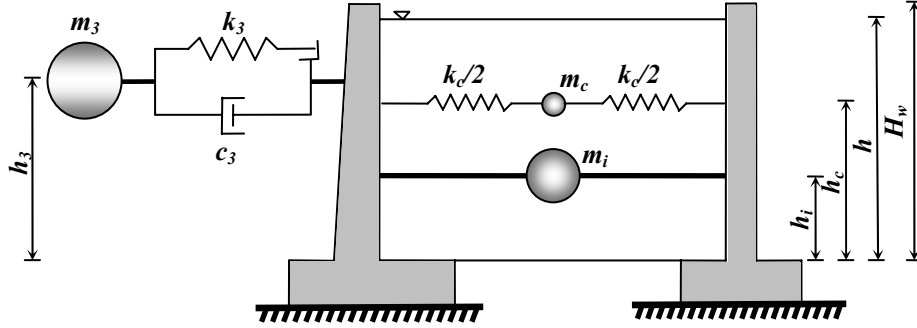
yükseklığının toplam sıvı yüksekliğine oranı aşağıda verilen bağıntılar yardımıyla elde edilebilir.

$$\frac{m_a}{m_t} = \frac{0.518l}{h} \quad (23)$$

$$\frac{h_a}{h} = \frac{1}{2} - \frac{3l}{4h} \quad (24)$$

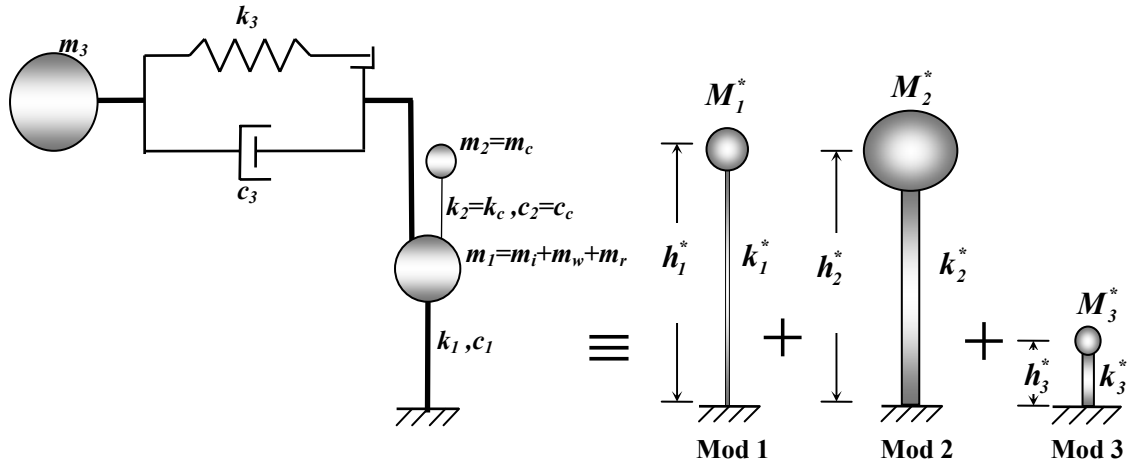
Oluşturulan analitik modelde dolgu etkisini dikkate alabilmek amacıyla kütle-rijitlik sönümleyici sistemi kullanılmakta ve bu sistemin, Veletsos ve Younan (1994b) tarafından önerildiği üzere duvar tabanından itibaren $h_3 = (2\pi) * H_w = 0.637 * H_w$ yüksekliğinde depo dış duvarına dolgu kesme rijitliğiyle (k_3) bağlı olduğu kabul edilmektedir.

Dolgu-dış duvar-sıvı sisteminin dinamik davranışını belirleyebilmek amacıyla idealize edilen dolgu-dış duvar-sıvı sistemi Şekil 14'de görülmektedir.

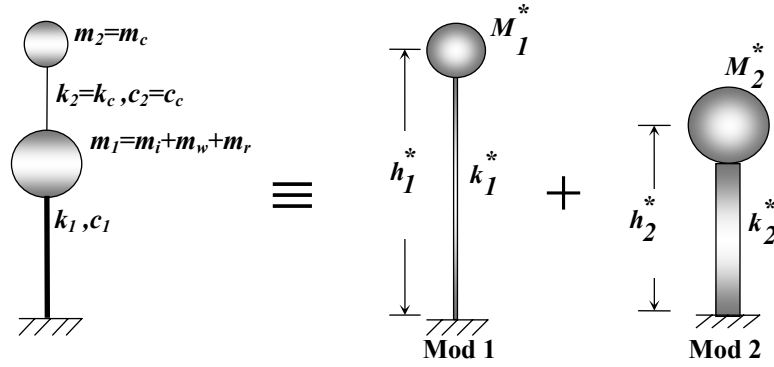


Şekil 14. Dolgu-dış duvar-sıvı sistemi için önerilen mekanik model

Burada; dolgudan kaynaklanan çekme gerilmelerini önlemek amacıyla, dolgu zemini ile depo dış duvarının basınç durumunda etkileşim içerisinde olduğunu, çekme durumunda ise etkileşimin olmadığını ve bu hususların modellemelerde dikkate alındığını vurgulamak uygun olmaktadır. İfade edilen modelleme yaklaşımı kullanılarak önerilen analitik modeller; dolgu-dış duvar-sıvı sistemi için Şekil 15'de, dış duvar-sıvı sistemi için ise Şekil 16'da görülmektedir.



Şekil 15. Dolgu-dış duvar-sıvı sisteminin matematik modeli ve modal gösterimi



Şekil 16. Dış duvar-sıvı sisteminin matematik modeli ve modal gösterimi

Dolgu-dış duvar-sıvı ve dış duvar-sıvı sistemleri için dinamik hareket denklemlerinin oluşturulabilmesi ve dinamik davranışın belirlenebilmesi için Şekil 15 ve Şekil 16'da görülen parametrelerin belirlenmesi gerekmektedir. Sunulan modellerde m_1 ile gösterilen kütle; sıvı için belirlenen impuls kütlelerini (m_i), dış duvar kütlelerini (m_w) ve çatı kütlelerinin ilgili etkili alan içerisinde kalan kısmını (m_r) içermektedir. Buradaki m_2 kütlesi doğrudan salınım kütlelerinden (m_c), m_3 kütlesi ise dolgu zemini kütlelerinden ibarettir. Modeldeki k_1 rijitliği; duvar yatay rijitliği olup $k_1 = (12EI_{ort})/H_w^3$ ile belirlenmekte; k_2 rijitliği ise doğrudan salınım rijitliğine eşit olmaktadır. Diğer rijitlik olan k_3 rijitliği ise dolgu kesme rijitliği olup F dolgu ortalama yüzeyi için kesit alanı, $F' = F/k'$ indirgenmiş kesit alanı olmak üzere $k_3 = GF'$ ifadesiyle yaklaşık olarak belirlenmektedir. Bu ifadelerde G ; dolgu zeminine ait kayma modülü ve k' bir katsayı olup dikdörtgen kesitler için 1.2 olarak

alınmaktadır. Modeldeki c_1 , c_2 , c_3 değerleri ise sırasıyla yapıya, salınım ve dolgu zeminine ait sönüm değerlerini ifade etmektedir.

Bu aşamadan sonra yapılacak işlem önerilen modellere ait dinamik hareket denklemlerinin elde edilip bunların çözülmesinden ibarettir. Bilindiği üzere en genel durumda sistem hareket denklemi aşağıdaki gibi yazılabilir.

$$[M]\{\ddot{u}(t)\} + [C]\{\dot{u}(t)\} + [K]\{u(t)\} = \{P(t)\} \quad (25)$$

Burada $[M]$ sistemin kütle matrisini, $[C]$ sistemin sönüm matrisini, $[K]$ sistemin rijitlik matrisini, $\{\ddot{u}(t)\}$, $\{\dot{u}(t)\}$, $\{u(t)\}$ ve $\{P(t)\}$ sırasıyla zamana bağlı değişen ivme, hız, yerdeğiştirme ve yük vektörlerini göstermektedir. Buradan hareketle dolgu-dış duvar-sıvı sisteminin (Şekil 15) dinamik dengesi göz önüne alınırsa aşağıdaki denklemler elde edilir.

$$m_1\ddot{u}_1 + c_1\dot{u}_1 + k_1u_1 + c_2(\dot{u}_1 - \dot{u}_2) + k_2(u_1 - u_2) + c_3(\dot{u}_1 - \dot{u}_3) + k_3(u_1 - u_3) = P_1(t) \quad (26)$$

$$m_2\ddot{u}_2 + c_2(\dot{u}_2 - \dot{u}_1) + k_2(u_2 - u_1) = P_2(t) \quad (27)$$

$$m_3\ddot{u}_3 + c_3(\dot{u}_3 - \dot{u}_1) + k_3(u_3 - u_1) = P_3(t) \quad (28)$$

(26), (27) ve (28) eşitlikleri birleştirilerek temel dinamik eşitlikler matris formunda aşağıdaki gibi yazılabilir.

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \\ \ddot{u}_3 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_1 + c_2 + c_3 & -c_2 & -c_3 \\ -c_2 & c_2 & 0 \\ -c_3 & 0 & c_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \\ \dot{u}_3 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 + k_2 + k_3 & -k_2 & -k_3 \\ -k_2 & k_2 & 0 \\ -k_3 & 0 & k_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P_1(t) \\ P_2(t) \\ P_3(t) \end{Bmatrix} \quad (29)$$

Benzer eşitlikler dış duvar-sıvı sistemi (Şekil 16) için yazılırsa aşağıdaki denklemler elde edilir.

$$m_1\ddot{u}_1 + (c_1 + c_2)\dot{u}_1 + (k_1 + k_2)u_1 - c_2\dot{u}_2 - k_2u_2 = P_1(t) \quad (30)$$

$$m_2\ddot{u}_2 - c_2\dot{u}_1 - k_2u_1 + c_2\dot{u}_2 + k_2u_2 = P_2(t) \quad (31)$$

(30) ve (31) eşitlikleri de birleştirilerek temel dinamik eşitlikler matris formunda aşağıdaki gibi yazılabilir.

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 \\ -c_2 & c_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P_1(t) \\ P_2(t) \end{Bmatrix} \quad (32)$$

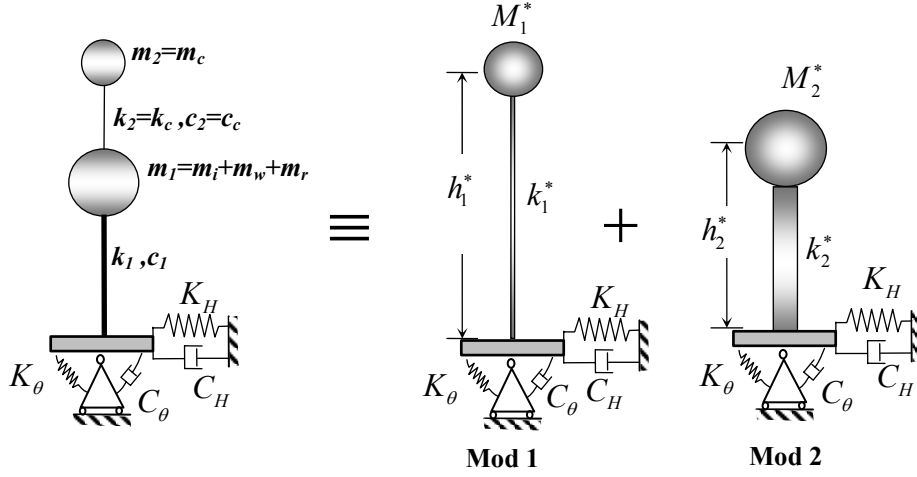
Yukarıdaki ifadelerde; (u_1, u_2, u_3) , $(\dot{u}_1, \dot{u}_2, \dot{u}_3)$, $(\ddot{u}_1, \ddot{u}_2, \ddot{u}_3)$; sırasıyla m_1, m_2, m_3 kütlelerinin yerdeğiştirme, hız ve ivme vektörlerini; $P_1(t), P_2(t), P_3(t)$ ise yük vektörlerini göstermektedir. Elde edilen hareket denklemlerinin doğrudan çözümlenmesi mümkün olduğu gibi sistemi modal analiz yöntemiyle ayrıklaştırıp çözmek de mümkün olabilmektedir. Şekil 15 ve Şekil 16'daki sistemlerin modal analiz yöntemiyle ayrıklaştırılıp çözümlenebilmeleri için adı geçen şekillerde görülen modal karakteristiklerin belirlenmesi gerekmektedir. Şekil 15 ve 16'da görülen M_1^*, M_2^*, M_3^* ; h_1^*, h_2^*, h_3^* ; k_1^*, k_2^*, k_3^* sırasıyla her bir moda ait etkin kütleleri, yükseklikleri, rijitlikleri ifade etmekte ve bu modal karakteristikler (33) ve (34) eşitlikleri yardımıyla belirlenebilmektedir (Chopra, 2007). Burada ek olarak sistemin sönüm matrisinin elde edilmesinde Rayleigh sönümünün dikkate alındığını belirtmek uygun olmaktadır.

$$M_n^* = \Gamma_n L_n^h = \frac{(L_n^h)^2}{M_n}; \quad h_n^* = \frac{L_n^\theta}{L_n^h}; \quad k_n^* = \omega_n^2 M_n^* \quad (33)$$

Burada;

$$M_n = \phi_n^T m \phi_n = \sum_{j=1}^N m_j \phi_{jn}^2; \quad \Gamma_n = \frac{L_n^h}{M_n} \quad L_n^h = \sum_{j=1}^N m_j \phi_{jn} \quad L_n^\theta = \sum_{j=1}^N h_j m_j \phi_{jn} \quad (34)$$

ile elde edilmektedir. Bu eşitliklerde; N : toplam mod sayısını, ϕ_n : n . moda ait mod vektörünü, ω_n^2 : n . moda ait özdeğeri veya açılal frekansın karesini göstermektedir. Ayrıca salınım kütesinin rijitliği ile duvar rijitliği arasında önemli derecede farklılık olması



Şekil 18. Dış duvar-sıvı-temel/zemin sisteminin matematik modeli ve modal gösterimi

Zemin-yapı dinamik etkileşim problemlerinin çözümünde yaygın olarak kullanılan ve ortak sistem içerisinde zemin ortamının ayrık bir sistem olarak dikkate alınması prensibine dayanan altsistem yaklaşımının en önemli aşaması, temel/zemin arakesitinde serbestlik dereceleri ile tanımlanan dinamik empedans fonksiyonlarının belirlenmesidir. Buradan hareketle; dolgu-dış duvar-sıvı-temel/zemin ve sıvı-dış duvar-temel/zemin sistemleri için dinamik hareket denklemlerinin oluşturulabilmesi ve dinamik davranışın belirlenebilmesi için Şekil 17 ve Şekil 18’de görülen temel empedans fonksiyonlarının (dinamik rijitlik katsayılarının) belirlenmesi gerekmektedir. Bu amaçla öncelikle her bir titreşim modu için (yatay ve düşey ötelenme, dönme ve burulma) çeşitli zemin türlerine ve temel şekline bağlı olarak statik rijitlikler (K) ve dinamik rijitlik katsayıları ($k = k(\omega)$) belirlenerek dinamik rijitlik değeri aşağıdaki gibi ifade edilebilir.

$$\tilde{K}(\omega) = K \cdot k(\omega) \quad (35)$$

Benzer şekilde, etkileşimin bütünüyle ifade edilebilmesi için her bir moda ait sönüm değerlerinin de belirlenmesi gerekmektedir. Bu amaçla temel şekline, zemin türüne ve boyutsuz frekansa bağlı olarak belirlenecek olan radyasyonel sönüm değerine, malzeme sönümünün eklenmesiyle toplam sönüm değeri aşağıdaki gibi elde edilebilmektedir.

$$\text{Toplam } C = \text{Radyasyonel } C + \frac{2\tilde{K}}{\omega} \beta \quad (36)$$

Tablo 1. Farklı geometriye sahip yüzeysel temeller için statik ve dinamik rijitlikler (Gazetas, 1991).

Titreşim modu	Statik rijitlikler (K)	Dinamik rijitlik katsayıları (k)	Dinamik rijitlikler (\tilde{K})
Düşey(z)	$K_z = [2GL/(1-\nu)](0.73 + 1.54\chi^{0.75})$ $\chi = A_b / 4L^2$	$k_z = k_z(L/B, \nu; a_0)$ (Şekil 19-a'dan alınır.)	$\tilde{K}_z = K_z \cdot k_z$
Yatay(y) (Yanal doğrultuda)	$K_y = [2GL/(2-\nu)](2 + 2.50\chi^{0.85})$	$k_y = k_y(L/B; a_0)$ (Şekil 19-b'den alınır.)	$K_H = K_y \cdot k_y$
Yatay(x) (Boyuna doğrultuda)	$K_x = K_y - [0.2/(0.75-\nu)]GL[1-(B/L)]$	$k_x \cong 1$	$\tilde{K}_x = K_x \cdot k_x$
Dönme(r_x) (Boyuna doğrultu etrafında)	$K_{rx} = [G/(1-\nu)]I_{bx}^{0.75}(L/B)^{0.25}[2.4+0.5(B/L)]$	$k_{rx} \cong 1 - 0.20a_0$	$K_\theta = K_{rx} \cdot k_{rx}$
Dönme(r_y) (Yanal doğrultu etrafında)	$K_{ry} = [3G/(1-\nu)]I_{by}^{0.75}(L/B)^{0.15}$	$\nu < 0.40 : k_{ry} \cong 1 - 0.26a_0$ $\nu \cong 0.50 : k_{ry} \cong 1 - 0.26a_0(L/B)^{0.3}$	$\tilde{K}_{ry} = K_{ry} \cdot k_{ry}$
Burulma (t)	$K_t = 3.5GI_{bz}^{0.75}(B/L)^{0.4}(I_{bz}/B^4)^{0.2}$	$k_t = 1 - 0.14a_0$	$\tilde{K}_t = K_t \cdot k_t$

B, L: Sırasıyla temele ait yarı genişlik ve yarı uzunluk, A_b : Temel alanı, ν : Poisson oranı, G: Zeminin kayma modülü, I_{bx} , I_{by} , I_{bz} : x, y, z eksenlerine göre atalet momentleri, a_0 : Boyutsuz frekans

Zemin-yapı etkileşim problemleriyle ilgili olarak temel empedans fonksiyonlarını belirlemeye yönelik araştırmalar, literatür çalışmasında ayrıntılı bir şekilde sunulmaktadır. Burada, temel/zemin etkileşimini dikkate alabilmek amacıyla, altsistem yaklaşım mantığına uygun şekilde, ötelenme ve dönme titreşim modlarına ait dinamik rijitlik katsayıları belirlenmektedir. Önerilen analitik modellerin çözümlenebilmesi için gerekli olan bu parametreler; Tablo 1, Tablo 2 ve Şekil 19'un ortak kullanımıyla elde edilmektedir.

Tablo 2. Farklı geometriye sahip yüzeysel temeller için radyasyonel ve toplam sönümler (Gazetas, 1991).

Titreşim modu	Radyasyonel Sönüm (Radyasyonel C)	Toplam Sönüm (Toplam C)
Düşey(z)	$C_z = (\rho V_{La} A_b) \cdot c_z ; c_z = c_z(L/B; a_0)$ (Şekil 19-c'den alınır.)	Toplam $C_z = \text{Radyasyonel } C_z + \frac{2\tilde{K}_z}{\omega} \beta$
Yatay(y) (Yanal doğrultuda)	$C_y = (\rho V_s A_b) \cdot c_y ; c_y = c_y(L/B; a_0)$ (Şekil 19-d'den alınır.)	$C_H = \text{Radyasyonel } C_y + \frac{2K_H}{\omega} \beta$
Yatay(x) (Boyuna doğrultuda)	$C_x = \rho V_s A_b$	Toplam $C_x = \text{Radyasyonel } C_x + \frac{2\tilde{K}_x}{\omega} \beta$
Dönme(rx) (Boyuna doğrultu etrafında)	$C_{rx} = (\rho V_{La} I_{bx}) \cdot c_{rx} ; c_{rx} = c_{rx}(L/B; a_0)$ (Şekil 19-e'den alınır.)	$C_\theta = \text{Radyasyonel } C_{rx} + \frac{2K_\theta}{\omega} \beta$
Dönme(ry) (Yanal doğrultu etrafında)	$C_{ry} = (\rho V_{La} I_{by}) \cdot c_{ry} ; c_{ry} = c_{ry}(L/B; a_0)$ (Şekil 19-f'den alınır.)	Toplam $C_{ry} = \text{Radyasyonel } C_{ry} + \frac{2\tilde{K}_{ry}}{\omega} \beta$
Burulma (t)	$C_t = (\rho V_s I_{bz}) \cdot c_t ; c_t = c_t(L/B; a_0)$ (Şekil 19-g'den alınır.)	Toplam $C_t = \text{Radyasyonel } C_t + \frac{2\tilde{K}_t}{\omega} \beta$

ρ : Zeminin yoğunluğu, V_{La} : Lysmer analog dalga hızı, A_b : Temel alanı, V_s : Kayma dalgası hızı, a_0 : Boyutsuz frekans, I_{bx} , I_{by} , I_{bz} : x, y, z eksenlerine göre atalet momentleri, B, L: Sırasıyla temele ait yarı genişlik ve yarı uzunluk, ω : Dairesel frekans, β : Temel zeminine ait sönüm oranı

Bu aşamadan sonra yapılacak işlem önerilen modellere ait dinamik hareket denklemlerinin elde edilip bunların çözülmesinden ibarettir. Burada iki alternatiften bahsetmek mümkündür. Bunlardan ilki dinamik hareket denklemlerinin modal analiz yöntemiyle ayrıklaştırılmış tek kütleli sistemler üzerinden yazılması, ikincisi ise sistemi ayrıklaştırmadan adı geçen denklemlerin doğrudan çözümlenmesidir. Buradan hareketle ayrıklaştırılmış tek kütleli sistemler üzerinden hareket denklemleri yazılırsa aşağıdaki denklemler elde edilir.

$$M^* \ddot{u} + M^* \ddot{u}_b + M^* h^* \ddot{\theta} + c^* \dot{u} + k^* u = M^* \ddot{u}_g \quad (37)$$

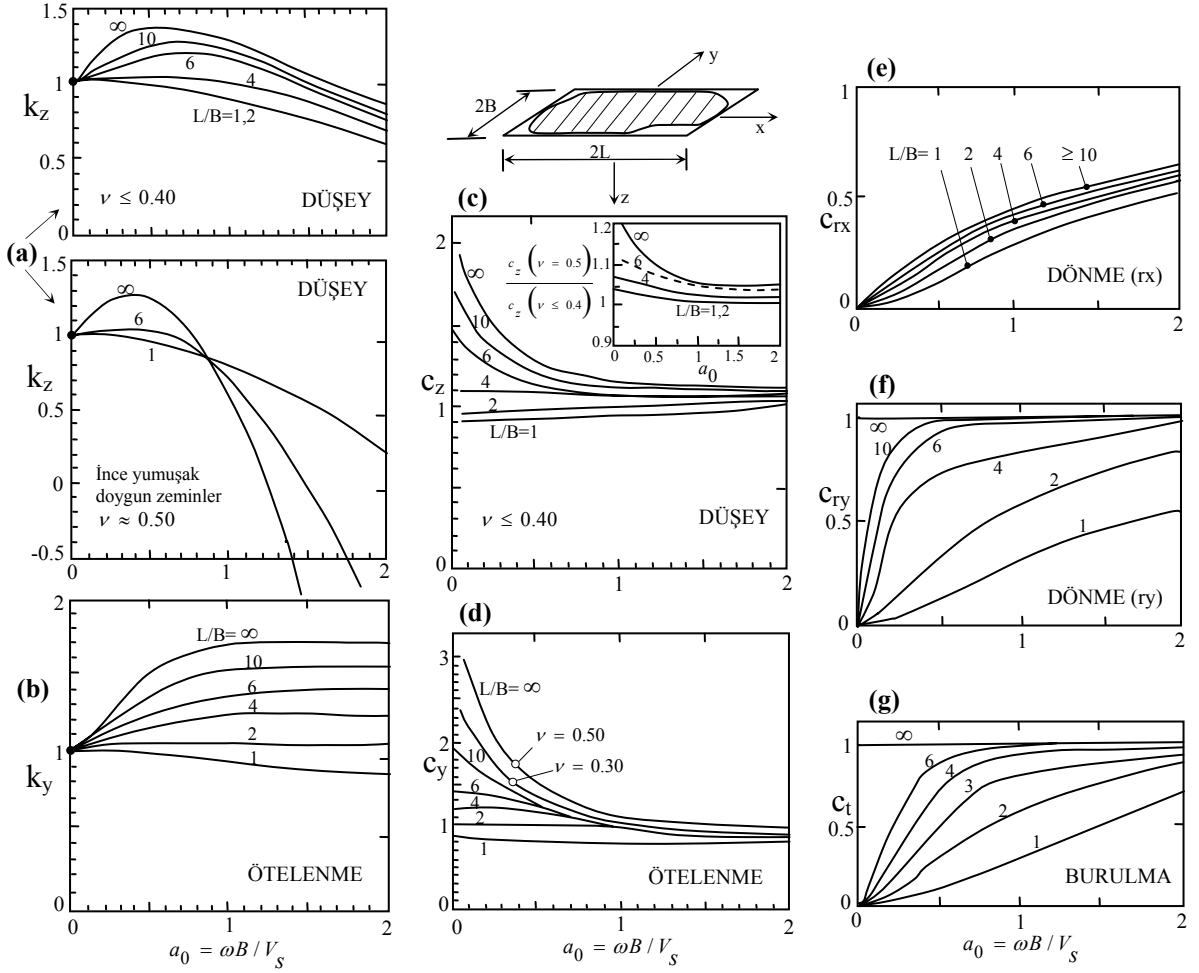
$$M^* \ddot{u} + M^* \ddot{u}_b + M^* h^* \ddot{\theta} + C_H \dot{u}_b + K_H u_b = M^* \ddot{u}_g \quad (38)$$

$$M^* h^* \ddot{u} + M^* h^* \ddot{u}_b + M^* h^{*2} \ddot{\theta} + C_\theta \dot{\theta} + K_\theta \theta = M^* h^* \ddot{u}_g \quad (39)$$

(37), (38) ve (39) eşitlikleri birleştirilerek temel dinamik eşitlikler matris formunda aşağıdaki gibi yazılabilir.

$$\begin{bmatrix} M^* & M^* & M^*h^* \\ M^* & M^* & M^*h^* \\ M^*h^* & M^*h^* & M^*h^{*2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u} \\ \ddot{u}_b \\ \ddot{\theta} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c^* & 0 & 0 \\ 0 & C_H & 0 \\ 0 & 0 & C_\theta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u} \\ \dot{u}_b \\ \dot{\theta} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k^* & 0 & 0 \\ 0 & K_H & 0 \\ 0 & 0 & K_\theta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ u_b \\ \theta \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} M^* \\ M^* \\ M^*h^* \end{bmatrix} \ddot{u}_g \quad (40)$$

Yukarıda en genel halde ifade edilen dinamik hareket denklemleri çözülerek her bir moda ait modal karakteristikler elde edilebilmektedir.



Şekil 19. Yüzeysel temeller için dinamik rijitlik ve sönüm katsayılarının belirlenmesinde kullanılan grafikler (Gazetas, 1991).

İkinci olarak dinamik hareket denklemleri sistemi ayrıklaştırmadan, doğrudan sistem üzerinden yazılırsa, dolgu-dış duvar-sıvı-temel/zemin sistemine (Şekil 17) ait ifadeler aşağıdaki gibi elde edilmektedir.

$$m_1(\ddot{u}_1 + \ddot{u}_b + h_1\ddot{\theta}) + c_1\dot{u}_1 + c_2(\dot{u}_1 - \dot{u}_2) + c_3(\dot{u}_1 - \dot{u}_3) + k_1u_1 + k_2(u_1 - u_2) + k_3(u_1 - u_3) = m_1\ddot{u}_g \quad (41)$$

$$m_2(\ddot{u}_2 + \ddot{u}_b + h_2\ddot{\theta}) + c_2(\dot{u}_2 - \dot{u}_1) + k_2(u_2 - u_1) = m_2\ddot{u}_g \quad (42)$$

$$m_3(\ddot{u}_3 + \ddot{u}_b + h_3\ddot{\theta}) + c_3(\dot{u}_3 - \dot{u}_1) + k_3(u_3 - u_1) = m_3\ddot{u}_g \quad (43)$$

$$m_1\ddot{u}_1 + m_2\ddot{u}_2 + m_3\ddot{u}_3 + (m_1 + m_2 + m_3)\ddot{u}_b + m_1h_1\ddot{\theta} + m_2h_2\ddot{\theta} + m_3h_3\ddot{\theta} + C_H\dot{u}_b + K_Hu_b = (m_1 + m_2 + m_3)\ddot{u}_g \quad (44)$$

$$m_1h_1\ddot{u}_1 + m_2h_2\ddot{u}_2 + m_3h_3\ddot{u}_3 + (m_1h_1 + m_2h_2 + m_3h_3)\ddot{u}_b + m_1h_1^2\ddot{\theta} + m_2h_2^2\ddot{\theta} + m_3h_3^2\ddot{\theta} + C_\theta\dot{\theta} + K_\theta\theta = (m_1h_1 + m_2h_2 + m_3h_3)\ddot{u}_g \quad (45)$$

(41), (42), (43), (44) ve (45) eşitlikleri birleştirilerek temel dinamik eşitlikler matris formunda aşağıdaki gibi yazılabilir.

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & m_1 & m_1h_1 \\ 0 & m_2 & 0 & m_2 & m_2h_2 \\ 0 & 0 & m_3 & m_3 & m_3h_3 \\ m_1 & m_2 & m_3 & m_1 + m_2 + m_3 & m_1h_1 + m_2h_2 + m_3h_3 \\ m_1h_1 & m_2h_2 & m_3h_3 & m_1h_1 + m_2h_2 + m_3h_3 & m_1h_1^2 + m_2h_2^2 + m_3h_3^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \\ \ddot{u}_3 \\ \ddot{u}_b \\ \ddot{\theta} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_1 + c_2 + c_3 & -c_2 & -c_3 & 0 & 0 \\ -c_2 & c_2 & 0 & 0 & 0 \\ -c_3 & 0 & c_3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & C_H & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & C_\theta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \\ \dot{u}_3 \\ \dot{u}_b \\ \dot{\theta} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 + k_2 + k_3 & -k_2 & -k_3 & 0 & 0 \\ -k_2 & k_2 & 0 & 0 & 0 \\ -k_3 & 0 & k_3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & K_H & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & K_\theta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ u_b \\ \theta \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} m_1 \\ m_2 \\ m_3 \\ m_1 + m_2 + m_3 \\ m_1h_1 + m_2h_2 + m_3h_3 \end{bmatrix} \ddot{u}_g \quad (46)$$

Benzer eşitlikler dış duvar-sıvı-temel/zemin sistemi (Şekil 18) için yazılırsa aşağıdaki denklemler elde edilir.

$$m_1 (\ddot{u}_1 + \ddot{u}_b + h_1 \ddot{\theta}) + c_1 \dot{u}_1 + c_2 (\dot{u}_1 - \dot{u}_2) + k_1 u_1 + k_2 (u_1 - u_2) = m_1 \ddot{u}_g \quad (47)$$

$$m_2 (\ddot{u}_2 + \ddot{u}_b + h_2 \ddot{\theta}) + c_2 (\dot{u}_2 - \dot{u}_1) + k_2 (u_2 - u_1) = m_2 \ddot{u}_g \quad (48)$$

$$m_1 \ddot{u}_1 + m_2 \ddot{u}_2 + (m_1 + m_2) \ddot{u}_b + m_1 h_1 \ddot{\theta} + m_2 h_2 \ddot{\theta} + C_H \dot{u}_b + K_H u_b = (m_1 + m_2) \ddot{u}_g \quad (49)$$

$$m_1 h_1 \ddot{u}_1 + m_2 h_2 \ddot{u}_2 + (m_1 h_1 + m_2 h_2) \ddot{u}_b + m_1 h_1^2 \ddot{\theta} + m_2 h_2^2 \ddot{\theta} + C_\theta \dot{\theta} + K_\theta \theta = (m_1 h_1 + m_2 h_2) \ddot{u}_g \quad (50)$$

(47), (48), (49) ve (50) eşitlikleri birleştirilerek temel dinamik eşitlikler matris formunda aşağıdaki gibi yazılabilir.

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 & m_1 & m_1 h_1 \\ 0 & m_2 & m_2 & m_2 h_2 \\ m_1 & m_2 & m_1 + m_2 & m_1 h_1 + m_2 h_2 \\ m_1 h_1 & m_2 h_2 & m_1 h_1 + m_2 h_2 & m_1 h_1^2 + m_2 h_2^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \\ \ddot{u}_b \\ \ddot{\theta} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 & 0 & 0 \\ -c_2 & c_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & C_H & 0 \\ 0 & 0 & 0 & C_\theta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \\ \dot{u}_b \\ \dot{\theta} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 & 0 \\ -k_2 & k_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & K_H & 0 \\ 0 & 0 & 0 & K_\theta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_b \\ \theta \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} m_1 \\ m_2 \\ m_1 + m_2 \\ m_1 h_1 + m_2 h_2 \end{bmatrix} \ddot{u}_g \quad (51)$$

Bu aşamadan sonra, yukarıda dolgu-dış duvar-sıvı-temel/zemin ve dış duvar-sıvı-temel/zemin sistemleri için elde edilen dinamik hareket denklemleri çözülerek, bu sistemlere ait modal karakteristikler belirlenebilmektedir.

2.3. Deneysel Çalışmalar

Yapılan literatür incelemesinden görüleceği üzere, duvar-zemin sistemlerinin deprem davranışlarını belirlemeye yönelik geliştirilen analitik ve sayısal modellerin geçerliliklerinin ya da kullanılabilirliklerinin test edilmesi bakımından laboratuvar ortamında sarsma tablası deneylerinin ve santrifüj deneylerinin gerçekleştirildiği

bilinmektedir. Bu çalışmalara ek olarak bazı araştırmacılar (Aliev vd., 1973; Fukuoka ve Imamura, 1984; Alampalli, 1990; Chang vd., 1990; Elgamal vd., 1996) tarafından da duvar-zemin sistemleri üzerinde tam ölçekli testler gerçekleştirildiği literatürde karşımıza çıkan bir gerçekliktir. Ancak, zemin-duvar ve zemin-duvar-sıvı sistemlerinin arazide yerinde yapılan testler vasıtasıyla dinamik davranışlarını belirlemeye yönelik hemen hemen hiçbir çalışmanın olmadığı da literatür araştırmasından elde edilen bir başka bilgidir. Buradan hareketle çalışmanın bu bölümünde, karmaşık zemin ve sıvı etkileşim etkilerine maruz dikdörtgen kesitli depo dış duvarları üzerinde, yerinde yapılan modal testler vasıtasıyla söz konusu dış duvarlara ait modal karakteristikler belirlenerek önerilen analitik ve sayısal modellerin geçerlilik sınırlarını tayin etmek mümkün olmaktadır.

Mühendislik yapılarının modal karakteristiklerinin belirlenmesi amacıyla kullanılan yöntem, genel olarak deneysel modal analiz yöntemi olarak adlandırılmaktadır. Bu yöntem de kendi içerisinde çevresel ve zorlanmış titreşim yöntemleri olmak üzere iki ana gruba ayrılmaktadır. Deneysel modal analiz yöntemi ile ilgili çalışmalar, ilk olarak 1940'lı yıllarda uzay ve astronomi bilimlerinde; daha sonra havacılık, makine ve otomotiv sektörlerinde gerçekleştirilmiştir. 1980'li yıllarda zorlanmış titreşim yöntemi, 1990'lı yıllarda ise çevresel titreşim yöntemi inşaat mühendisliği yapılarında kullanılmaya başlanmıştır (Sevim, 2010).

Çevresel titreşim yönteminde, herhangi bir tetikleyiciye ihtiyaç duyulmamakta, yapı; rüzgar, trafik ve ortamda çalışan ağır makineler gibi çevresel etkilerden yararlanılarak titreştirilmekte ve yapının bu titreşimlere göstermiş olduğu tepki ölçülmektedir. Zorlanmış titreşim yönteminde ise yapı; sarsıcı sistemi veya darbe çekici gibi araçlar kullanılarak, değeri bilinen ya da ölçülen bir etkiyle titreştirilmekte ve yapının göstermiş olduğu tepki ölçülmektedir. Ayaklı depolar gibi narin ve yüksek yapıların çevresel titreşim yöntemi kullanılarak modal karakteristiklerinin belirlenmesiyle anlamlı ve gerçekçi sonuçlar elde edilebilmektedir. Fakat bu çalışmaya konu olan nispeten rijit ve/veya narin olmayan dikdörtgen kesitli depolar gibi yapılar, çevresel etkilerle zorlanamayacağından, zorlanmış titreşim testlerinin uygulanması daha gerçekçi görülmektedir. Bu bağlamda, bu çalışmada sarsıcı sistemi vasıtasıyla zorlanmış titreşim testleri uygulanarak, söz konusu yapılara ait modal karakteristikler belirlenmektedir.

2.3.1. Test Ekipmanı

Karmaşık dolgu ve sıvı etkileşim etkilerine maruz dikdörtgen kesitli depo dış duvarlarının dinamik karakteristiklerini belirlemeye yönelik yapılan test çalışmalarında kullanılan test ekipmanı Şekil 20’de görülmektedir.



a) Sarsıcı sistemi (sarsıcı, soğutucu ve güç ünitesi)



b) Analizör



c) İvmeölçer



d) 300 W Güç ünitesi

Şekil 20. Sarsıcı sistemi ve ivmeölçere ait görünümler

Şekil 20’de görülen elektrodinamik sarsıcı sistemi (electrodynamic shaker system), depo dış duvarına monte edilerek yapıya arzu edilen frekans aralığında ve istenen formda dinamik yükler uygulanmasını sağlamaktadır. Sismik ivmeölçerler depo dış duvarı üzerinde farklı noktalara istenen doğrultularda yerleştirilerek yapıdaki titreşimlerin ölçülmesi ve ölçülen ivme verilerinin analizöre aktarılması işlemini gerçekleştirmektedirler. Bu işlemde, sarsıcı sistemi vasıtasıyla uygulanan kuvvet altında oluşan elektrik yükü

sinyali, ivmeölçerlerin içerisindeki devreler tarafından taşınabilir voltaj sinyaline çevrilerek analizöre aktarılmaktadır. Dört kanallı analizör (four channels Dynamic Signal Analyzer) modal testler esnasında ivmeölçerlerden gelen sinyalleri kaydetmek ve toplanan verileri analiz ederek ilgili bilgisayar programına aktarmak için kullanılmaktadır. Bilgisayar programı da sinyallerin toplanmasında ve işlenmesinde gerekli arayüzü sağlamaktadır. Güç ünitesi (power amplifier) ise sarsıcıya aktarılan enerjinin kontrolünü ve etkinin kuvvetlendirilmesini sağlarken, soğutucu sistemi modal testler esnasında sarsıcının soğutulması işlemini gerçekleştirmektedir.

2.3.2. Test Edilecek Dikdörtgen Kesitli Depoların Belirlenmesi

Ülkemizde inşa edilmiş olan dikdörtgen kesitli depo stoğu incelendiğinde, çeşitli hacimlerde depolar bulunmasına karşın, bu depoların yapısal özelliklerinin tip proje uygulamalarına bağlı olarak çok da farklı olmadıkları, fakat depo duvarlarının oldukça farklı dolgu etkisinde kalabildikleri görülmektedir. Şekil 21’de görüldüğü gibi depo duvarları tamamen gömülü, yarı sonsuz bir zemin ortamının etkisinde kalabildikleri gibi belirli bir geometriye sahip dolgu etkisinde de kalabilmekte veya tamamen açık bir şekilde inşa edilebilmektedirler.

Ülkemizdeki depo inşaatları genellikle Devlet Su İşleri (DSİ) ve İller Bankası (İB) kontrolörlüğünde gerçekleştirildiğinden, inceleme konusu olan depolara ilişkin uygulama projelerinin temini için adı geçen kurumlarda; incelenecek olan depoların il içerisindeki konumlarını belirlemek amacıyla ise ilgili belediyelerde ve İl Özel İdareler’inde çalışmalar gerçekleştirilmiştir. Tüm bu çalışmalar neticesinde, Bolu’da tespit edilen iki adet, Samsun’da tespit edilen üç adet olmak üzere toplam beş adet dikdörtgen deponun incelenmesine karar verilmiştir.



a) Bolu ili Hisar Mevkii 4000 m³ hacmindeki dikdörtgen depo için dolgu etkisine maruz depo dış duvarı



b) Samsun ili Atakum 10000 m³ hacmindeki dikdörtgen depo için yarı sonsuz zemin ortam etkisindeki depo dış duvarı



c) Samsun ili Kökçüoğlu Mahallesi 5000 m³ hacmindeki dikdörtgen depo için tamamen açık depo duvarları

Şekil 21. Farklı zemin etkilerine maruz ve tamamen açık depo dış duvarı görünüşleri

2.4. İncelemeye Konu Olan Dikdörtgen Kesitli Depolar

Yukarıda ifade edilen ön incelemeler ve araştırmalar neticesinde tespit edilmiş olan Samsun'daki Canik 15000 m³, Atakum 10000 m³ ve İlkadım 5000 m³ hacimlerdeki dikdörtgen depolar ile Bolu'daki Hisar 4000 m³ ve Bayramışlar 10000 m³ hacimlerdeki dikdörtgen depolar üzerinde çalışmalar gerçekleştirilmiştir. Aşağıda takip eden başlıklarda, bu depoların halihazırdaki durumları, hizmet geçmişleri, yapısal özellikleri ve görünüşleri ayrı ayrı verilmekte, önerilen modeller her bir depoya uygulanmakta ve depolar üzerinde gerçekleştirilen modal testlerle önerilen modellerin geçerlilikleri irdelenmektedir. Söz konusu depolar üzerinde temel/zemin etkileşim etkilerini inceleyebilmek amacıyla dört farklı temel zemini koşulu (S1, S2, S3, ankastre) dikkate alınmış ve bu zeminler için kullanılan fiziksel ve mekanik özelliklerin belirlenmesinde değişik kaynaklarda ifade

edilen deneysel çalışma sonuçlarından (Bardet, 1997; Barnes, 2000; Coduto, 2000) ve bazı depo sahaları için mevcut olan zemin inceleme raporlarından yararlanılmıştır. Dikkate alınan zemin koşullarına ait özellikler Tablo 3’de verilmektedir. Bu tabloda görülen γ , ν , E , G , E_c , v_s , v_p sırasıyla zeminin birim hacim ağırlığını, Poisson oranını, elastisite modülünü, kayma modülünü, hacimsel elastisite modülünü, kayma dalgası hızını ve boyuna dalga hızını temsil etmektedir.

Tablo 3. Dikkate alınan zemin koşullarına ait fiziksel ve mekanik özellikler

Zemin koşulu	γ (kN/m ³)	ν	E (kN/m ²)	G (kN/m ²)	E_c (kN/m ²)	v_s (m/s)	v_p (m/s)
S1	18	0.40	75000	26786	125000	121.99	263.52
S2	19	0.35	150000	55556	166667	171.00	296.17
S3	20	0.30	500000	192308	416667	310.09	456.44

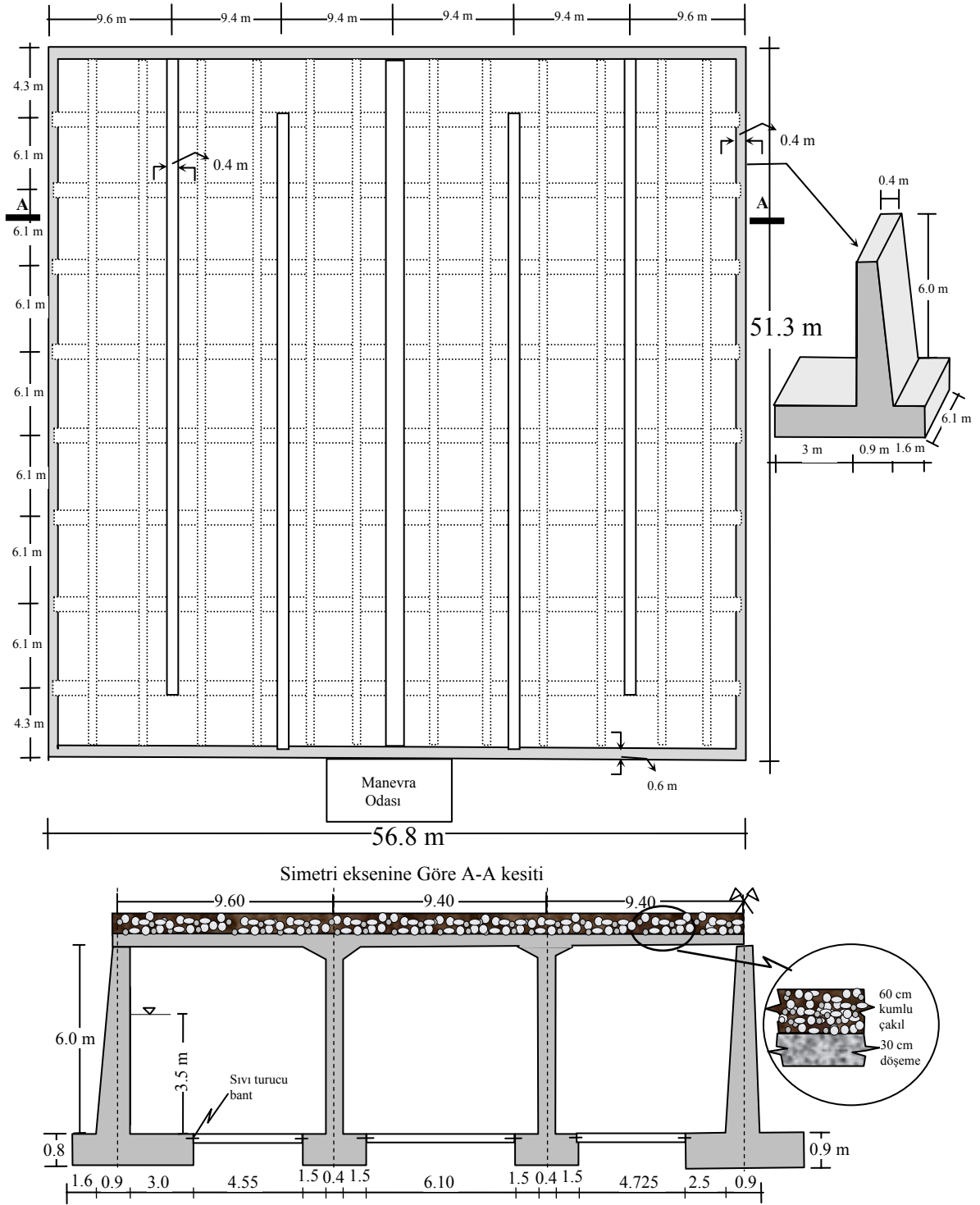
2.4.1. Canik 15000 m³ Hacmindeki Depo İçin Gerçekleştirilen Çalışmalar

1998 yılında projelendirilip DSİ kontrolörlüğünde inşa edilmiş olan Samsun ili Canik ilçesi 15000 m³ hacmindeki su deposuna ilişkin yapısal özellikler, uygulama projelerinden ve depo yerinde yapılan incelemeler ile ölçümlerden tespit edilmiştir. Söz konusu depo işletmede olup, işletme seviyesi testler esnasında 3.5 m olarak belirlenmiştir.

2.4.1.1. Depoya Ait Özellikler ve Hizmet Geçmişi

İncelemeye konu olan depo, dikdörtgen plan geometrisine sahip iki ana bölmeden ve her ana bölme de iki ara duvarla bölünmek suretiyle üç ara bölmeden meydana gelen prizmatik depo olarak projelendirilmiş tip uygulamalardan bir örnektir. Yapılan incelemeler neticesinde, depo dış duvarının 6 m yüksekliğe ve yükseklik boyunca tepede 40 cm’den temel seviyesinde 90 cm’ye ulaşan bir kalınlığa sahip olduğu belirlenmiştir. Bunlara ek olarak, çalkantı etkilerine mani olmak maksadıyla tasarlanan ve ana bölmeleri üçe ayıran ara bölme duvarlar 40 cm, depo çatı döşemesi ise 30 cm kalınlığa sahiptirler. Ayrıca projede öngörülen çatı örtüsü 5 cm kalınlığında serbest çakıldan ve 22.5 cm kalınlığında toprak dolgudan ibaret iken, arazide bizzat gerçekleştirilen inceleme ve

ölçümlerden, çatı örtüsünün ortalama kalınlığı 60 cm olan kumlu çakıl zeminden oluştuğu gözlemlenmiştir. Yapısal boyutlara ait diğer özellikler Şekil 22’de sunulmaktadır. Ayrıca depo dış duvarlarının genel olarak dolgu ile örtülme yoluna gidildiği ya da topoğrafyaya bağlı olarak tamamen gömülü durumda olduğu Şekil 23’de görülmektedir. Bu tür yapılar konusunda ilgililerin hassasiyeti rahatlıkla tahmin edilebileceğinden, betonarme duvardan karot alınması gibi tahribatlı işlemlere yetkililerin izin vermemiş olması anlayışla karşılanmış ve KTÜ Yapı ve Malzeme Laboratuvarında kalibrasyonu yapılmış olan beton test çekici ile ivmeölçerler için hazırlanan noktalardan, her bir nokta için 10’dan az olmamak şartıyla alınmış ölçümlerden beton dayanımının yaklaşık olarak 20 MPa olduğu tahmin edilmiştir. Buradan hareketle, yapıya ait elastisite modülü $E=28000$ MPa, Poisson oranı $\nu = 0.20$ ve birim hacim ağırlığı $\gamma=25\text{kN/m}^3$ olarak dikkate alınmıştır. Ek olarak deponun inşa edildiği alanın detaylı zemin etüd raporunun incelenmesinden, etüd alanında aglomera dışında herhangi bir birimin olmadığı ve bu nedenle bir bölgede yapılacak sondajın yeterli bilgiyi vereceğinden hareketle, 18 m derinliğinde tek bir sondaj yapıldığı, bu derinlik boyunca dört farklı seviyede standart penetrasyon deneyi (SPT) gerçekleştirildiği ve alınan SPT örneklerinden laboratuvarda elek analizi, serbest basınç ve yoğunluk deneyleri yapıldığı görülmüştür. Yapılan deneyler neticesinde söz konusu birimin, silt ve kil oranı çok az olmakla birlikte %40 oranında zayıf bağlayıcı (matriks) malzeme olarak ifade edilen kum-kil-silt boyutlu malzemedен ve %60 oranında andezit-bazalt parçaları olarak ifade edilen çakıl boyutlu malzemedен oluştuğu ve alanda taşıma gücü açısından herhangi bir problemin görülmediği ifade edilmiştir. Buradan hareketle; geoteknik raporun detaylı incelenerek sondaj kuyusundan tipik zemin profiline ilişkin elde edilen verilerin bir bütün olarak değerlendirilmesi, deney sonuçlarının yorumlanması ve belirlenen zemin türleri için zemin koşulları dikkate alınarak literatür (Bowles, 1996; Bardet, 1997; Barnes, 2001) incelemesi sonucunda, çözümlenelerde kullanılacak dolgu zeminine ait elastisite modülü $E=50$ MPa, Poisson oranı $\nu=0.30$, birim hacim ağırlık $\gamma=21\text{kN/m}^3$ olarak seçilmiştir. Belirlenen zemin türlerine bağlı olarak mekanik özelliklerin de farklılıklar gösterebileceği bilindiğinden, analiz sonuçlarında da buna bağlı değişiklikler olabilmektedir.



Şekil 22. Samsun ili Canik ilçesi 15000 m³ hacmindeki dikdörtgen deponun yapısal özellikleri



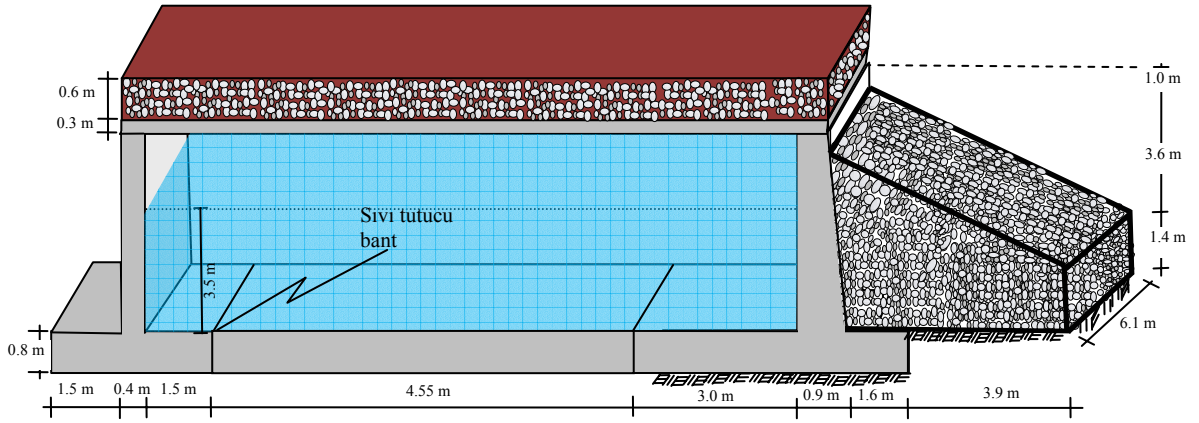
Şekil 23. Samsun ili Canik ilçesi 15000 m³ hacmindeki dikdörtgen depoya ait görünüşler

2.4.1.2. Önerilen Analitik Modeller

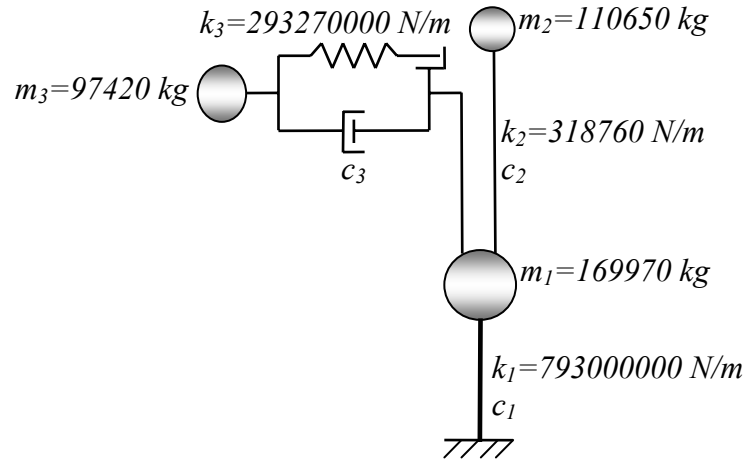
➤ Dolgu-Dış Duvar-Sıvı Sistemi Analitik Modeli

Söz konusu depo dikkate alınarak, dolgu-dış duvar-sıvı sistemi için idealize edilen basitleştirilmiş model ve 3.5 m işletme seviyesinde sıvının da bulunduğu durum göz önüne alınarak çalışmanın (2.2.1) bölümünde matematik ifadeleri verilmiş idealleştirmeler yardımıyla elde edilen analitik model Şekil 24’de, çözümlenmeler sonucu önerilen analitik modele ilişkin elde edilen modlar ve bu modlara ait modal parametreler ise ayrıntılı bir biçimde Şekil 25’de sunulmaktadır. Model çözümü için kodlanan bilgisayar programı Ek-1’de verilmektedir.

Gerçekleştirilen modal çözümleme sonucu elde edilen sonuçlardan görülebileceği gibi sistemin mod frekansları sırasıyla 0.27, 6.87 ve 13.82 Hz olarak elde edilmiştir. Burada, idealleştirilmiş sistemin sıvı salınım moduna sahip olduğu ve bu modun birinci modla temsil edildiği ve dikkate alınan sıvı kütesinin yaklaşık %57’sinin salınım moduna katıldığı görülmektedir. Sıvının geri kalan %43’lük kısmı ise yapıyla birlikte hareket ettiği varsayılan impuls kütesi olarak dikkate alınmaktadır. Bu itibarla yapılan çözümlenmelerden 2. modda salınım harici olan toplam kütenin %81’inin temsil edildiği ve 3. modda ise bu oranın %19’lara ulaştığı görülmektedir.

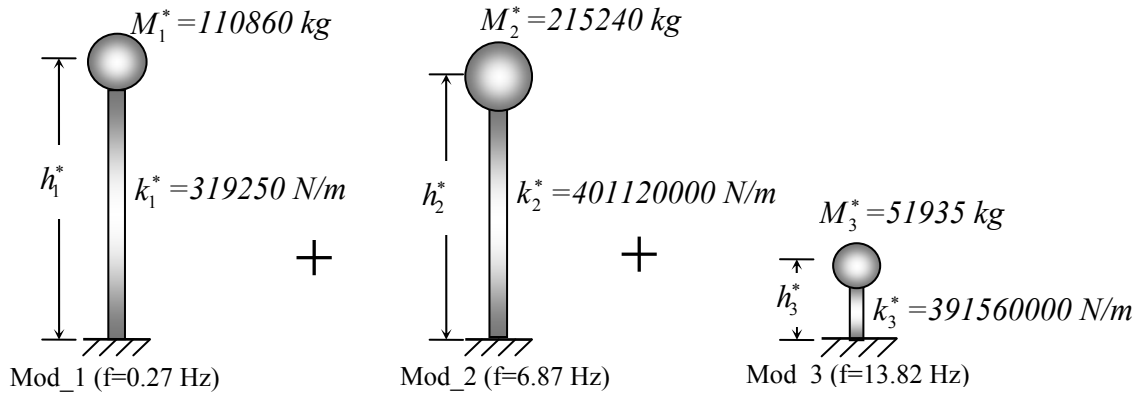


a) Dolgu-dış duvar-sıvı sistemi basitleştirilmiş modeli



b) Dolgu-dış duvar-sıvı etkileşimi analitik modeli

Şekil 24. 15000 m³ hacmindeki dikdörtgen depo için önerilen modeller



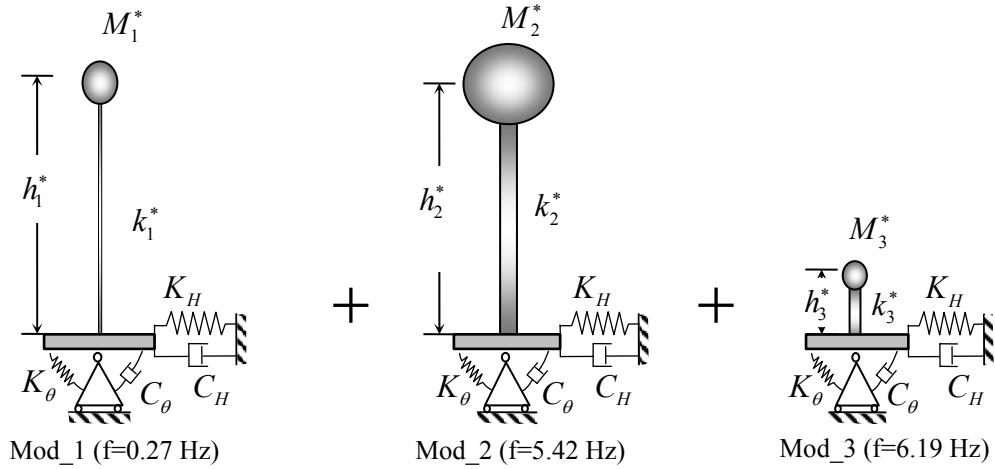
Şekil 25. 15000 m³ hacmindeki depo için analitik modelle belirlenen modal parametreler

➤ Dolgu-Dış Duvar-Sıvı-Temel/Zemin Sistemi Analitik Modeli

Söz konusu depo dikkate alınarak, dolgu-dış duvar-sıvı-temel/zemin sistemi için çalışmanın (2.2.2) bölümünde matematik ifadeleri verilmiş olan analitik modelin çözümlenmesinden elde edilen modlar ve bu modlara ait modal parametreler; dikkate alınan S1, S2 ve S3 temel zemini koşulları için aşağıda ayrı ayrı sunulmaktadır. Model çözümü için kodlanan bilgisayar programı da, S1 zemini koşulları için elde edilen parametreler kullanılarak Ek-2’de verilmektedir.

- S1 zemini koşullarında modal parametrelerin belirlenmesi

Dolgu-dış duvar-sıvı-temel/zemin sistemi için önerilen analitik modelin çözümlenmesinden elde edilen modlar ve modlara ait modal parametreler Şekil 26’da verilmektedir. Gerçekleştirilen modal çözümleme sonucunda, sistemin modlarının sırasıyla 0.27, 5.42 ve 6.19 Hz frekanslarına sahip olduğu ve sıvı salınım modunun da birinci modla temsil edildiği görülmektedir.



Şekil 26. Dolgu-dış duvar-sıvı-temel/zemin sistemi için S1 zemini koşullarında analitik modelle belirlenen modal parametreler

- S2 zemini koşullarında modal parametrelerin belirlenmesi

Söz konusu sistem için önerilen analitik modelin, S2 zemini koşullarında gerçekleştirilen modal çözümlemesinden, sistemin modlarının sırasıyla 0.27, 6.87 ve 7.68 Hz frekanslarına sahip olduğu ve sıvı salınım modunun da birinci modla temsil edildiği belirlenmiştir.

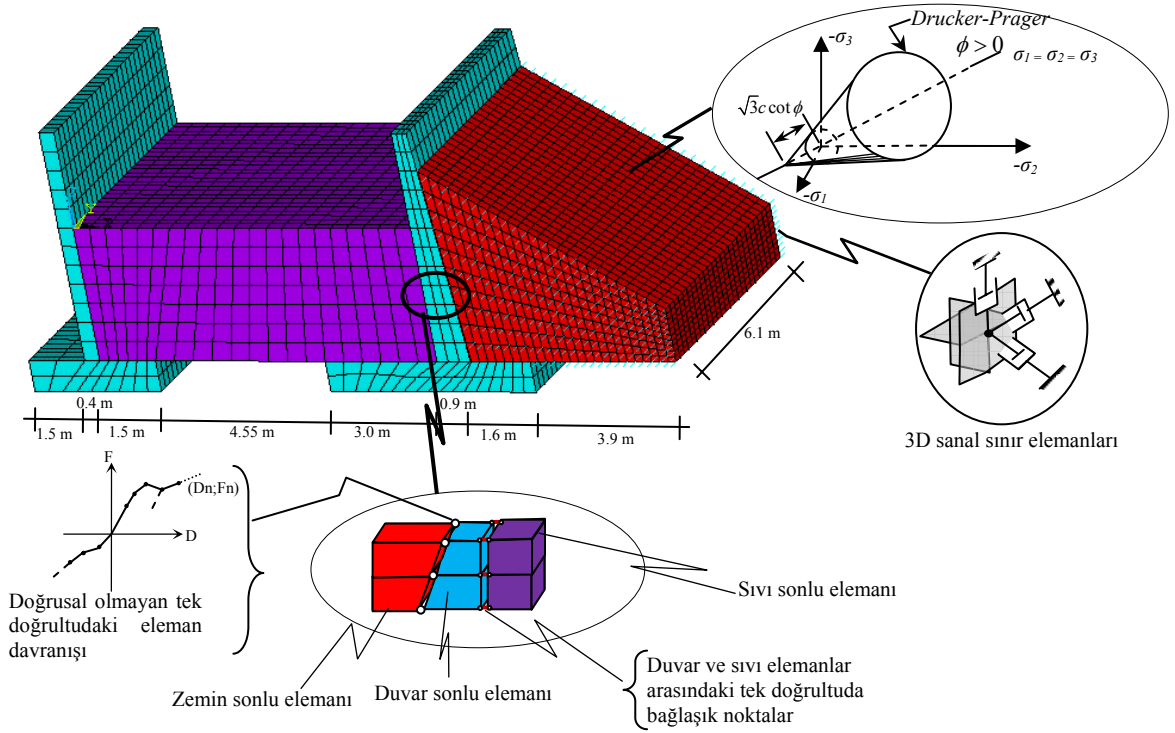
- S3 zemini koşullarında modal parametrelerin belirlenmesi

Söz konusu sistem için önerilen analitik modelin, S3 zemini koşullarında gerçekleştirilen modal çözümlemesinden, sistemin modlarının sırasıyla 0.27, 6.87 ve 13.82 Hz frekanslarına sahip olduğu ve sıvı salınım modunun da birinci modla temsil edildiği tespit edilmiştir.

2.4.1.3. Önerilen Sayısal Modeller

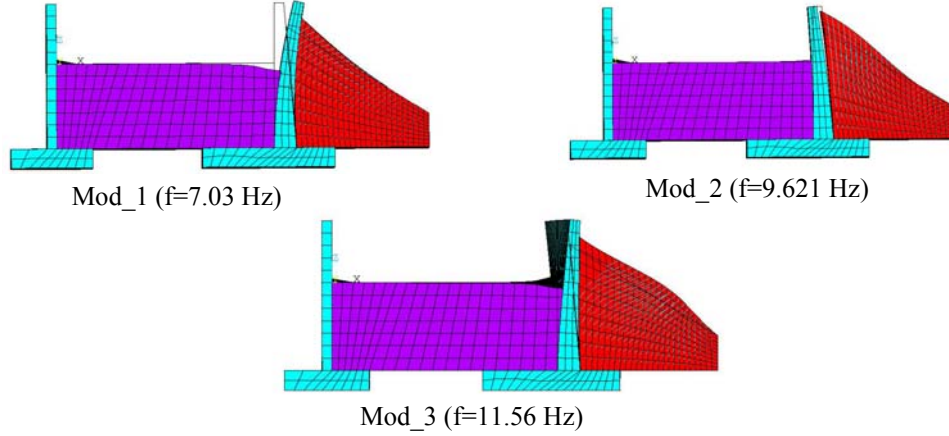
➤ Dolgu-Dış Duvar-Sıvı Sistemi Sayısal Modeli

Dolgu-dış duvar-sıvı sistemi için önerilen sayısal modele ilişkin yaklaşım ayrıntılı bir şekilde çalışmanın (2.1.1) bölümünde ifade edilmişti. Buradan hareketle, bu depo için önerilen sayısal model Şekil 27’de sunulmaktadır.



Şekil 27. 15000 m³ hacmindeki dikdörtgen depo için önerilen dolgu-dış duvar-sıvı etkileşimi sonlu eleman modeli

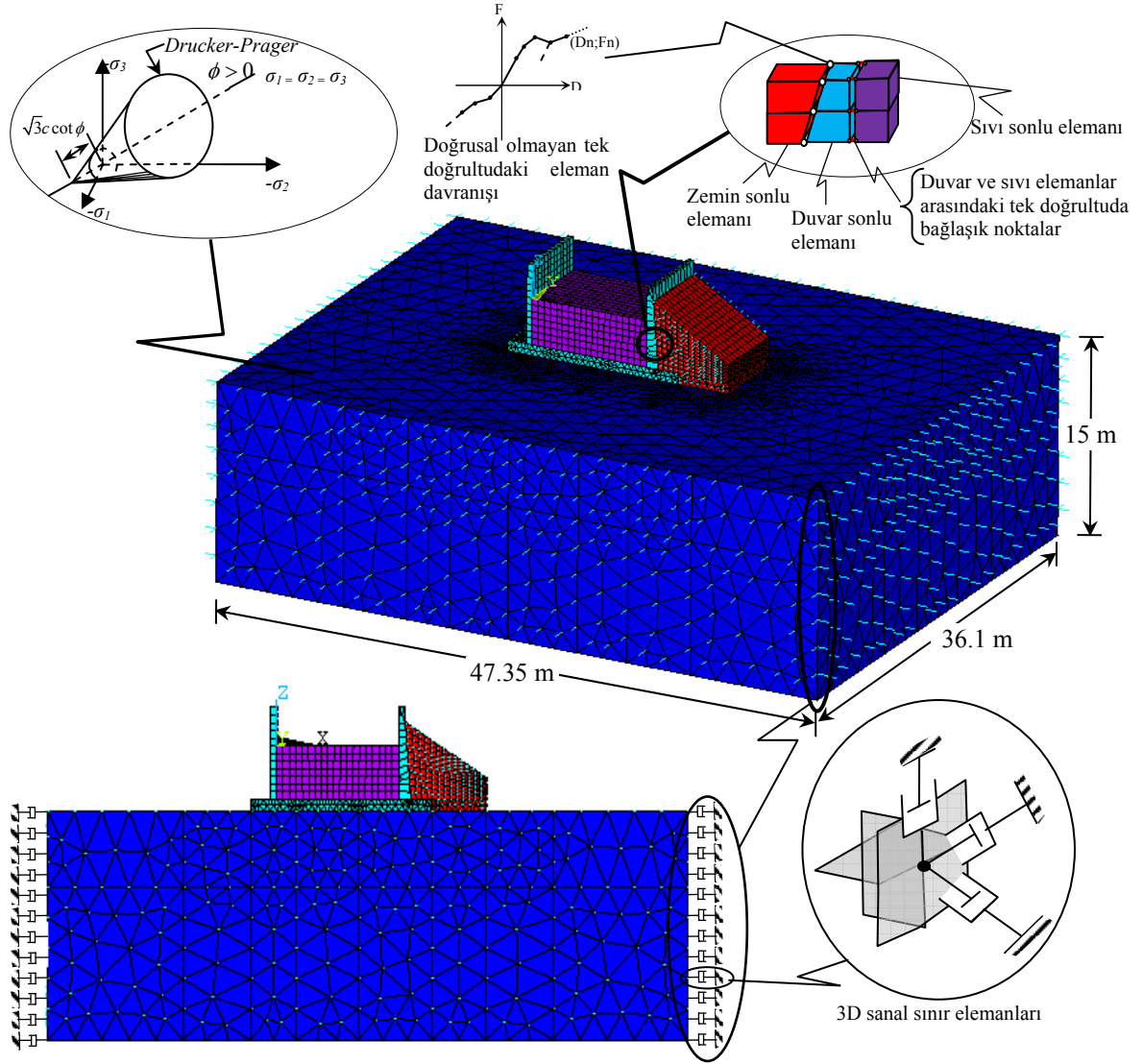
Şekil 27’de verilen sistemin, ANSYS paket programı yardımıyla yapılan çözümlemesinden elde edilen mod şekilleri ve bu modlara ait frekans değerleri Şekil 28’de sunulmaktadır. Şekil 28’den görülebileceği gibi, sistemin yapıya ait hakim olan birinci modunun frekansı 7.03 Hz, diğer hakim modların frekans değerleri ise sırasıyla 9.621 ve 11.56 Hz olarak elde edilmiştir.



Şekil 28. Dikdörtgen depo için sayısal modelle etkin kütlelere ve katılım faktörlerine bağlı olarak belirlenen modlar

➤ Dolgu-Dış Duvar-Sıvı-Temel/Zemin Sistemi Sayısal Modeli

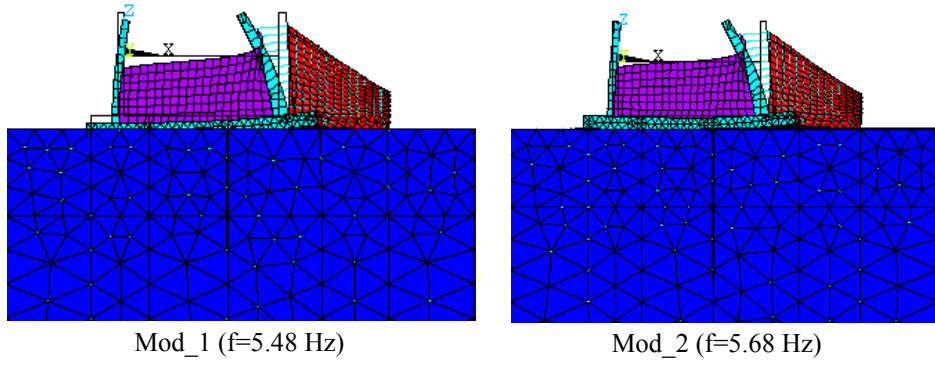
Dolgu-dış duvar-sıvı-temel/zemin sistemi için önerilen sayısal modele ilişkin yaklaşım ayrıntılı bir şekilde çalışmanın (2.1.2) bölümünde ifade edilmişti. Buradan hareketle, söz konusu bu depo için elde edilen sayısal model Şekil 29’da sunulmaktadır. Şekil 29’da verilen sistemin ANSYS paket programı yardımıyla yapılan çözümlemesiyle belirlenen mod şekilleri ve bu modlara ait frekans değerleri; dikkate alınan S1, S2 ve S3 temel zemini koşulları için aşağıda ayrı ayrı verilmektedir.



Şekil 29. 15000 m³ hacmindeki dikdörtgen depo için önerilen dolgu-dış duvar-sıvı-temel/zemin etkileşimi sonlu eleman modeli

- S1 zemini koşullarında modal parametrelerin belirlenmesi

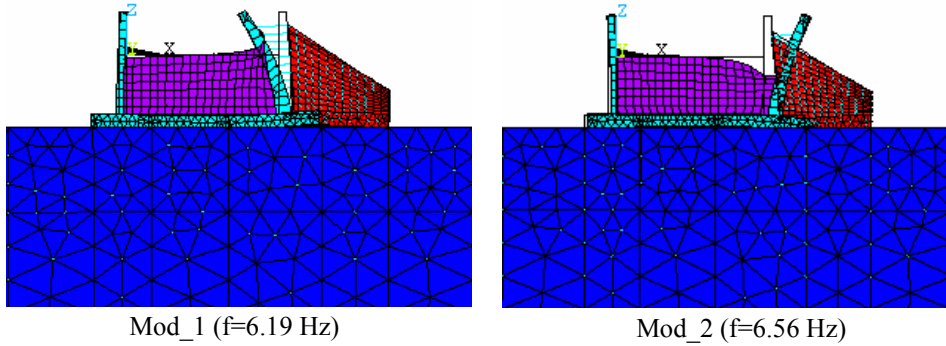
Şekil 29'da verilen sistemin S1 temel zemini koşullarında yapılan çözümlemesinden elde edilen mod şekilleri ve bu modlara ait frekans değerleri Şekil 30'da sunulmaktadır. Şekil 30'dan görülebileceği üzere, sistemin yapıya ait hakim olan birinci modunun frekansı 5.48 Hz olarak tespit edilirken, ikinci modda bu değer 5.68 Hz olarak elde edilmiştir.



Şekil 30. S1 zemini koşullarında dikdörtgen depo için sayısal modelle etkin kütlelere ve katılım faktörlerine bağlı olarak belirlenen modlar

- S2 zemini koşullarında modal parametrelerin belirlenmesi

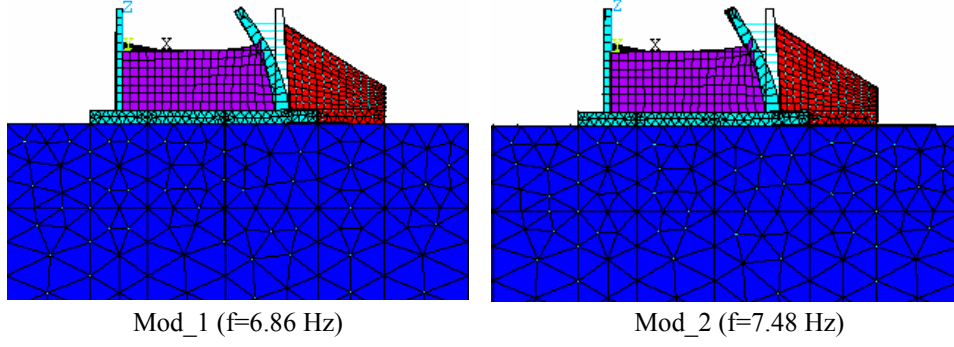
Söz konusu sistemin S2 temel zemini koşullarında yapılan çözümlemesinden elde edilen mod şekilleri ve modlara ait frekans değerleri Şekil 31’de sunulmaktadır. Şekil 31’den görülebileceği gibi, sistemin yapıya ait hakim olan birinci modunun frekansı 6.19 Hz olarak tespit edilirken, ikinci modda bu değer 6.56 Hz olarak elde edilmiştir.



Şekil 31. S2 zemini koşullarında dikdörtgen depo için sayısal modelle etkin kütlelere ve katılım faktörlerine bağlı olarak belirlenen modlar

- S3 zemini koşullarında modal parametrelerin belirlenmesi

İncelemeye konu olan sistemin S3 temel zemini koşullarında yapılan çözümlemesinden elde edilen mod şekilleri ve modlara ait frekans değerleri Şekil 32’de sunulmaktadır. Şekil 32’den görülebileceği üzere, sistemin yapıya ait hakim olan birinci modunun frekansı 6.86 Hz olarak tespit edilirken, ikinci modda bu değer 7.48 Hz olarak elde edilmiştir.

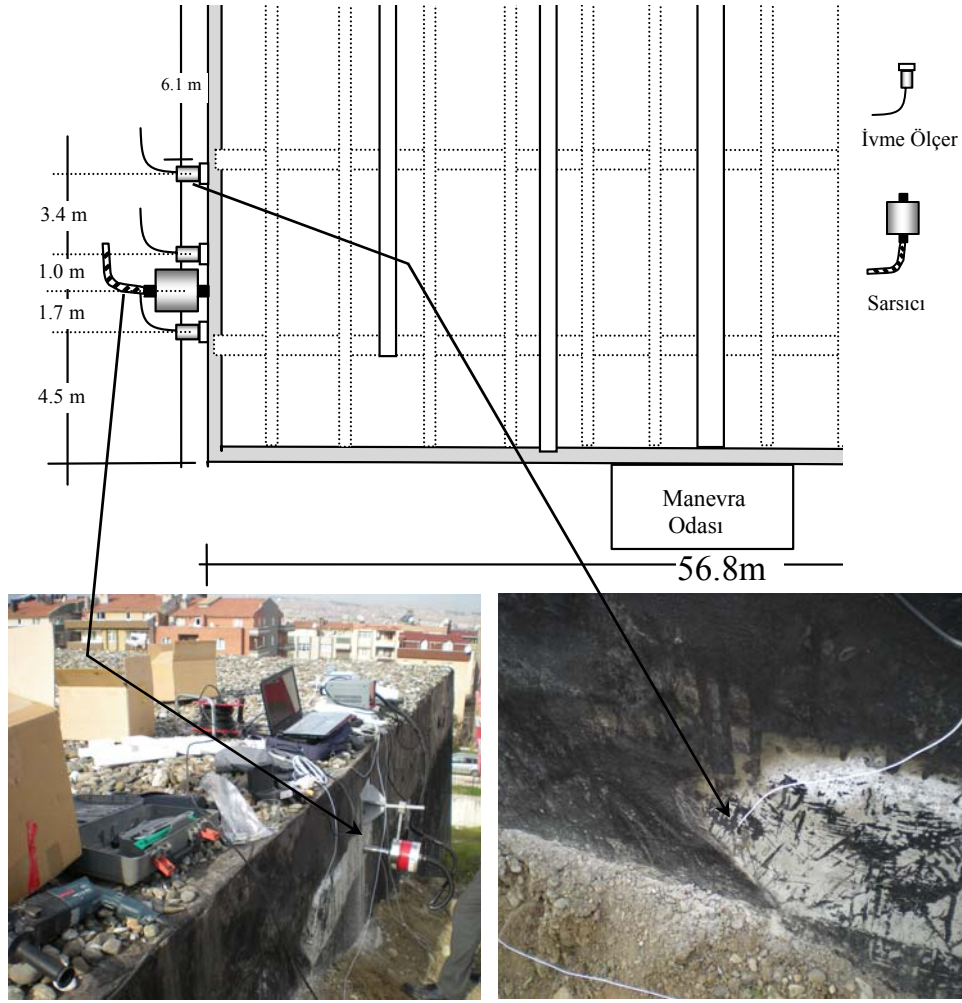


Şekil 32. S3 zemini koşullarında dikdörtgen depo için sayısal modelle etkin kütlelere ve katılım faktörlerine bağlı olarak belirlenen modlar

2.4.1.4. Depo İçin Gerçekleştirilen Testler

Deponun hakim modlarının hemen hepsini zorlayabilecek şekilde depo dış duvarı en üst seviyesine sarsıcı ve ivmeölçerler yerleştirilmiştir. Şekil 33'den görülebileceği gibi, üç farklı ivmeölçer birbirlerine göre farklı şekilde konumlandırılıp her bir kanaldan duvarın normali doğrultusunda ayrı ayrı ölçümler alınmıştır. Test işlemi sırasında sarsıcı, yükleme frekansı 20 Hz ile 5 kHz arasında değişen farklı yük formlarıyla duvar yüzeyinin normali doğrultusunda zorlanarak testler gerçekleştirilmiştir. Analizör tarafından alınan ölçümlerin değerlendirilmesi için frekans aralığı 0-10 Hz ve 0-20 Hz olmak üzere iki farklı şekilde seçilerek deneyler tekrarlanmıştır. Zaman ortamında alınan kayıtlarda 10 Hz'lik ölçümler için 80 sn'lik, 20 Hz'lik ölçümler için ise 40 s'lik ivme verileri işlenmiştir. Her bir kanaldan alınan ölçümlerden peş peşe alınan 10 adet ölçümün yeterli olması nedeniyle bu ölçümlerin exponansiyel ortalamaları sonuç olarak verilmiştir. Zaman ortamında alınan bu ivme değerlerinin zamanla değişimleri her bir kanal için, Hızlı Fourier Dönüşümü (FFT) analizi yardımıyla frekans ortamına çevrilerek, uygun filtreleme işlemleri yardımıyla güç spektrumları elde edilmiştir.

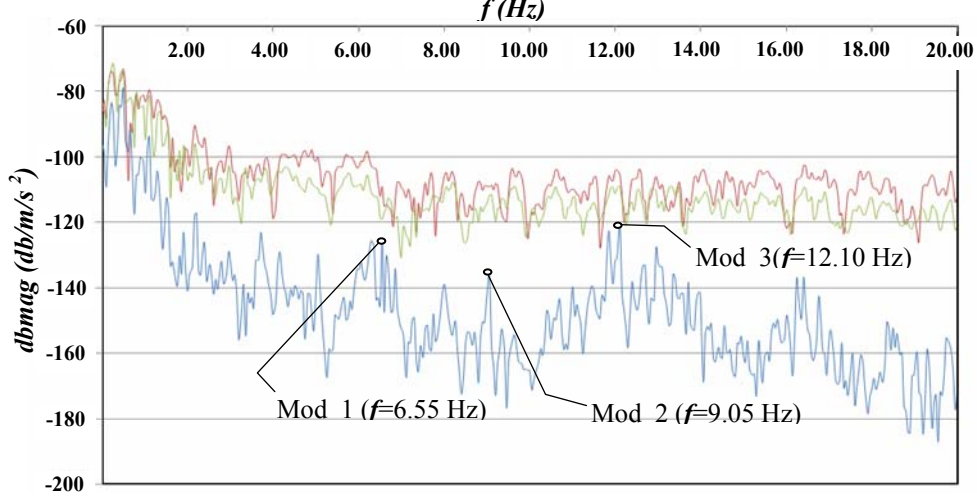
Şekil 34'de, söz konusu depoda 0-20 Hz frekans aralığı için yapılan testlerden elde edilen güç spektrumlarının her bir kanal için değişimleri ve arttırılmış aritmetik ortalamaları verilmektedir. Deponun analitik ve sayısal modellerinden elde edilen frekanslardan görülebileceği üzere, sistemin 10 Hz'den daha yüksek frekansa sahip modları mevcut olduğundan, 0-20 Hz frekans aralığı için alınan ölçümler burada verilmektedir.



Şekil 33. Depoda gerçekleştirilen testten görünüler ve test düzeneğinin konumlandırılması

Testlerden elde edilen güç spektrumlarını doğru değerlendirebilmek ve karışıklığa neden olmamak amacıyla burada bazı hususları belirtmekte yarar görülmektedir. Bu bağlamda, ortamdaki taşıt yüklerinin ve işletmede olan sistemlerde çalışan makinelerin ortama yaydıkları harmonik titreşimlerin ölçüm sırasında gürültü kirliliğine neden olması ve böylesine önemli bir rijitliğe sahip bir yapıda ölçüm hassasiyetini etkilemesi, bu gibi testlerde karşılaşılabilecek bir durumdur. Ancak bu gibi yüklerin etkisini filtrelemek ve harmonik hareketlere bağlı olarak gözlemlenen pikleri kayıta ayıklamak mümkündür. Ayrıca kayıtlarla ilgili ön değerlendirmelerde ve yapılan filtreleme işleminde, bu tür piklerin çok düşük frekanslarda gerçekleşmiş olmalarının gözlemlenmesi, test konusu yapılar için önemli bir avantaj olarak ortaya çıkmıştır. Keza ilk bakışta da anlaşılabilceği üzere kayıta 1 Hz'e kadar gözlemlenen piklerin yapıya ait olması beklenmemekle birlikte,

inceleme konusu böylesi bir yapının 1 sn'den daha büyük bir periyoda sahip olması mühendislik açısından kabul edilebilir de değildir.



Şekil 34. 0-20 Hz frekans aralığı için iki farklı ivmeölçerden alınan ivme güç spektrumları ve bunların arttırılmış ortalamalarının frekansla değişimleri, ($f_{sweptsq}=100 \text{ Hz} \sim 5 \text{ kHz}$)

Şekil 34'den görülebileceği gibi, gerekli filtreleme işlemleri gerçekleştirildikten sonra 0-20 Hz frekans aralığı için 6.55, 9.05 ve 12.10 Hz değerlerinde sisteme ait modlar kolaylıkla tespit edilebilmektedir. Bütün ölçümler değerlendirildiğinde farklı kanallardan alınan ölçümlerin çakışması ve farklı frekans aralıklarında yapılan ölçümlerin birbirlerine oldukça yakın sonuçlar vermesi ölçümün güvenilirliğini desteklemektedir.

2.4.1.5. Önerilen Yöntem ve Test Sonuçlarının Karşılaştırılması

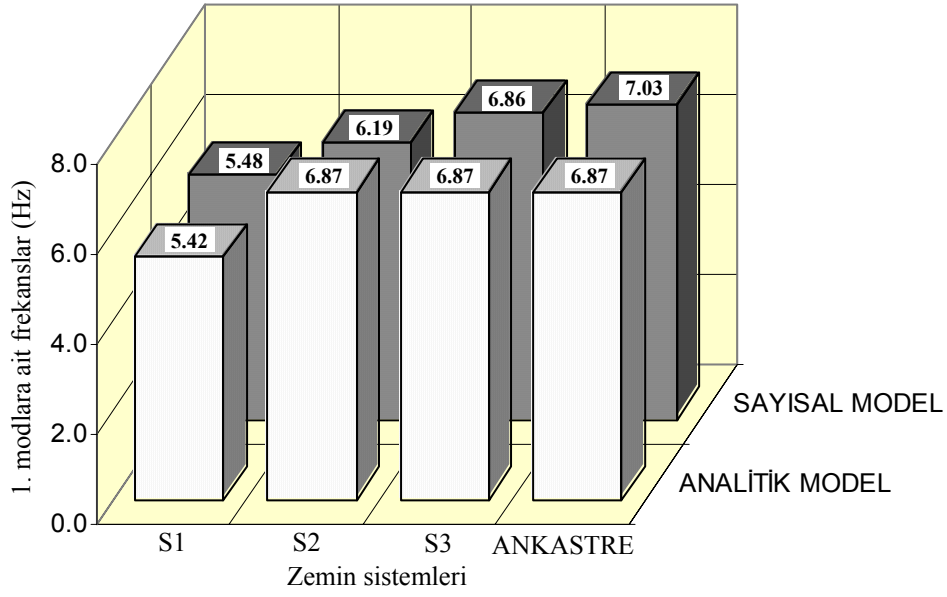
Çalışmaya konu olan bu deponun zemin ve sıvı etkisindeki dış duvarlarında, yapı sistemine ait modları belirlemek amacıyla gerçekleştirilen testlerden elde edilen sonuçlarla, ankastre ve temel/zemin etkileşiminin dikkate alındığı koşullarda önerilen analitik ve sayısal modellerden elde edilen sonuçlar karşılaştırmalı olarak Tablo 4'de verilmektedir. Tablo 4 incelendiğinde, önerilen yöntemlerin birbirlerine oldukça yakın sonuçlar verdiği ve özellikle böylesine karmaşık sıvı, dolgu ve temel zemini etkileşim etkilerinin dikkate alındığı sistemler için, yapıyı temsil kabiliyeti bakımından oldukça önem arz eden birinci modun büyük bir yaklaşıklıkla tahmin edilebildiği açıkça

görülmektedir. Bu bağlamda, Şekil 35'deki zemin koşullarının değişimine bağlı olarak elde edilen 1. moda ait değerler incelendiğinde, S1 zemini koşullarında analitik model için frekans değerinin 5.42 Hz, sayısal model için 5.48 Hz olduğu görülmektedir. Benzer karşılaştırma S3 zemini için yapılırsa, analitik modelden elde edilen frekansın 6.87 Hz, sayısal modelden elde edilen frekansın ise 6.86 Hz olduğu görülmektedir.

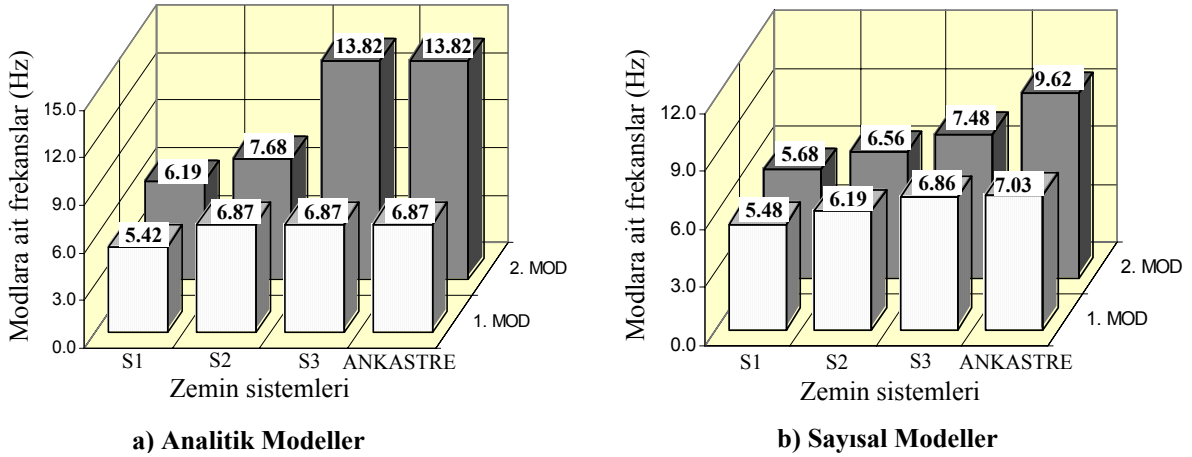
Tablo 4. Önerilen modeller ile elde edilen modal sonuçlar ve test sonuçlarına göre hatalar

Mod No	Modlara ait frekans değerleri (Hz)									Ankastre modeller için test sonuçlarına göre hatalar (%)	
	Ankastre analitik model	Temel/zemin etkileşimli analitik model			Ankastre sayısal model	Temel/zemin etkileşimli sayısal model			Test	Analitik model	Sayısal model
	---	S1	S2	S3	---	S1	S2	S3	---	---	---
Salınım	0.27	0.27	0.27	0.27	---	---	---	---	---	---	---
1	6.87	5.42	6.87	6.87	7.03	5.48	6.19	6.86	6.55	5	7
2	---	---	---	---	9.621	5.68	6.56	7.48	9.05	---	6
3	---	---	---	---	11.56	---	---	---	12.1	---	4
4	13.82	6.19	7.68	13.82	---	---	---	---	---	---	---

Şekil 36a'da verilen zemin koşullarına bağlı olarak analitik modelden elde edilen sonuçların kendi aralarında karşılaştırılmasından, artan zemin rijitliğiyle mod frekans değerlerinin beklendiği üzere arttığı ve S1 ile S2 zeminlerine nazaran oldukça rijit sayılabilecek S3 zemini koşullarında, ankastre sistem çözümünden elde edilen sonuçlarla çakıştığı görülmektedir. Örneğin; S1 zemini için 5.42 Hz olarak hesaplanan frekans değeri, ankastre sistem için %27'lik bir artışla 6.87 Hz değerine ulaşmaktadır. Benzer karşılaştırmalar, Şekil 36b'de verilen sayısal modeller arasında yapıldığında, çok sayıda mod arasından seçilen ve sistem davranışını temsil edebilmesi bakımından yeterli görülen modlar için, artan temel zemini rijitliğiyle mod frekans değerlerinin arttığı ve ankastre sistem çözümünden elde edilen değerlere yaklaştığı görülebilir. Örneğin; S1 zemini koşullarında 5.48 Hz olarak hesaplanan frekans değeri, ankastre sistem için yaklaşık %28'lik bir artışla 7.03 Hz olarak elde edilmektedir.



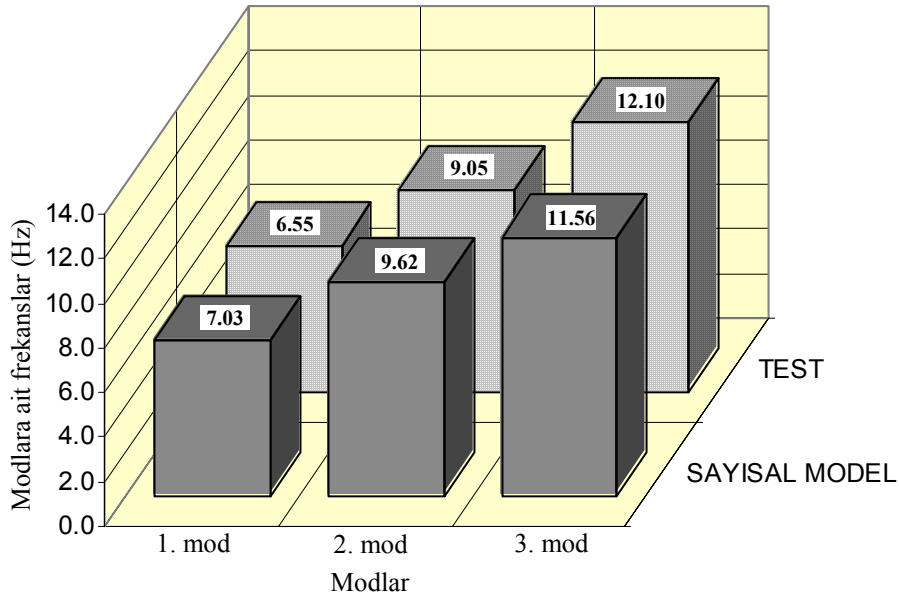
Şekil 35. Zemin sistemlerine bağlı olarak önerilen analitik ve sayısal modellerden elde edilen 1. moda ait frekans değerleri



Şekil 36. Zemin sistemlerine bağlı olarak analitik ve sayısal modellerle belirlenen modal frekans değerleri

Önerilen yöntemlerden elde edilen sonuçlarla, testlerden elde edilen sonuçlar bir bütün olarak değerlendirildiğinde, bu deponun inşa edildiği alanda, depo davranışını etkileyen temel zemininin S3 zemin sisteminden daha rijit koşullarda olduğu ve ankastre sistem ile temsil edilebileceği söylenebilir. Ancak bu depoların nispeten daha az rijitliğe sahip zeminler üzerine inşa edilebilmesi de söz konusu olabileceğinden, bu durumda temel/zemin etkileşiminin mutlaka dikkate alınması gerekliliği, ilgili tablo ve şekillerdeki zemin sisteminin değişimine bağlı olarak elde edilen sonuçların farklılığından açıkça

görülebilmektedir. Ankastre sistem çözümünden elde edilen sonuçların test sonuçlarıyla karşılaştırılmasından, analitik yöntemle elde edilen sonuçların test sonuçlarına göre, oldukça yakın tahmin edilebildiği ve yapı davranışı üzerinde önemli mertebede etkisi olduğu bilinen birinci moda ait değerin tahmininde, ancak %5 gibi küçük bir farkın söz konusu olduğu görülmektedir. Sayısal model için de durum yine buna benzer olmakla birlikte, hata oranı %7'ye çıkmaktadır. Şekil 37'de belirlenen üç mod için sayısal modelden ve testten elde edilen sonuçlar karşılaştırmalı olarak verilmektedir. Şekil 37'den görülebileceği gibi, tüm modlar için önemli bir yakınsaklık göze çarpmaktadır. Zira birinci mod için %7 olarak belirlenen hata oranı, ikinci ve üçüncü modlar için sırasıyla %6 ve %4 olarak elde edilmektedir.



Şekil 37. Ankastre sayısal modelden ve testlerden elde edilen modal frekans değerleri

Tüm sonuçlar göz önüne alındığında, %4~7 arasında elde edilen hata oranlarının, böylesine karmaşık etkileşimlerin dikkate alındığı bir sistem için mühendislik öngörüsü ve hesapları açısından ihmal edilebilir seviyelerde olduğu kolaylıkla söylenebilir. Bununla birlikte; sisteme ait malzeme özellikleri, boyutları ve mekanik özellikler gibi parametrelerin doğru tespit edilmesinin, sonuçlar üzerinde çok etkin olacağı da açıktır. Bu bağlamda, zemin sistemindeki ölçülemeyecek birçok parametreden sonuçlar

etkilenebileceği gibi, yapı malzemesi olarak kullanılan betondaki özelliklerin süreksizlikleri de sonuçları etkileyecek diğer hususlar olarak ifade edilebilir.

2.4.2. Hisar 4000 m³ Hacmindeki Depo İçin Gerçekleştirilen Çalışmalar

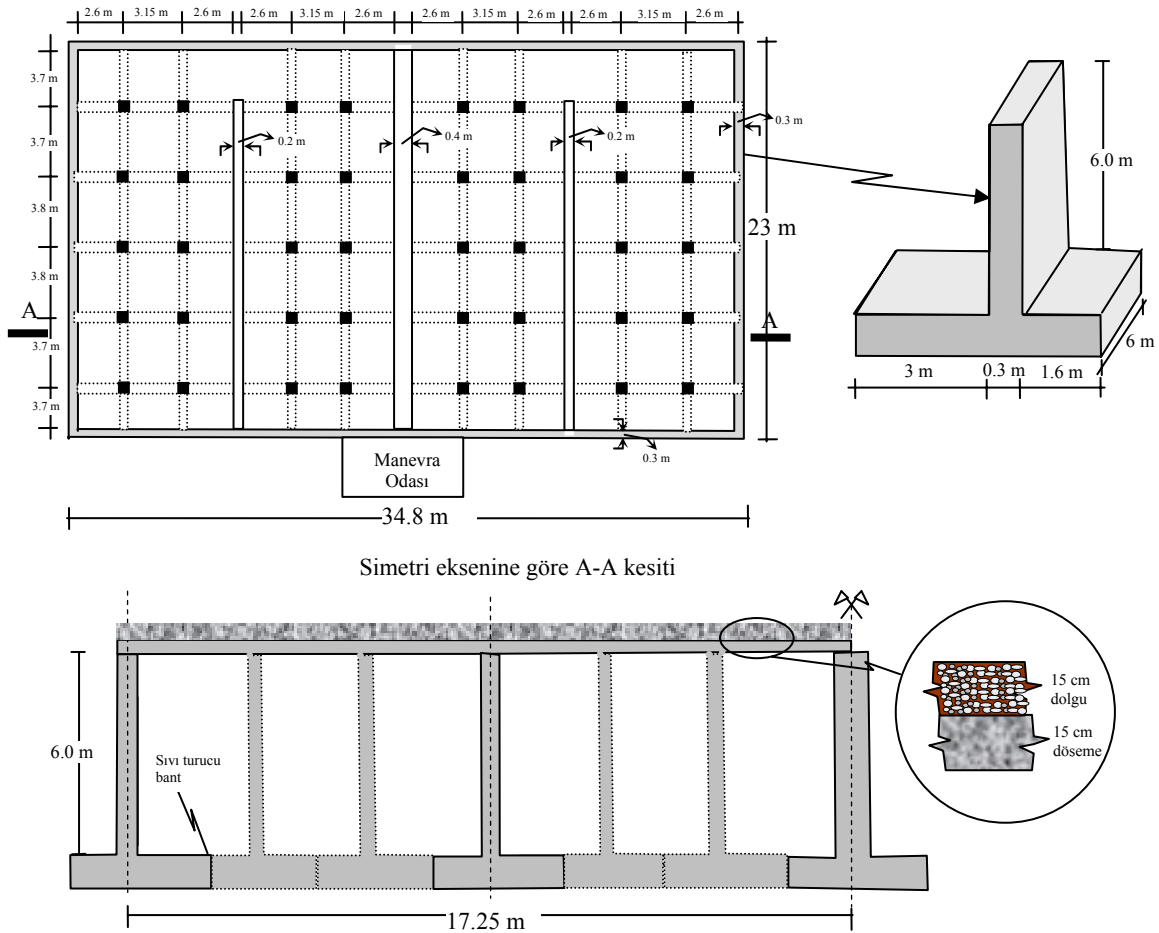
Bolu ili Hisar mevkiinde 1978 yılında inşa edildiği belediye yetkililerince ifade edilen dikdörtgen kesitli su deposuna ilişkin belediye kayıtlarında herhangi bir uygulama projesi bulunmadığından, depoya ait bütün yapısal özellikler yerinde yapılan ölçümlerden elde edilmiştir. Söz konusu su deposu 12 Kasım 1999 Düzce depremine maruz kalarak kısmen yapısal olmayan hasar görmüş olup, bu hasarlar yapısal herhangi bir olumsuzluğa neden olmamakla birlikte, yapısal olmayan elemanlarda onarımlar gerçekleştirilerek olumsuzluklar düzeltilmiştir. Depo şu an işletmede olup, işletme seviyesi testler esnasında 5 m olarak belirlenmiştir.

2.4.2.1. Depoya Ait Özellikler ve Hizmet Geçmişi

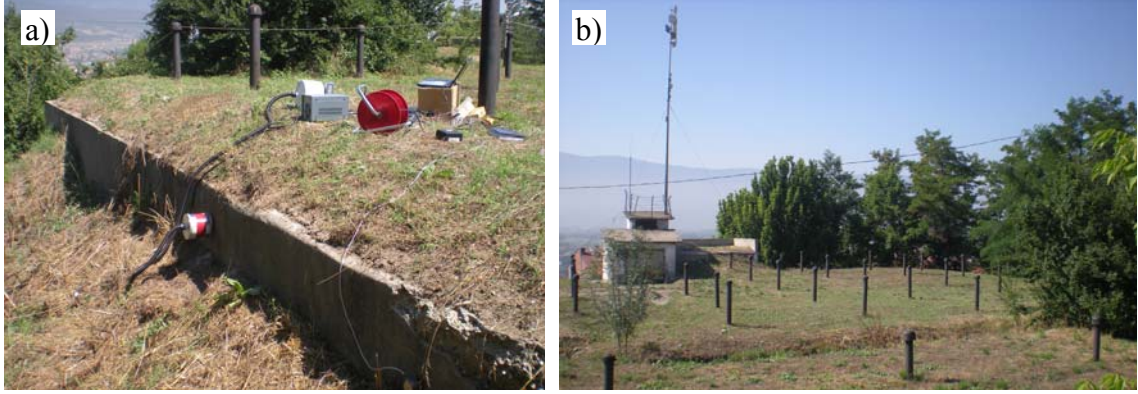
İncelemeye konu olan dikdörtgen depo, her ana bölme de iki tali bölme olmak üzere, toplam iki ana bölmeden meydana gelen prizmatik depo olarak projelendirilmiş ve yapım yılı itibarıyla bugün ülkemizde İB ve DSİ tarafından uygulanmakta olan standartlaştırılmış depo tiplerinden farklı şekilde inşa edilmiştir. Yerinde yapılan incelemeler neticesinde, depo çatısının her tali bölmede kirişli döşeme olarak toplam 10 adet 30x30 cm'lik 6 m yüksekliğindeki oldukça narin kolanlara oturduğu ve depo dış duvarlarının yükseklik boyunca sabit 30 cm'lik bir kalınlığa sahip olduğu tespit edilmiştir. Bunlara ek olarak, çalkantı etkilerine mani olmak maksadıyla tasarlanan ve ana bölmeleri ikiye ayıran ara bölme duvarların 20 cm, depoyu iki ana bölmeye ayıran orta duvarın ise 40 cm kalınlığa sahip olduğu belirlenmiştir. Çatı örtüsü olarak ise, 15 cm kalınlığındaki çatı döşemesi üzerine, 15 cm yüksekliğinde dolgu malzemesi kullanıldığı görülmüştür. Depo sistemine ait diğer özellikler Şekil 38'de verilmektedir. Ayrıca bu deponun da dış duvarlarının genel olarak dolgu ile örtülme yoluna gidildiği ya da topoğrafyaya bağlı olarak tamamen gömülü durumda olduğu Şekil 39'da görülmektedir. Depo dış duvarlarına etkiyen dolgu zeminlerinden değişik yerlerden alınan numuneler üzerinde yapılan incelemeler neticesinde zeminin, Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemi'ne (USCS) göre genel

olarak iri daneli zemin sınıfına girdiği ve siltli kum türü zemin olduğu belirlenmiştir. Buradan hareketle belirlenen zemin türleri için zemin koşulları dikkate alınarak literatür (Bowles, 1996; Bardet, 1997; Barnes, 2001) incelemesi, arazi gözlemleri ve laboratuvar çalışmalarından elde edilen veriler ışığında, çözümlenelerde dolgu zeminine ait elastisite modülü $E=20\text{MPa}$, Poisson oranı $\nu = 0.30$, birim hacim ağırlık $\gamma=19\text{ kN/m}^3$ olarak dikkate alınmıştır.

Dolgu uygulamasının kil ve silt içeren çakıllı zeminler ile yapılmasının, duvarların zemin suyuna aşırı derecede maruz kalmasına neden olduğu ve bu durumun beton ve donatı dayanımını etkilediği, arazideki incelemelerden gözlemlenmiştir. Beton test çekici ile ivmeölçerler için hazırlanan noktalardan, her bir nokta için 10^3 dan az olmamak şartıyla alınmış ölçümlerden, beton dayanımı 14 MPa olarak tahmin edilmiştir. Üretim aşamasında dayanımının düşük olduğu tahmin edilen bu betonun söz konusu etkiler altında dayanıklılığını zamanla yitirebileceğini tahmin etmek çok da zor olmamaktadır.



Şekil 38. Bolu ili Hisar mevkii 4000 m^3 hacmindeki dikdörtgen deponun yapısal özellikleri



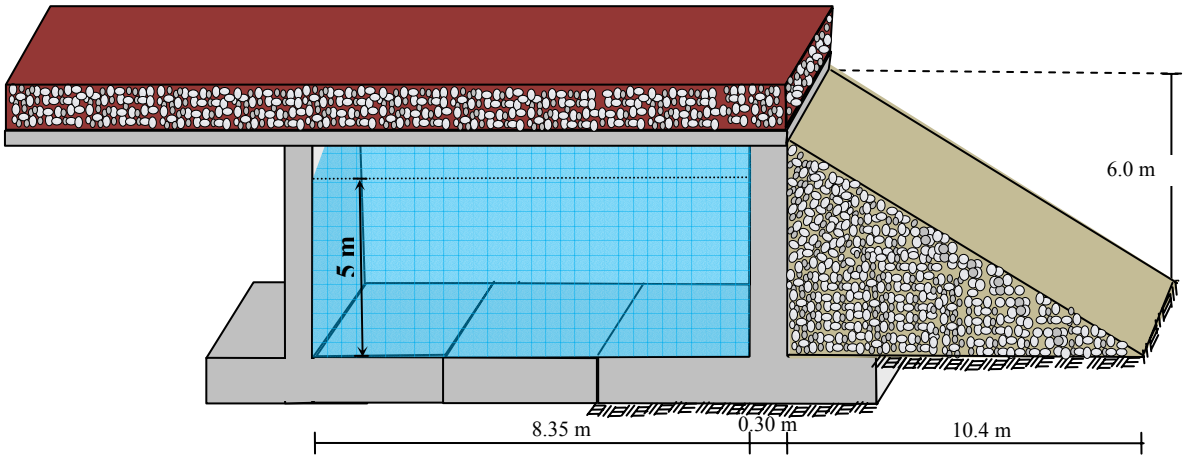
Şekil 39. Bolu ili Hisar mevkii 4000 m^3 hacmindeki dikdörtgen deponun a) yandan görünüşü, b) üstten görünüşü

2.4.2.2. Önerilen Analitik Modeller

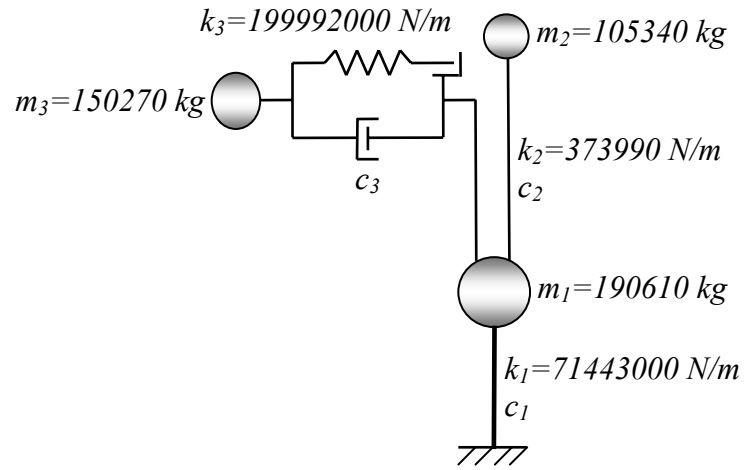
➤ Dolgu-Dış Duvar-Sıvı Sistemi Analitik Modeli

Söz konusu depo dikkate alınarak, dolgu-dış duvar-sıvı sistemi için idealize edilen basitleştirilmiş model ve 5 m işletme seviyesinde sıvının da bulunduğu durum göz önüne alınarak çalışmanın (2.2.1) bölümünde matematik ifadeleri verilmiş idealleştirmeler yardımıyla elde edilen analitik model Şekil 40’da, çözümlenmeler sonucu önerilen analitik modele ilişkin elde edilen modlar ve bu modlara ait modal parametreler ise ayrıntılı bir biçimde Şekil 41’de sunulmaktadır.

Gerçekleştirilen modal çözümleme sonucu elde edilen sonuçlardan görülebileceği gibi sistemin mod frekansları sırasıyla 0.299, 2.23 ve 8.05 Hz olarak elde edilmiştir. Burada, idealleştirilmiş sistemin sıvı salınım moduna sahip olduğu ve bu modun birinci modla temsil edildiği ve dikkate alınan sıvı kütesinin yaklaşık %42’sinin salınım moduna katıldığı görülmektedir. Sıvının geri kalan %61’lik kısmı ise yapıyla birlikte hareket ettiği varsayılan impuls kütesi olarak dikkate alınmaktadır. Bu itibarla yapılan çözümlenmelerden 2. modda salınım harici olan toplam kütenin %99’unun temsil edildiği ve 3. modda ise bu oranın %1 olarak gerçekleştiği gözlenmektedir.

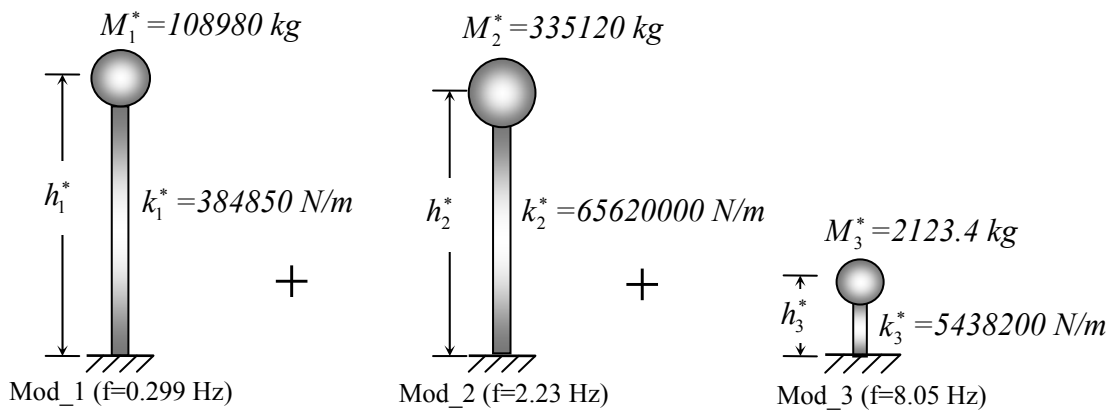


a) Dolgu-dış duvar-sıvı sistemi basitleştirilmiş modeli



b) Dolgu-dış duvar-sıvı etkileşimi analitik modeli

Şekil 40. 4000 m³ hacmindeki dikdörtgen depo için önerilen modeller



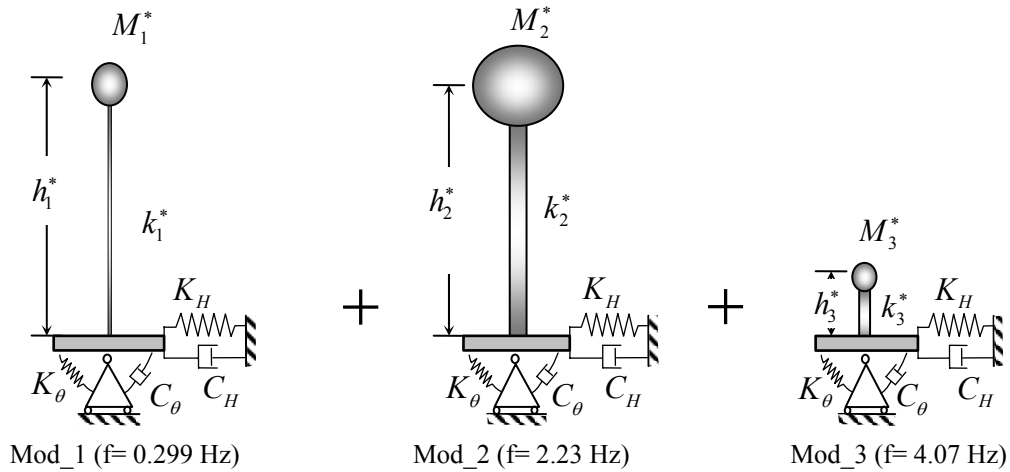
Şekil 41. 4000 m³ hacmindeki depo için analitik modelle belirlenen modal parametreler

➤ Dolgu-Dış Duvar-Sıvı-Temel/Zemin Sistemi Analitik Modeli

İncelemeye konu olan bu depo dikkate alınarak, dolgu-dış duvar-sıvı-temel/zemin sistemi için çalışmanın (2.2.2) bölümünde matematik ifadeleri verilmiş olan analitik modelin çözümlenmesinden elde edilen modlar ve bu modlara ait modal parametreler; dikkate alınan S1, S2 ve S3 temel zemini koşulları için aşağıda ayrı ayrı sunulmaktadır.

- S1 zemini koşullarında modal parametrelerin belirlenmesi

Dolgu-dış duvar-sıvı-temel/zemin sistemi için önerilen analitik modelin çözümlenmesinden elde edilen modlar ve modlara ait parametreler Şekil 42'de verilmektedir. Gerçekleştirilen modal çözümleme sonucunda, sistemin modlarının sırasıyla 0.299, 2.23 ve 4.07 Hz frekanslarına sahip olduğu ve sıvı salınım modunun da birinci modla temsil edildiği görülmektedir.



Şekil 42. Dolgu-dış duvar-sıvı-temel/zemin sistemi için S1 zemini koşullarında analitik modelle belirlenen modal parametreler

- S2 zemini koşullarında modal parametrelerin belirlenmesi

İncelemeye konu olan sistem için önerilen analitik modelin, S2 zemini koşullarında gerçekleştirilen modal çözümlemesinden, sistemin modlarının sırasıyla 0.299, 2.23 ve 5.72 Hz frekanslarına sahip olduğu ve sıvı salınım modunun da birinci modla temsil edildiği tespit edilmiştir.

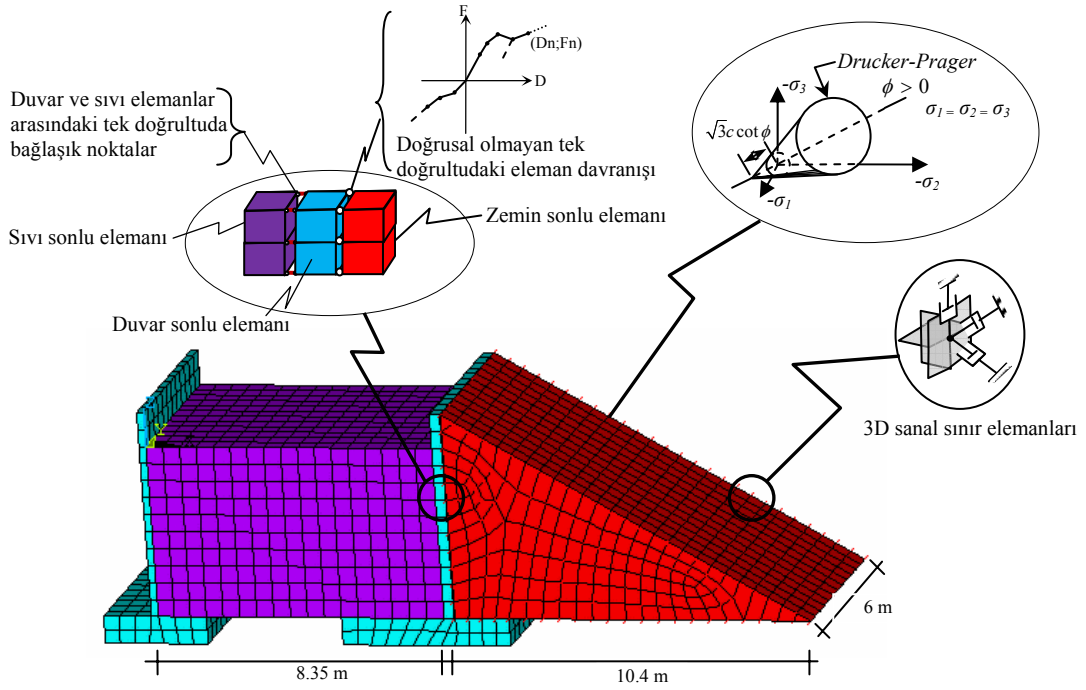
- S3 zemini koşullarında modal parametrelerin belirlenmesi

Önerilen analitik modelin, S3 zemini koşullarında gerçekleştirilen modal çözümlemesinden, sistemin modlarının sırasıyla 0.299, 2.23 ve 8.05 Hz frekanslarına sahip olduğu ve sıvı salınım modunun da birinci modla temsil edildiği belirlenmiştir.

2.4.2.3. Önerilen Sayısal Modeller

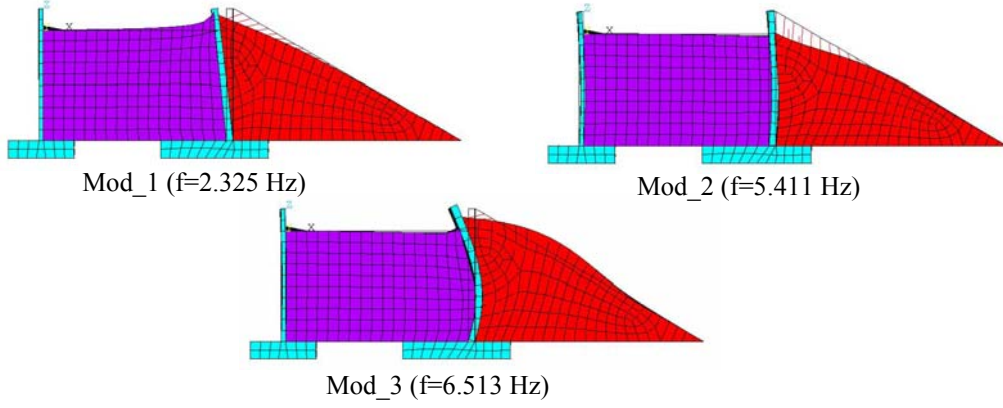
➤ Dolgu-Dış Duvar-Sıvı Sistemi Sayısal Modeli

Dolgu-dış duvar-sıvı sistemi için önerilen sayısal modele ilişkin yaklaşım ayrıntılı bir şekilde çalışmanın (2.1.1) bölümünde ifade edilmişti. Buradan hareketle, bu depo için önerilen sayısal model Şekil 43’de sunulmaktadır.



Şekil 43. 4000 m³ hacmindeki dikdörtgen depo için önerilen dolgu-dış duvar-sıvı etkileşimi sonlu eleman modeli

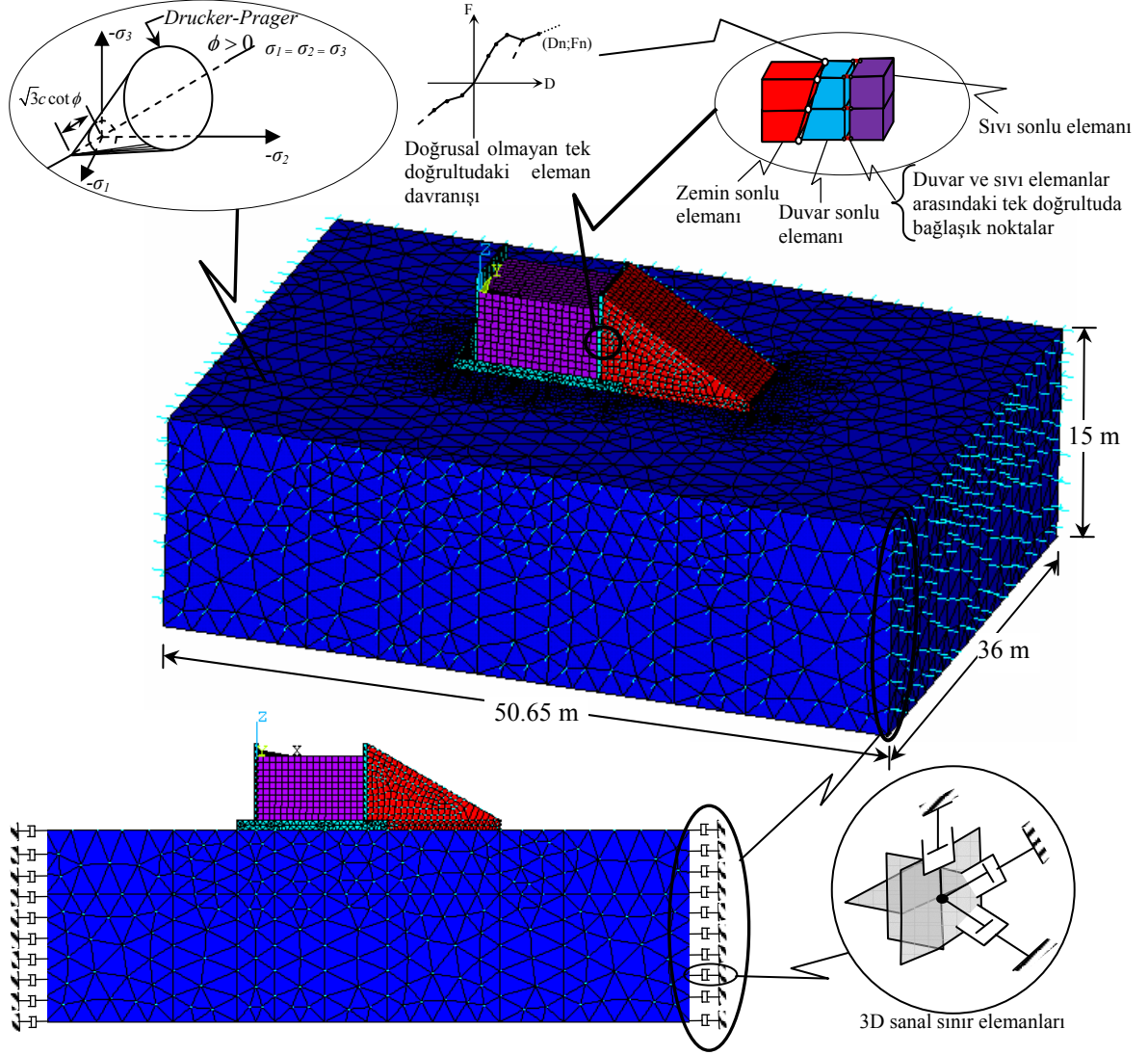
Şekil 43’de verilen sistemin çözümlenmesinden elde edilen mod şekilleri ve bu modlara ait frekans değerleri Şekil 44’de sunulmaktadır. Şekil 44’den görülebileceği gibi, sistemin yapıya ait hakim olan birinci modunun frekansı 2.325 Hz, diğer hakim modların frekans değerleri ise sırasıyla 5.411 ve 6.513 Hz olarak elde edilmiştir.



Şekil 44. Dikdörtgen depo için sayısal modelle etkin kütlelere ve katılım faktörlerine bağlı olarak belirlenen modlar

➤ Dolgu-Dış Duvar-Sıvı-Temel/Zemin Sistemi Sayısal Modeli

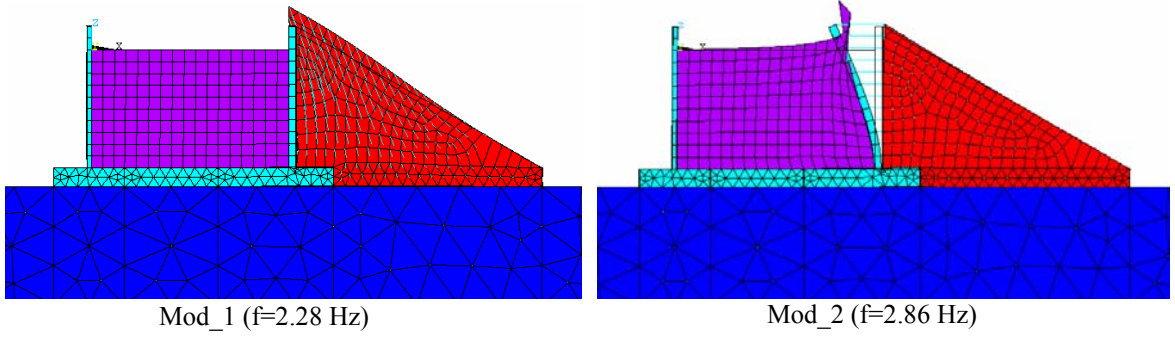
Dolgu-dış duvar-sıvı-temel/zemin sistemi için önerilen sayısal modele ilişkin yaklaşım ayrıntılı bir şekilde çalışmanın (2.1.2) bölümünde ifade edilmişti. Buradan hareketle, bu depo için önerilen sayısal model Şekil 45’de sunulmaktadır. Şekil 45’deki sistemin çözümlenmesinden elde edilen mod şekilleri ve bu modlara ait frekans değerleri; dikkate alınan S1, S2 ve S3 temel zemini koşulları için aşağıda ayrı ayrı verilmektedir.



Şekil 45. 4000 m^3 hacmindeki dikdörtgen depo için önerilen dolgu-dış duvar-sıvı-temel/zemin etkileşimi sonlu eleman modeli

- S1 zemini koşullarında modal parametrelerin belirlenmesi

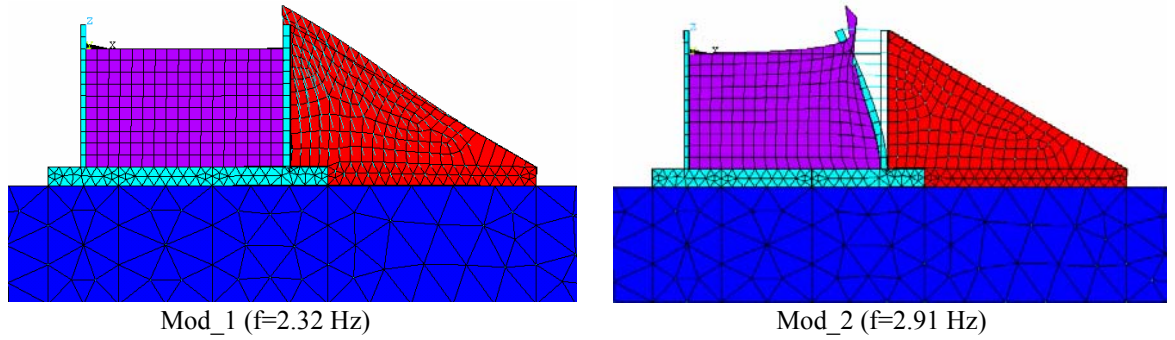
Sistemin S1 temel zemini koşullarında yapılan çözümlenmesinden elde edilen mod şekilleri ve bu modlara ait frekans değerleri Şekil 46'da sunulmaktadır. Şekil 46'dan görülebileceği gibi, sistemin yapıya ait hakim olan birinci modunun frekansı 2.28 Hz olarak tespit edilirken, ikinci modda bu değer 2.86 Hz olarak elde edilmiştir.



Şekil 46. S1 zemini koşullarında dikdörtgen depo için sayısal modelle etkin kütlelere ve katılım faktörlerine bağlı olarak belirlenen modlar

- S2 zemini koşullarında modal parametrelerin belirlenmesi

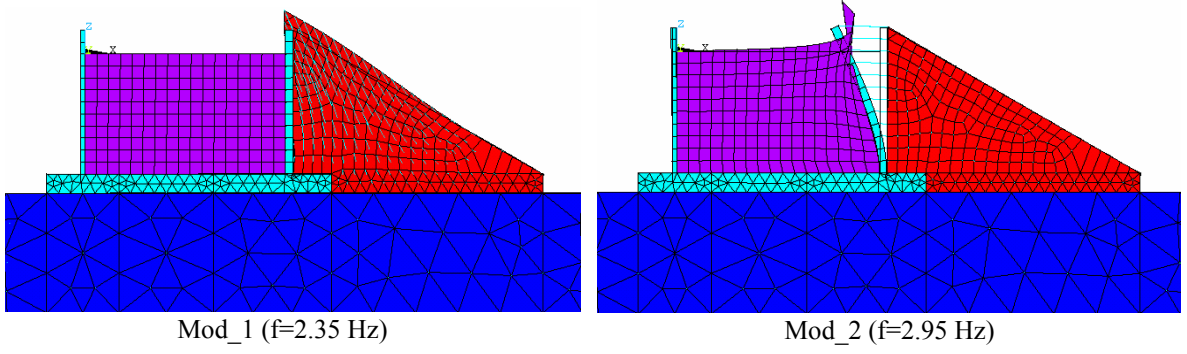
İncelemeye konu edilen sistemin S2 temel zemini koşullarında yapılan çözümlemesinden elde edilen mod şekilleri ve bu modlara ait frekans değerleri Şekil 47’de verilmektedir. Şekil 47’den görülebileceği üzere, sistemin yapıya ait hakim olan birinci modunun frekansı 2.32 Hz olarak tespit edilirken, ikinci modda bu değer 2.91 Hz olarak elde edilmiştir.



Şekil 47. S2 zemini koşullarında dikdörtgen depo için sayısal modelle etkin kütlelere ve katılım faktörlerine bağlı olarak belirlenen modlar

- S3 zemini koşullarında modal parametrelerin belirlenmesi

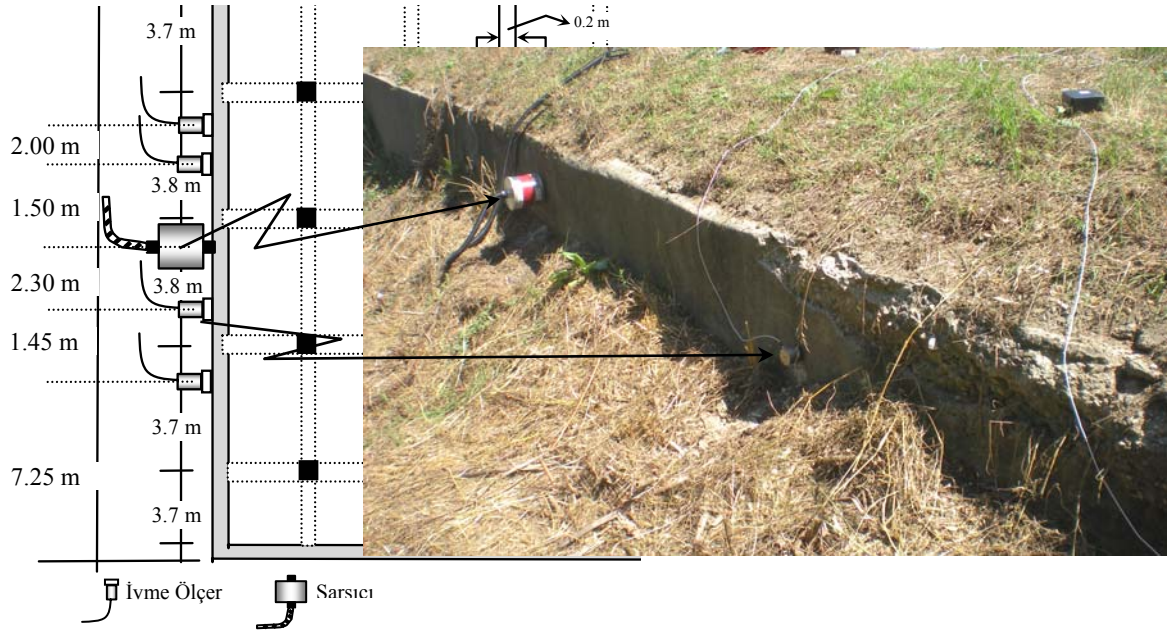
Söz konusu sistemin S3 temel zemini koşullarında yapılan çözümlemesinden elde edilen mod şekilleri ve modlara ait frekans değerleri Şekil 48’de sunulmaktadır. Şekil 48’den görülebileceği gibi, sistemin yapıya ait hakim olan birinci modunun frekansı 2.35 Hz olarak tespit edilirken, ikinci modda bu değer 2.95 Hz olarak elde edilmiştir.



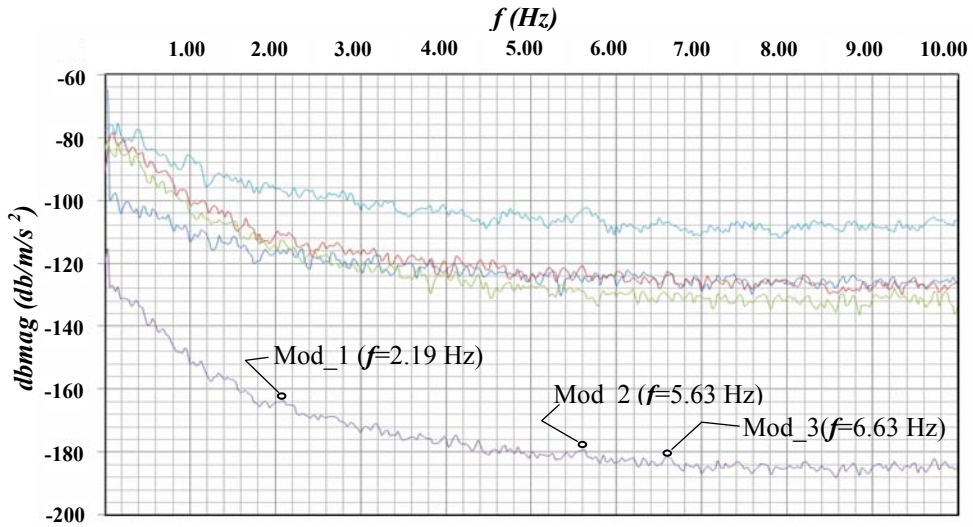
Şekil 48. S3 zemini koşullarında dikdörtgen depo için sayısal modelle etkin kütlelere ve katılım faktörlerine bağlı olarak belirlenen modlar

2.4.2.4. Depo İçin Gerçekleştirilen Testler

Deponun hakim modlarının hemen hepsini zorlayabilecek şekilde depo dış duvarı en üst seviyesine sarsıcı ve ivmeölçerler yerleştirilmiştir. Şekil 49'dan görülebileceği gibi dört farklı ivmeölçer birbirlerine göre farklı şekilde konumlandırılıp her bir kanaldan duvarın normaline doğrultusunda ayrı ayrı ölçümler alınmıştır. Test işlemi sırasında sarsıcıya, yükleme frekansı 20 Hz ile 150 Hz arasında farklı formlarda yüklemeler duvar yüzeyinin normaline doğrultusunda yapılmıştır. Analizör tarafından alınan ölçümlerin değerlendirilmesi için frekans aralığı 0-10 Hz ve 0-20 Hz olmak üzere iki farklı şekilde seçilerek deneyler tekrarlanmıştır. Zaman ortamında alınan kayıtlarda 10 Hz'lik ölçümler için 80 sn'lik, 20 Hz'lik ölçümler için ise 40 s'lik ivme verileri işlenmiştir. Gerçekleştirilen sayısal ve analitik model çözümlerinden elde edilen yapıya ait hakim modların 10 Hz'den daha düşük olması nedeniyle, Şekil 50'de 0-10 Hz frekans aralığı için elde edilen güç spektrumlarının her bir kanal için değişimleri ve arttırılmış aritmetik ortalamaları verilmektedir. Test işlemiyle ilgili diğer hususlar çalışmanın (2.4.1.4) bölümünde ifade edildiği gibidir.



Şekil 49. Depoda gerçekleştirilen testten görünüm ve test düzeneğinin konumlandırılması



Şekil 50. 0-10 Hz frekans aralığı için dört farklı ivmeölçerden alınan ivme güç spektrumları ve bunların arttırılmış ortalamalarının frekansla değişimleri, ($f_{sweptsin}=20 \text{ Hz} \sim 150 \text{ Hz}$)

Şekil 50'den görülebileceği gibi, gerekli filtreleme işlemleri gerçekleştirildikten sonra 0-10 Hz frekans aralığı için 2.19, 5.63 ve 6.63 Hz değerlerinde sisteme ait modlar kolaylıkla tespit edilebilmektedir.

2.4.2.5. Önerilen Yöntem ve Test Sonuçlarının Karşılaştırılması

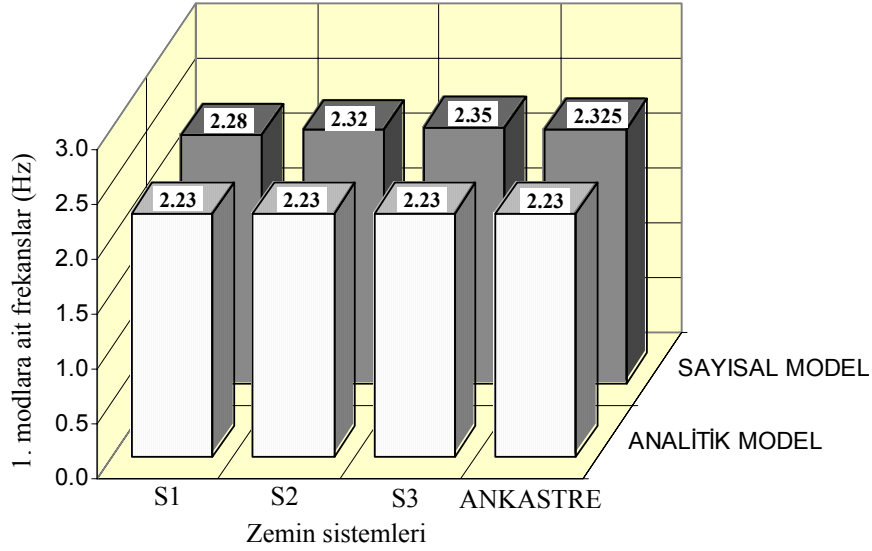
Deponun zemin ve sıvı etkisindeki dış duvarlarında, yapı sistemine ait modları belirlemek amacıyla gerçekleştirilen testlerden elde edilen sonuçlarla, ankastre ve temel/zemin etkileşiminin dikkate alındığı koşullarda önerilen analitik ve sayısal modellerden elde edilen sonuçlar karşılaştırmalı olarak Tablo 5’de verilmektedir. Tablo 5 incelendiğinde, önerilen yöntemlerin birbirlerine oldukça yakın sonuçlar verdiği ve özellikle böylesine karmaşık sıvı, dolgu ve temel zemini etkileşim etkilerinin dikkate alındığı sistemler için, yapıyı temsil kabiliyeti bakımından oldukça önem arz eden birinci modun büyük bir yaklaşıklıkla tahmin edilebildiği açıkça görülmektedir. Bu bağlamda, Şekil 51’deki zemin koşullarının değişimine bağlı olarak elde edilen 1. moda ait değerler incelendiğinde, S1 zemini koşullarında analitik model için frekans değerinin 2.23 Hz, sayısal model için 2.28 Hz olduğu görülmektedir. Benzer karşılaştırma S2 zemini için yapılırsa, analitik modelden elde edilen frekansın yine 2.23 Hz, sayısal modelden elde edilen frekansın ise 2.32 Hz olduğu görülmektedir.

Tablo 5. Önerilen modeller ile elde edilen modal sonuçlar ve test sonuçlarına göre hatalar

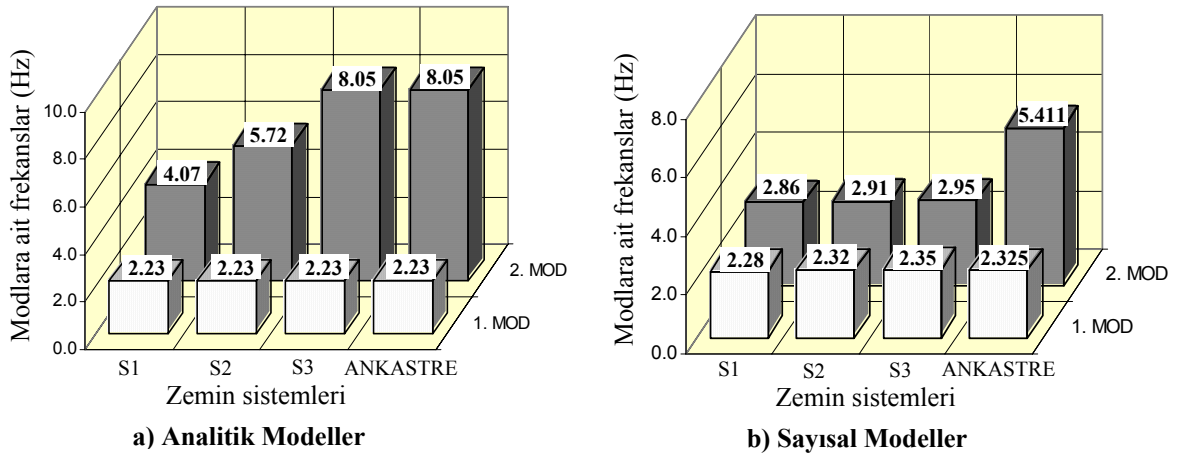
Mod No	Modlara ait frekans değerleri (Hz)										
	Ankastre analitik model	Temel/zemin etkileşimli analitik model			Ankastre sayısal model	Temel/zemin etkileşimli sayısal model			Test	Ankastre modeller için test sonuçlarına göre hatalar (%)	
	---	S1	S2	S3	---	S1	S2	S3	---	Analitik model	Sayısal model
Salınım	0.299	0.299	0.299	0.299	---	---	---	---	---	---	---
1	2.23	2.23	2.23	2.23	2.325	2.28	2.32	2.35	2.19	2	6
2	---	---	---	---	5.411	2.86	2.91	2.95	5.63	---	4
3	---	---	---	---	6.513	---	---	---	6.63	---	2
4	8.05	4.07	5.72	8.05	---	---	---	---	---	---	---

Şekil 52a’da verilen zemin koşullarına bağlı olarak analitik modelden elde edilen sonuçların kendi aralarında karşılaştırılmasından, artan zemin rijitliğiyle mod frekans değerlerinin, 1. modda aynı olmakla birlikte, diğer modda arttığı ve S1 ile S2 zeminlerine nazaran oldukça rijit sayılabilecek S3 zemini koşullarında, ankastre sistem çözümünden elde edilen sonuçlarla çakıştığı görülmektedir. Benzer karşılaştırmalar, Şekil 52b’de verilen sayısal modeller arasında yapıldığında, çok sayıda mod arasından seçilen ve sistem davranışını temsil edebilmesi bakımından yeterli görülen modlar için, artan temel zemini rijitliğiyle mod frekans değerlerinin arttığı incelemeye konu edilen diğer örneklerde olduğu

gibi burada da karşımıza çıkmaktadır. Fakat bu artışın 1. mod için çok düşük mertebelerde gerçekleştiği söylenebilir. Zira S1 zemini koşullarında 2.28 Hz olarak hesaplanan frekans değeri, ankastre sistem için ancak %2'lik bir artışla 2.32 Hz olarak elde edilmektedir.



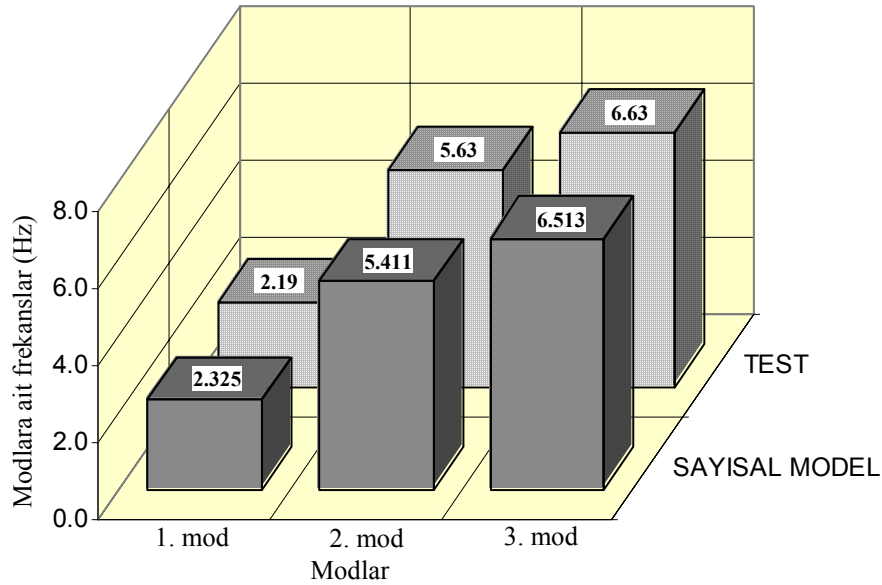
Şekil 51. Zemin sistemlerine bağlı olarak önerilen analitik ve sayısal modellerden elde edilen 1. moda ait frekans değerleri



Şekil 52. Zemin sistemlerine bağlı olarak analitik ve sayısal modellerle belirlenen modal frekans değerleri

Önerilen yöntemlerden elde edilen sonuçlarla, testlerden elde edilen sonuçlar karşılaştırıldığında; bu depo için, depo davranışını etkileyen temel zemini sisteminin, bir önceki depoda olduğu gibi, ankastre sistem ile temsil edilebileceği söylenebilir. Fakat daha önce de ifade edildiği üzere, nispeten daha az rijitliğe sahip zeminler üzerine inşa

edilebilecek depo sistemleri için temel/zemin etkileşiminin dikkate alınması zorunluluğu elde edilen sonuçların farklılığından açıkça görülmektedir. Ankastre sistem çözümünden elde edilen sonuçların test sonuçlarıyla karşılaştırılmasından, önerilen yöntemlerin ürettiği sonuçlar ile test sonuçlarının hemen hemen üst üste düştüğü söylenebilir. Zira analitik yöntemle elde edilen sonuçların test sonuçlarına göre, oldukça yakın tahmin edilebildiği ve yapı davranışı üzerinde önemli mertebede etkisi olduğu bilinen birinci moda ait değerin tahmininde, ancak %2 gibi küçük bir farkın söz konusu olduğu görülmektedir. Sayısal model için de durum yine buna benzer olmakla birlikte, hata oranı %6'ya çıkmaktadır. Şekil 53'de belirlenen üç mod için sayısal modelden ve testten elde edilen sonuçlar karşılaştırmalı olarak verilmektedir. Şekil 53'den görülebileceği gibi, tüm modlar için önemli bir yakınsaklık göze çarpmakta ve birinci mod için %6 olarak belirlenen hata oranı, ikinci ve üçüncü modlar için sırasıyla %4 ve %2 olarak elde edilmektedir.



Şekil 53. Ankastre sayısal modelden ve testlerden elde edilen modal frekans değerleri

Tüm sonuçlar göz önüne alındığında, %2~6 arasında elde edilen hata oranlarının, böylesine karmaşık ve modellenmesi oldukça zor olan zemin ve sıvı etkileşim problemlerini birlikte değerlendirebilen bu modeller için mühendislik öngörüsü ve hesapları açısından ihmal edilebilir seviyelerde olduğu kolaylıkla söylenebilir. Dolayısıyla önerilen modellerle, sonuçların yeterli hassasiyetle tahmin edilebildiği bu örnekte de bir kez daha görülmüştür. Bununla birlikte; sisteme ait malzeme özellikleri, boyutları ve

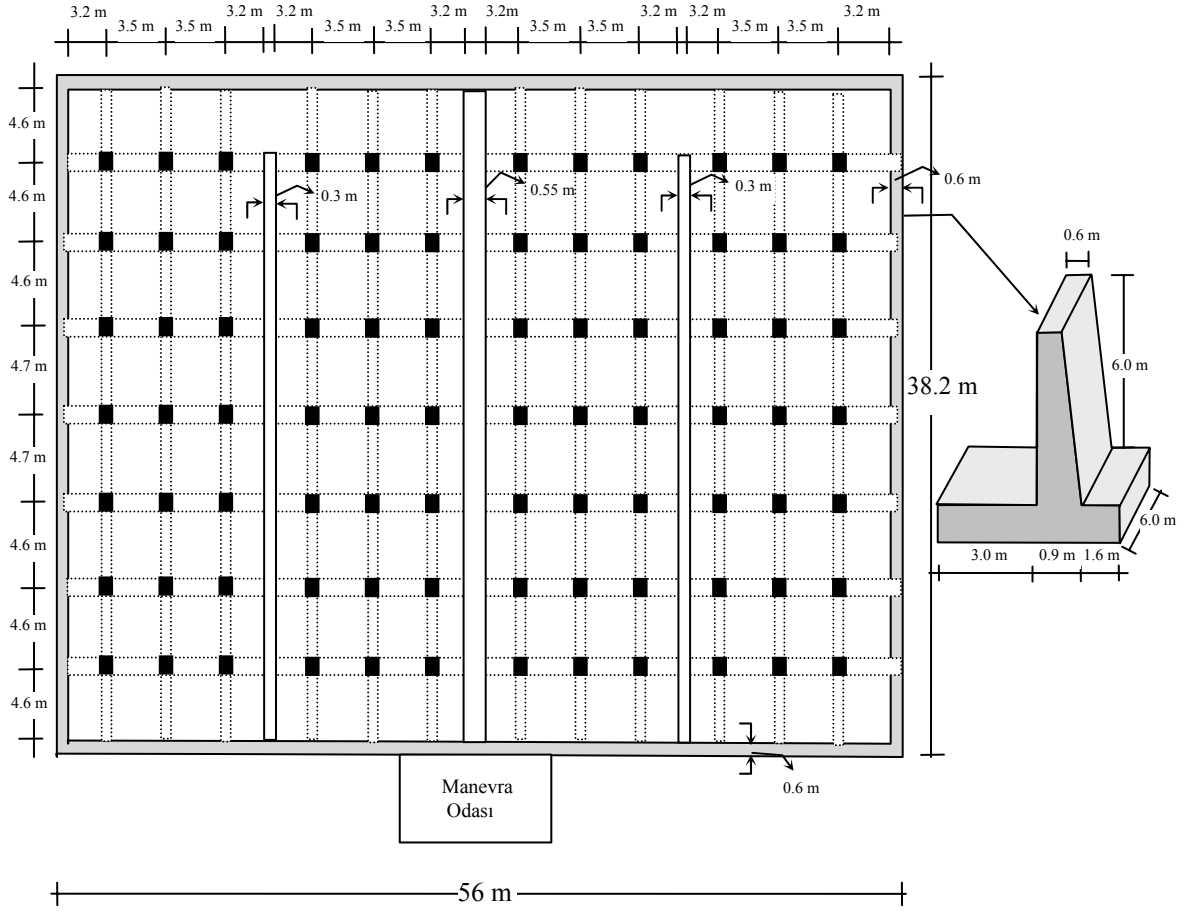
mekanik özellikler gibi parametrelerin doğru tespit edilmesinin, sonuçlar üzerinde çok etkin olacağına burada bir kez daha ifade edilmesi önemli bir husustur.

2.4.3. Bayramışlar 10000 m³ Hacmindeki Depo İçin Gerçekleştirilen Çalışmalar

Bolu ili merkez Bayramışlar mevkiinde, inşası henüz tamamlanma aşamasındaki dikdörtgen kesitli su deposuna ilişkin yapısal özellikler; uygulama projelerinden ve depo yerinde yapılan incelemeler ile ölçümlerden tespit edilmiştir. Bu depo, Bayramışlar mevkiinde inşa edilmiş mevcut eski su deposunun üç katı büyüklüğünde olup inşaatı tamamlandığında şehrin en büyük su deposu olarak hizmet verecektir. Depo inşaatı henüz tamamlanmadığı için depo çevresinin ve üstünün herhangi bir dolgu malzemesiyle kaplanmadığı, arazide yapılan incelemelerden tespit edilmiştir. Depo su tutmaya başlamakla birlikte, su seviyesi testler esnasında 2.80 m olarak belirlenmiştir.

2.4.3.1. Depoya Ait Özellikler ve Hizmet Geçmişi

İncelemeye konu olan dikdörtgen depo, her ana bölme de iki tali bölme olmak üzere, toplam iki ana bölmeden meydana gelen prizmatik depo olarak projelendirilmiş ve yapım yılı itibarıyla bugün ülkemizde İB ve DSİ tarafından uygulanmakta olan standartlaştırılmış depo tiplerine benzer şekilde inşa edilmiştir. Yapılan incelemeler neticesinde depo çatısının her tali bölmede kirişli döşeme olarak toplam 21 adet 30x30 cm'lik 6 m yüksekliğindeki oldukça narin kolanlara oturduğu, depo dış duvarlarının ise yükseklik boyunca tepede 60 cm'den temel seviyesinde 90 cm'ye ulaşan bir kalınlığa sahip olduğu belirlenmiştir. Bunlara ek olarak, çalkantı etkilerine mani olmak amacıyla tasarlanan ve ana bölmeleri ikiye ayıran ara bölme duvarların 30 cm, ana bölmeleri ayıran orta duvarın 55 cm kalınlığa sahip olduğu, depo çatı döşemesi kalınlığının 30 cm olduğu ve üzerinde herhangi bir çatı örtüsü bulunmadığı yerinde yapılan incelemelerden tespit edilmiştir. Yapı betonunun C25 olduğu tahmin edildiğinden, yapıya ait elastisite modülü $E=30000$ MPa, Poisson oranı $\nu=0.20$ ve birim hacim ağırlığı $\gamma=25$ kN/m³ olarak dikkate alınmıştır. Yapısal boyutlara ait diğer özellikler Şekil 54'de ve depo görünüşleri Şekil 55'de sunulmaktadır.



Şekil 54. Bolu ili Bayramışlar mevki 10000 m³ hacmindeki dikdörtgen deponun yapısal özellikleri

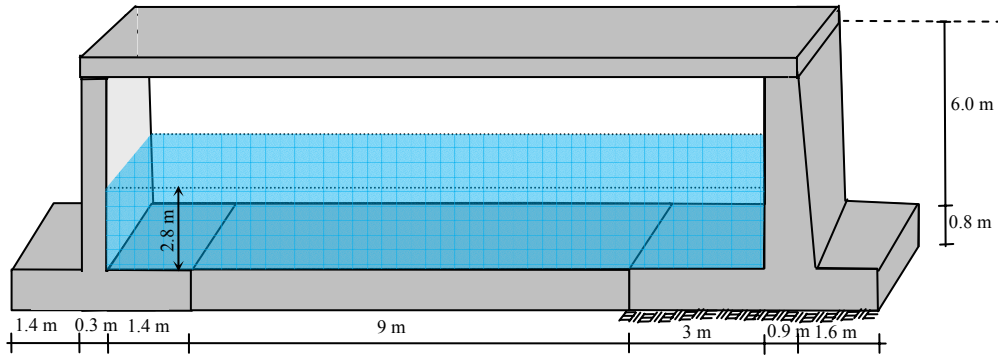


Şekil 55. Bolu ili Bayramışlar mevki 10000 m³ hacmindeki dikdörtgen depoya ait görüntüler

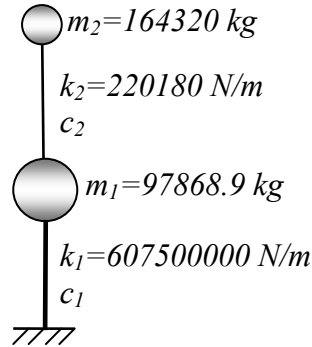
2.4.3.2. Önerilen Analitik Modeller

➤ Sıvı-Dış Duvar Sistemi Analitik Modeli

Söz konusu depo dikkate alınarak, sıvı-dış duvar sistemi için idealize edilen basitleştirilmiş model ve 2.80 m işletme seviyesinde sıvının da bulunduğu durum göz önüne alınarak çalışmanın (2.2.1) bölümünde matematik ifadeleri verilmiş idealleştirmeler yardımıyla elde edilen analitik model Şekil 56'da, çözümlenmeler sonucu önerilen analitik modele ilişkin elde edilen modlar ve bu modlara ait parametreler Şekil 57'de sunulmaktadır.



a) Sıvı dış duvar sistemi basitleştirilmiş modeli

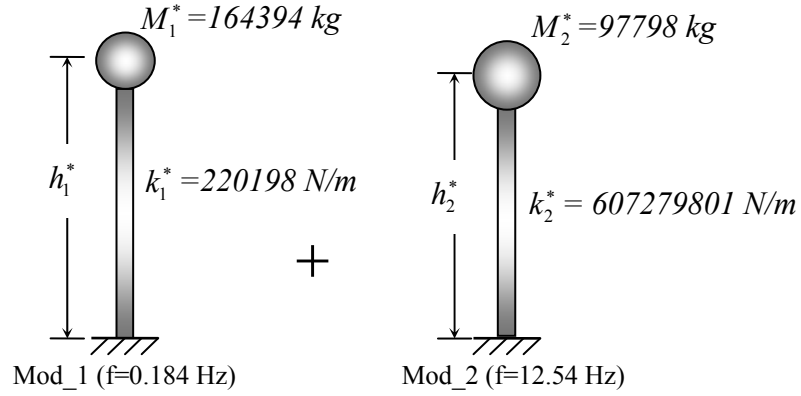


b) Sıvı-dış duvar etkileşimi analitik modeli

Şekil 56. 10000 m³ hacmindeki dikdörtgen depo için önerilen modeller

Gerçekleştirilen modal çözümleme sonucu elde edilen sonuçlardan görülebileceği gibi sistemin mod frekansları sırasıyla 0.184, 12.54 Hz olarak elde edilmiştir. Burada, idealleştirilmiş sistemin sıvı salınım moduna sahip olduğu ve bu modun birinci modla temsil edildiği ve dikkate alınan sıvı kütlelerinin yaklaşık %73'ünün salınım moduna

katıldığı görülmektedir. Sıvının geri kalan %24 lük kısmı ise yapıyla birlikte hareket ettiği varsayılan impuls kütleleri olarak dikkate alınmaktadır.



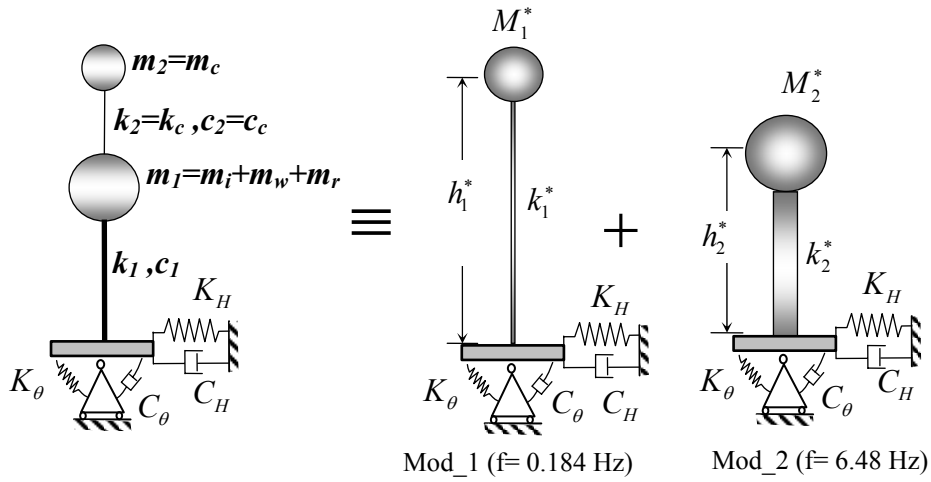
Şekil 57. 10000 m³ hacmindeki depo için analitik modelle belirlenen modal parametreler

➤ Sıvı-Dış Duvar-Temel/Zemin Sistemi Analitik Modeli

Söz konusu depo dikkate alınarak sıvı-dış duvar-temel/zemin sistemi için çalışmanın (2.2.2) bölümünde matematik ifadeleri verilmiş olan analitik modelin çözümlenmesinden elde edilen modlar ve bu modlara ait modal parametreler; dikkate alınan S1, S2 ve S3 temel zemini koşulları için aşağıda ayrı ayrı sunulmaktadır.

- S1 zemini koşullarında modal parametrelerin belirlenmesi

Sıvı-dış duvar-temel/zemin sistemi için önerilen analitik modelin çözümlenmesinden elde edilen modlar ve modlara ait modal parametreler Şekil 58'de verilmektedir. Gerçekleştirilen modal çözümleme sonucunda, sistemin modlarının sırasıyla 0.184 ve 6.48 Hz frekanslarına sahip olduğu ve sıvı salınım modunun da birinci modla temsil edildiği görülmektedir.



Şekil 58. Sıvı-dış duvar-temel/zemin sistemi için S1 zemini koşullarında analitik modelle belirlenen modal parametreler

- S2 zemini koşullarında modal parametrelerin belirlenmesi

Söz konusu sistem için önerilen analitik modelin, S2 zemini koşullarında gerçekleştirilen modal çözümlerinden, sistemin modlarının sırasıyla 0.184 ve 9.18 Hz frekanslarına sahip olduğu ve sıvı salınım modunun da birinci modla temsil edildiği belirlenmiştir.

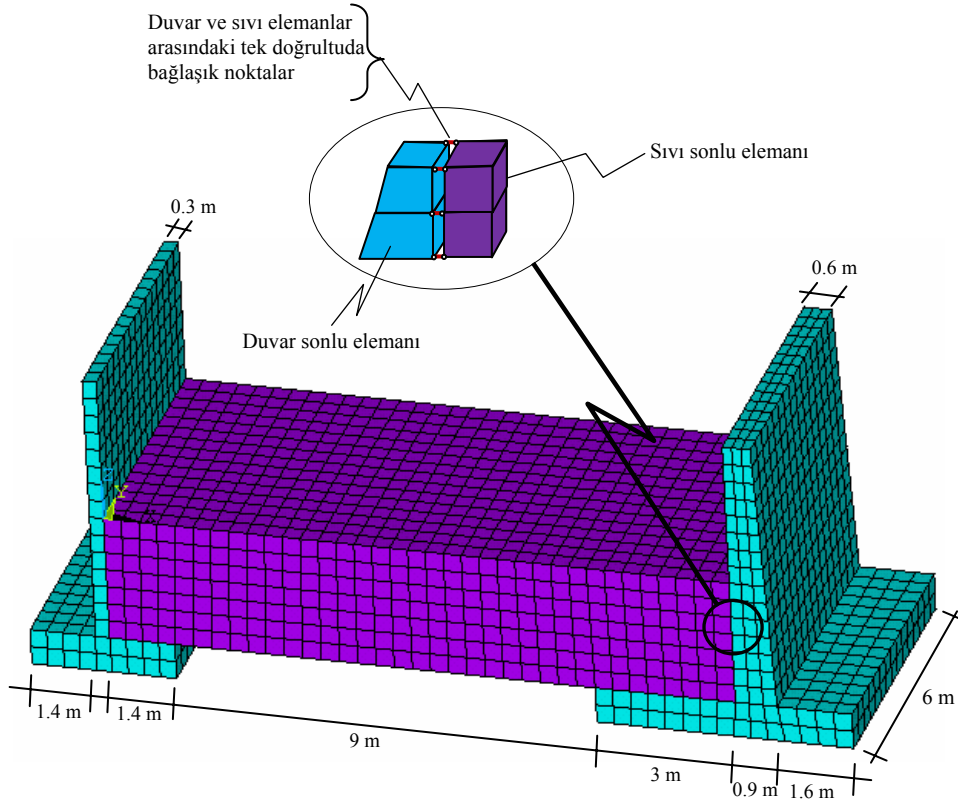
- S3 zemini koşullarında modal parametrelerin belirlenmesi

İncelemeye konu olan sistem için önerilen analitik modelin, S3 zemini koşullarında gerçekleştirilen modal çözümlerinden, sistemin modlarının sırasıyla 0.184 ve 12.54 Hz frekanslarına sahip olduğu ve sıvı salınım modunun da birinci modla temsil edildiği tespit edilmiştir.

2.4.3.3. Önerilen Sayısal Modeller

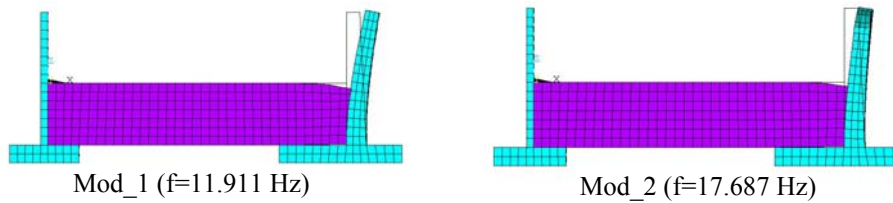
➤ Sıvı-Dış Duvar Sistemi Sayısal Modeli

Sıvı-dış duvar sistemi için önerilen sayısal modele ilişkin yaklaşım ayrıntılı bir şekilde çalışmanın (2.1.1) bölümünde ifade edilmiştir. Buradan hareketle, bu depo için önerilen sayısal model Şekil 59'da sunulmaktadır.



Şekil 59. 10000 m³ hacmindeki dikdörtgen depo için önerilen sıvı-dış duvar etkileşimi sonlu eleman modeli

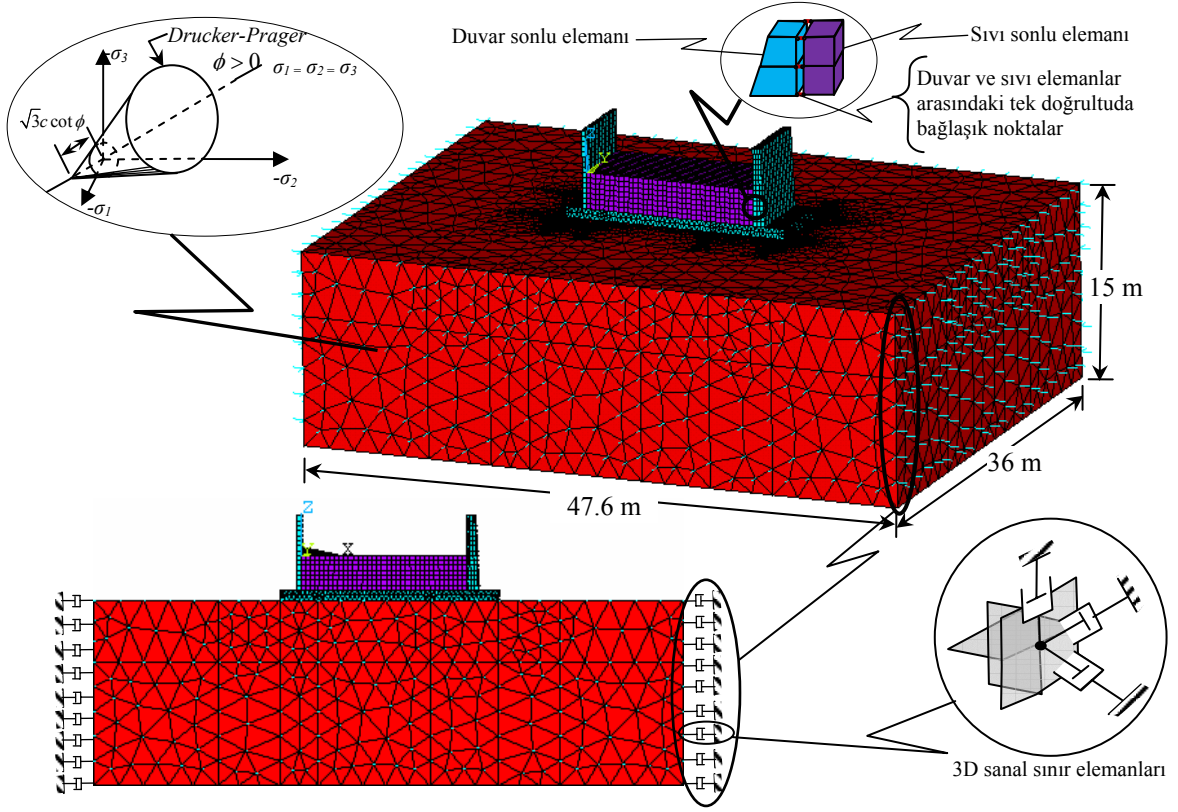
Şekil 59’da verilen sistemin çözümlenmesinden elde edilen mod şekilleri ve bu modlara ait frekans değerleri Şekil 60’da sunulmaktadır. Şekil 60’dan görülebileceği gibi, sistemin yapıya ait hakim olan birinci modunun frekansı 11.911 Hz olarak tespit edilmiştir. İncelenen sistemde, dolgu etkisinin olmaması nedeniyle yapının çözümünden elde edilen 1. modun etkin kütlelerinin toplam kütleyle oranı %99 gibi oldukça yüksek bir orandadır. Bu nedenle, bu duvar için diğer modlar etkisiz modlar olarak değerlendirilebileceğinden, hareketin 1. modla temsili mümkündür.



Şekil 60. Dikdörtgen depo için sayısal modelle etkin kütlelere ve katılım faktörlerine bağlı olarak belirlenen modlar

➤ Sıvı-Dış Duvar-Temel/Zemin Sistemi Sayısal Modeli

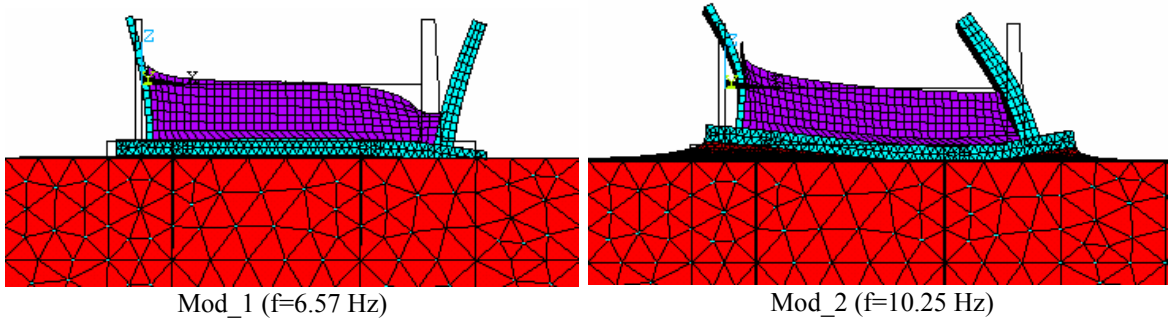
Sıvı-dış duvar-temel/zemin sistemi için önerilen sayısal modele ilişkin yaklaşım ayrıntılı bir şekilde çalışmanın (2.1.2) bölümünde ifade edilmişti. Buradan hareketle, bu depo için önerilen sayısal model Şekil 61’de sunulmaktadır. Şekil 61’deki sistemin çözümlenmesinden elde edilen mod şekilleri ve bu modlara ait frekans değerleri; dikkate alınan S1, S2 ve S3 temel zemini koşulları için aşağıda ayrı ayrı verilmektedir.



Şekil 61. 10000 m³ hacmindeki dikdörtgen depo için önerilen sıvı-dış duvar-temel/zemin etkileşimi sonlu eleman modeli

- S1 zemini koşullarında modal parametrelerin belirlenmesi

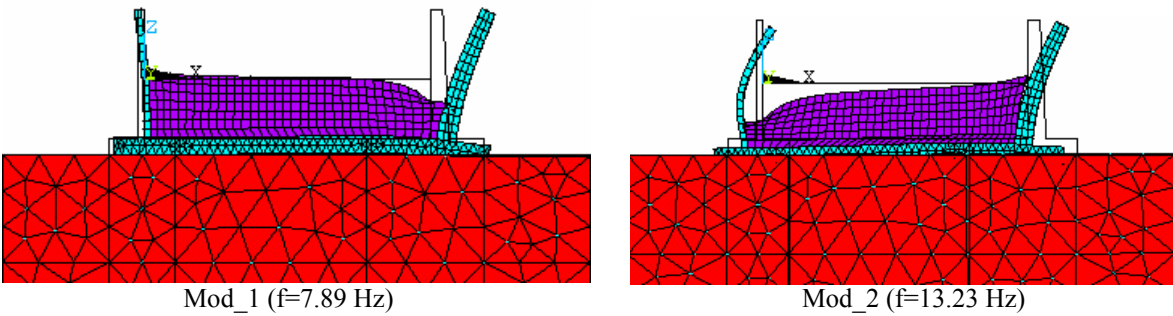
Şekil 61’de verilen sistemin S1 temel zemini koşullarında yapılan çözümlenmesinden elde edilen mod şekilleri ve bu modlara ait frekans değerleri Şekil 62’de sunulmaktadır. Şekil 62’den görülebileceği üzere, sistemin yapıya ait hakim olan birinci modunun frekansı 6.57 Hz olarak tespit edilirken, ikinci modda bu değer 10.25 Hz olarak elde edilmiştir.



Şekil 62. S1 zemini koşullarında dikdörtgen depo için sayısal modelle etkin kütlelere ve katılım faktörlerine bağlı olarak belirlenen modlar

- S2 zemini koşullarında modal parametrelerin belirlenmesi

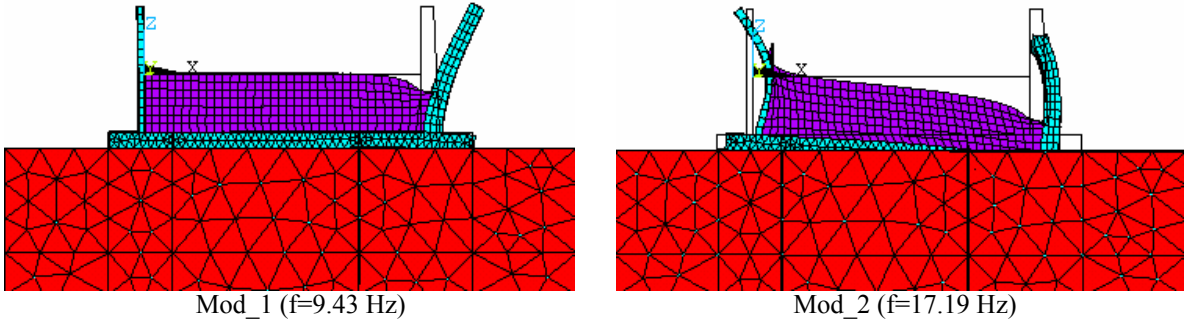
Şekil 61’de verilen sistemin S2 temel zemini koşullarında yapılan çözümlerinden elde edilen mod şekilleri ve bu modlara ait frekans değerleri Şekil 63’de sunulmaktadır. Şekil 63’den görülebileceği üzere, sistemin yapıya ait hakim olan birinci modunun frekansı 7.89 Hz olarak tespit edilirken, ikinci modda bu değer 13.23 Hz olarak elde edilmiştir.



Şekil 63. S2 zemini koşullarında dikdörtgen depo için sayısal modelle etkin kütlelere ve katılım faktörlerine bağlı olarak belirlenen modlar

- S3 zemini koşullarında modal parametrelerin belirlenmesi

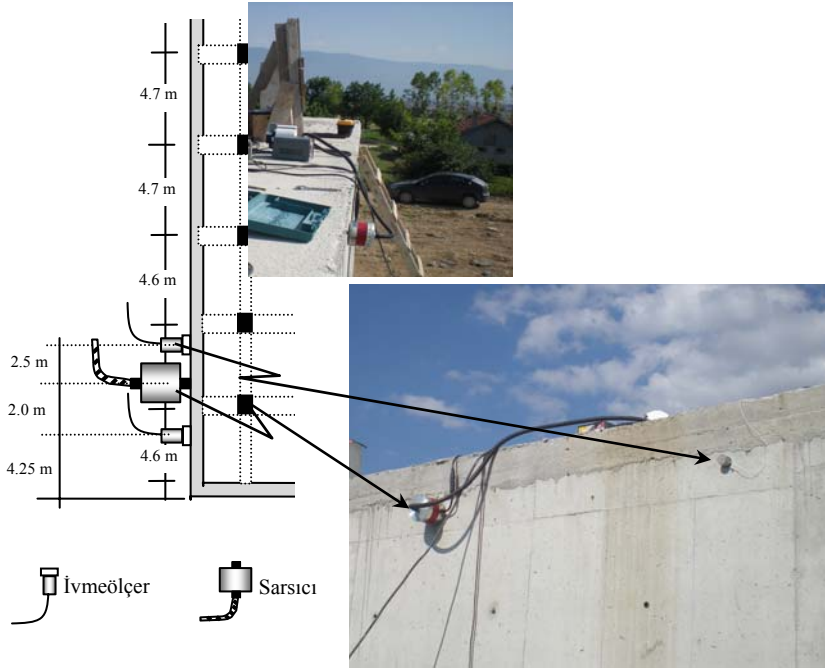
Şekil 61’de verilen sistemin S3 temel zemini koşullarında yapılan çözümlerinden elde edilen mod şekilleri ve bu modlara ait frekans değerleri Şekil 64’de sunulmaktadır. Şekil 64’den görülebileceği üzere, sistemin yapıya ait hakim olan birinci modunun frekansı 9.43 Hz olarak tespit edilirken, ikinci modda bu değer 17.19 Hz olarak elde edilmiştir.



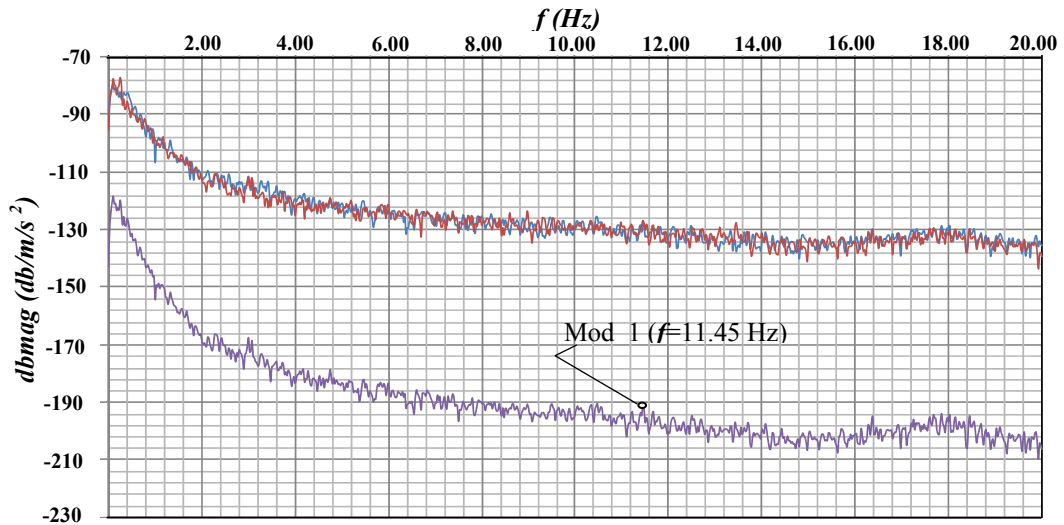
Şekil 64. S3 zemini koşullarında dikdörtgen depo için sayısal modelle etkin kütlelere ve katılım faktörlerine bağlı olarak belirlenen modlar

2.4.3.4. Depo İçin Gerçekleştirilen Testler

Deponun hakim modlarının hemen hepsini zorlayabilecek şekilde depo dış duvarı en üst seviyesine sarsıcı ve ivmeölçerler yerleştirilmiştir. Şekil 65'den görülebileceği gibi iki farklı ivmeölçer birbirlerine göre farklı şekilde konumlandırılıp her bir kanaldan duvarın normaline doğrultusunda ayrı ayrı ölçümler alınmıştır. Test işlemi sırasında sarsıcıya, yükleme frekansı 20 Hz ile 5 kHz arasında değişen farklı formlarda yüklemeler duvar yüzeyinin normaline doğrultusunda yapılmıştır. Test işlemiyle ilgili diğer standart hususlar çalışmanın (2.4.1.4) bölümünde ifade edildiği gibidir. Şekil 66'da 0-20 Hz frekans aralığı için iki farklı ivmeölçerden alınan ivme güç spektrumları ve bunların arttırılmış ortalamalarının frekansla değişimleri verilmektedir.



Şekil 65. Depoda gerçekleştirilen testten görünüm ve test düzeneğinin konumlandırılması



Şekil 66. 0-20 Hz frekans aralığı için iki farklı ivmeölçerden alınan ivme güç spektrumları ve bunların artırılmış ortalamalarının frekansla değişimleri, ($f_{sweptsq}=20 \sim 5$ kHz)

Şekil 66'dan görülebileceği gibi, gerekli filtreleme işlemleri gerçekleştirildikten sonra 0-20 Hz frekans aralığı için 11.45 Hz değerinde sisteme ait mod kolaylıkla tespit edilebilmektedir. Bütün ölçümler değerlendirildiğinde, farklı kanallardan alınan ölçümlerin çakışması ölçümün güvenilirliğini desteklemektedir.

2.4.3.5. Önerilen Yöntem ve Test Sonuçlarının Karşılaştırılması

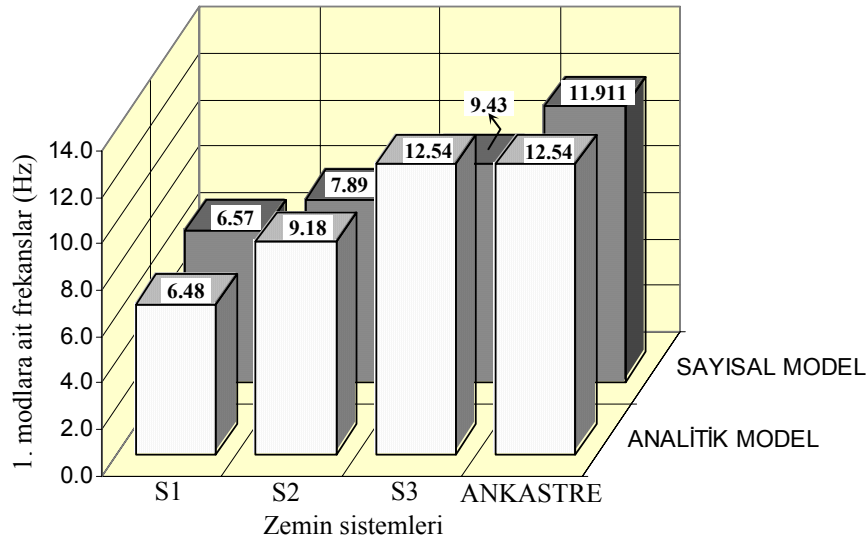
İnceleme konusu deponun temel zemini ve sıvı etkisindeki dış duvarlarında, yapı sistemine ait modları belirlemek maksadıyla gerçekleştirilen testlerden elde edilen sonuçlarla, ankastre ve temel/zemin etkileşiminin dikkate alındığı koşullarda önerilen analitik ve sayısal modellerden elde edilen sonuçlar karşılaştırmalı olarak Tablo 6’da verilmektedir. Tablo 6 incelendiğinde, S3 zemini koşulları dışında, önerilen yöntemlerin birbirlerine oldukça yakın sonuçlar verdiği ve yapıyı temsil kabiliyeti bakımından oldukça önem arz eden birinci modun büyük bir yaklaşıklıkla tahmin edilebildiği açıkça görülmektedir. S3 zemini koşullarında modellerin ürettiği frekans değerleri arasındaki farklılığın; sayısal model için belirlenebilecek çok sayıda modun aksine, analitik modelin salınım modu dışında tek modla temsil edilmesiyle, frekans değerinin artan zemin rijitliğiyle hızlı bir şekilde artarak ankastre çözümden elde edilen frekans değerine yaklaşmasıyla ve hatta daha önce incelenen depolarda olduğu gibi S3 zemini koşullarındaki çözümün ankastre çözümle çakışmasıyla açıklanabilir. Bu bağlamda, Şekil 67’deki zemin koşullarının değişimine bağlı olarak elde edilen 1. moda ait değerler incelendiğinde, S1 zemini koşullarında analitik model için frekans değerinin 6.48 Hz, sayısal model için 6.57 Hz olduğu görülmektedir. Benzer karşılaştırma S2 zemini için yapılırsa, analitik modelden elde edilen frekansın 9.18 Hz, sayısal modelden elde edilen frekansın ise 7.89 Hz olduğu görülmektedir.

Tablo 6. Önerilen modeller ile elde edilen modal sonuçlar ve test sonuçlarına göre hatalar

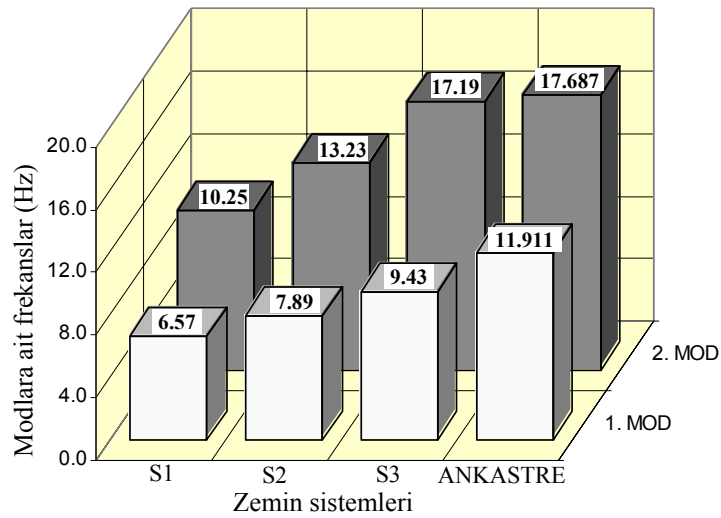
Mod No	Modlara ait frekans değerleri (Hz)									Ankastre modeller için test sonuçlarına göre hatalar (%)	
	Ankastre analitik model	Temel/zemin etkileşimli analitik model			Ankastre sayısal model	Temel/zemin etkileşimli sayısal model			Test	Analitik model	Sayısal model
	---	S1	S2	S3	---	S1	S2	S3	---		
Salınım	0.184	0.184	0.184	0.184	---	---	---	---	---	---	---
1	12.54	6.48	9.18	12.54	11.911	6.57	7.89	9.43	11.45	9	4
2	---	---	---	---	17.687	10.25	13.23	17.19	---	---	---

Analitik modelden elde edilen sonuçların kendi aralarında karşılaştırılmasından, artan zemin rijitliğiyle frekans değerlerinin beklendiği üzere arttığı ve S1 ile S2 zeminlerine nazaran oldukça rijit sayılabilecek S3 zemininde, ankastre çözümden elde edilen sonuçlarla çakıştığı görülmektedir. Örneğin; S1 zemini için 6.48 Hz olarak

hesaplanan frekans, ankastre sistem için %93'lük bir artışla 12.54 Hz değerine ulaşmaktadır. Benzer karşılaştırmalar, Şekil 68'deki sayısal modeller arasında yapıldığında, birçok mod arasından etkin kütlelerin toplam kütleyle oranlarına bağlı olarak seçilen ve sistem davranışını temsil edebilmesi bakımından yeterli görülen modlar için, artan temel zemini rijitliğiyle frekans değerlerinin arttığı ve ankastre sistem çözümünden elde edilen değerlere yaklaştığı görülebilir. Örneğin; S1 zemini koşullarında 6.57 Hz olarak hesaplanan frekans değeri, ankastre sistem için yaklaşık %81'lik bir artışla 11.911 Hz olarak elde edilmektedir.



Şekil 67. Zemin sistemlerine bağlı olarak önerilen analitik ve sayısal modellerden elde edilen 1. moda ait frekans değerleri



Şekil 68. Zemin sistemlerine bağlı olarak sayısal modellerle belirlenen modal frekans değerleri

Önerilen yöntemlerden elde edilen sonuçlarla, testlerden elde edilen sonuçlar bir bütün olarak değerlendirildiğinde, bütün depolarda elde edilen eğilimlerin bu depo sistemi için de benzer şekilde elde edildiği görülmektedir. Diğer depo sistemlerinden farklı olarak burada dolgu etkisinin olmaması nedeniyle zemin etkileşiminin daha belirgin olarak karşımıza çıktığından bahsetmek mümkündür. Diğer taraftan, dikkate alınan S3 türü zemin sistemi için de etkileşimin etkili olduğu kısmen gözlemlenmiş ve diğer depo sistemlerinden farklı olarak ancak S3 ile dikkate alınan zemin sisteminden daha riit koşullarda, davranışın ankastre taban koşullarına yaklaşabileceği görülmüştür. Bu davranış değişikliğinin dolgunun mevcut olmamasından kaynaklandığını ifade etmek uygun olacaktır. Yerinde yapılan gözlemler ve gerçekleştirilen testlerden bu depo sistemi için de, depo davranışını etkileyen temel zemininin S3 zemininden daha rijit koşullarda olduğu ve ankastre sistem ile temsil edilebileceği söylenebilir. Ancak temel/zemin etkileşiminin dikkate alınmasının, özellikle de dolgu etkisinin olmadığı bu depo için, davranışı oldukça değiştirebileceği sonuçlardan açık bir şekilde görüldüğünden, nispeten daha az rijitliğe sahip zemin sistemleri üzerine inşa edilecek depo sistemleri için adı geçen etkileşim etkilerinin mutlaka dikkate alınması gereği bir kez daha karşımıza çıkmaktadır. Ankastre sistem çözümünden elde edilen sonuçların test sonuçlarıyla karşılaştırılmasından, önerilen yöntemlerle elde edilen sonuçların, test sonuçlarına oldukça yakın tahmin edilebileceği söylenebilir. Zira yapı davranışı üzerinde önemli mertebede etkisi olduğu bilinen birinci moda ait değerlerin tahmininde, %4~9 gibi bir farkın söz konusu olduğu görülmektedir. Sıvı etkileşiminin de dikkate alındığı böyle bir modelde elde edilen hata oranlarının, mühendislik öngörüsü ve hesapları açısından göz önüne alınmayacak değerlerde olduğu söylenebilir. Bununla birlikte yapıya ait malzeme özellikleri, boyutları ve mekanik özellikler gibi parametrelerin doğru tespit edilmesinin de bu sonuçlar üzerinde çok etkin olacağı, diğer bir gerçeklik olarak karşımıza çıkmaktadır.

2.4.4. İlkadım 5000 m³ Hacmindeki Depo İçin Gerçekleştirilen Çalışmalar

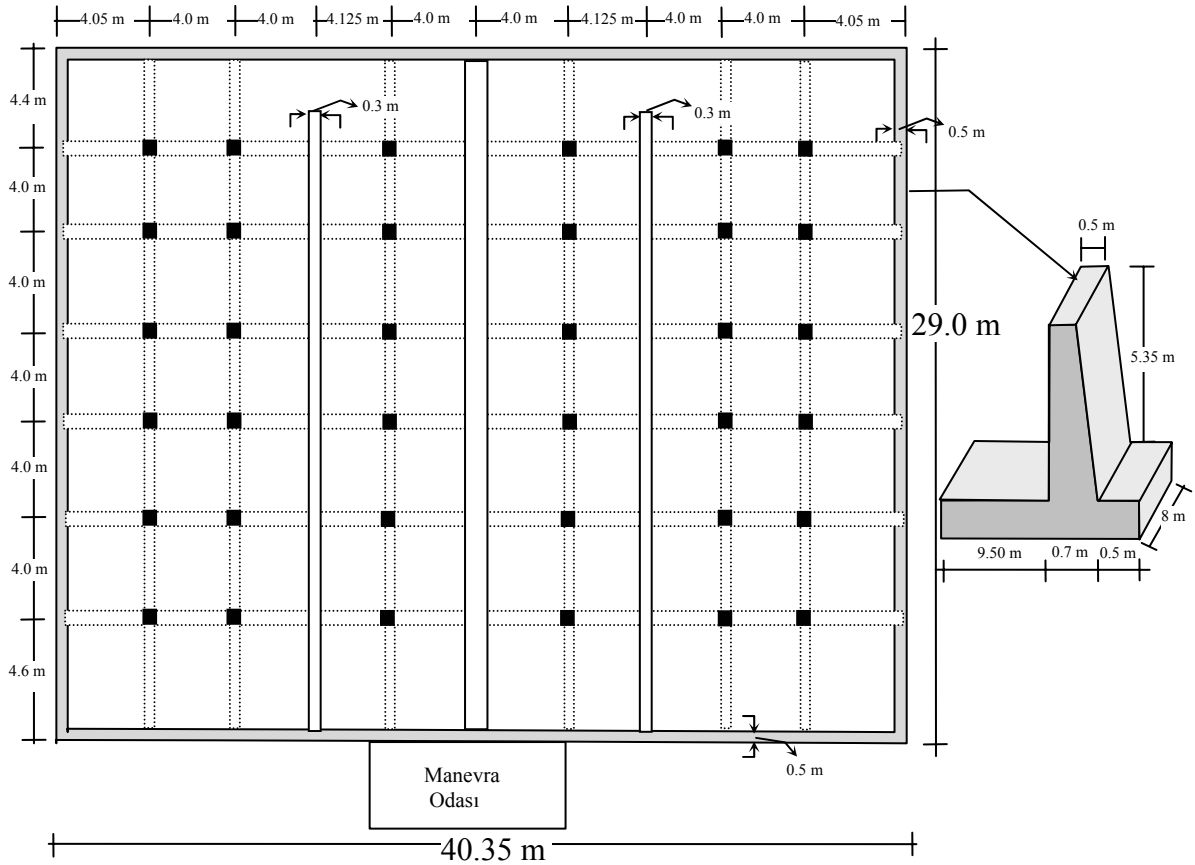
1995 yılında projelendirilip İller Bankası kontrolörlüğünde inşa edilmiş olan Samsun ili merkez İlkadım su deposuna ilişkin yapısal özellikler, uygulama projelerinden ve yerinde yapılan incelemeler ile ölçümlerden belirlenmiştir. Deponun, testlerin gerçekleştirildiği esnada işletmede olmadığı tespit edilmiştir. Maksimum işletme seviyesinin 4.75 m olduğu projelerinden tespit edilen depoyla ilgili olarak su tutma

probleminin olduğu, ancak deponun yalıtımla ilgili problemleri giderildikten sonra tekrar su tutmaya başladığı ilgililerle yapılan görüşmelerden anlaşılmıştır.

2.4.4.1. Depoya Ait Özellikler ve Hizmet Geçmişi

İncelemeye konu olan depo, dikdörtgen plan geometrisine sahip iki ana bölmeden ve her ana bölmede iki tali bölmeden meydana gelen prizmatik depo olarak projelendirilmiş tip uygulamalardan bir örnektir. Yapılan incelemeler neticesinde depo çatısının kenar tali bölmelerde kirişli döşeme olarak 12'şer adet 40x40 cm'lik, orta tali bölmelerde ise 6'şar adet 40x40 cm'lik 5.35 m yüksekliğindeki kolonlara oturduğu, depo dış duvarlarının ise yükseklik boyunca tepede 50 cm'den temel seviyesinde 70 cm'ye ulaşan bir kalınlığa sahip olduğu tespit edilmiştir. Bunlara ek olarak çalkantı etkilerine mani olmak maksadıyla tasarlanan ve ana bölmeleri ikiye ayıran ara bölme duvarlar 30 cm kalınlığa sahip olup, depo çatı döşemesi kalınlığının 20 cm olduğu ve çatı döşemesi üzerinde 60 cm'lik bir çatı örtüsü bulunduğu yapılan incelemelerden belirlenmiştir. Yapısal boyutlara ait diğer özellikler Şekil 69'da, depoya ve dış duvara ait görünüşler ise Şekil 70'de verilmektedir. Şekil 70'de görüldüğü gibi testlerin gerçekleştirildiği depo dış duvarı tamamen açıkta olduğundan ve sıvı etkisi mevcut olmadığından, modellemelerde deponun boş olduğu ve dolgu etkisinin olmadığı durum dikkate alınarak araştırmalar gerçekleştirilmiştir. Ayrıca tez çalışması kapsamında önerilen analitik modellerin, önceki depolar incelenirken geçerliliği ve kullanılabilirliği ispatlandığından ve bu analitik modeller esas olarak depo üst yüzeyinden belirli bir eğimle yer seviyesine kadar inen bir dolgu sistemini de içeren birleşik sistemleri idealize etmek için geliştirildiğinden, bu depo için sadece sayısal ve deneysel çalışmalara ilişkin hususlar verilmektedir. Yerinde yapılan tespitlerden betona ait dayanımın yaklaşık olarak 18 MPa olduğu tahmin edilmiştir. Bu nedenle çözümlenelerde yapıya ait elastisite modülü $E=28000$ MPa, Poisson oranı $\nu = 0.20$ ve birim hacim ağırlığı 25 kN/m^3 olarak dikkate alınmıştır. Ayrıca deponun inşa edildiği alanın detaylı zemin etüd raporunun incelenmesinden, zeminin geoteknik özelliklerinin belirlenmesi amacıyla dört ayrı bölgede değişik derinliklerde toplam 104 m sondaj yapıldığı, derinlik boyunca her 1.5 m'de bir standart penetrasyon deneyi (SPT) gerçekleştirildiği, her 3 m'de bir örselenmemiş (UD) zemin numunesi alındığı ve alınan numuneler üzerinde laboratuvar da elek analizi, doğal su muhtevası tayini, atterberg limitleri, üç eksenli kesme deneyleri yapıldığı görülmüştür. Yapılan incelemelerden söz konusu zeminin, birleştirilmiş zemin

sınıflandırma sistemine göre yüksek plastisiteli kil veya yağlı kil (CH) sınıfına girdiği, doğal su muhtevasının ortalama %33, likit limitinin ortalama %58, plastik limitinin ise ortalama %20 olduğu ve bozulmamış numuneler üzerinde yapılan üç eksenli kesme deneylerinden zeminin içsel sürtünme açısının 13° ve kohezyonunun 100 kN/m^2 olduğu belirlenmiştir. Ayrıca zeminin yüzeyden itibaren 10 m'den sonra sıkı bir yapıda olduğu ve yer altı suyu rastlanmadığı, ancak yağışlar sonrasında killi zeminin bünyesine su alması durumunda, stabilitesinin bozulması söz konusu olacağından mutlaka gerekli zemin stabilizasyonunun sağlanması gerektiği vurgulanmıştır. Bu bağlamda, kazı işlemi güvenli bir şekilde tamamlandıktan sonra temel tabanına sırasıyla 15 cm siltli kum, 15 cm orta-iri kum ve 60 cm kum çakıl malzeme serilip vibrasyonlu silindirle sıkıştırılması gerektiği önerilmiştir.



Şekil 69. Samsun ili İlkadım ilçesi 5000 m^3 hacmindeki dikdörtgen deponun yapısal özellikleri

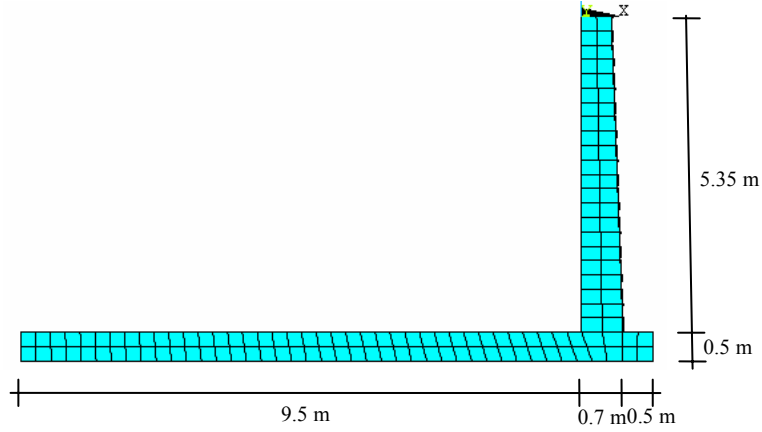


Şekil 70. Samsun ili İlkadım ilçesi 5000 m³ hacmindeki dikdörtgen depoya ait görüşler

2.4.4.2. Önerilen Sayısal Modeller

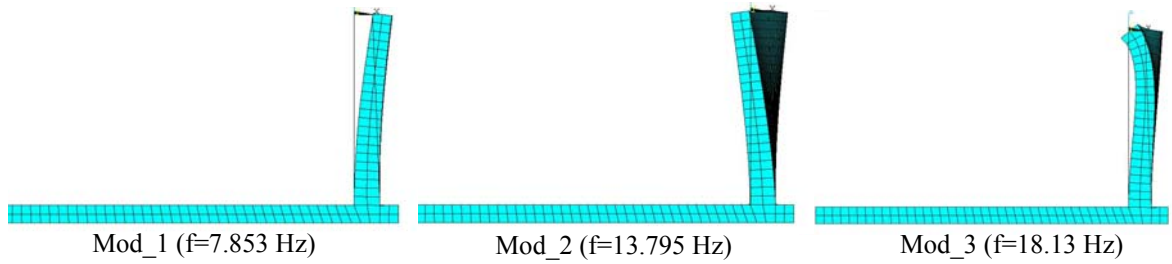
➤ Dış Duvar Sistemi Sayısal Modeli

Söz konusu sistemin sayısal modeli Şekil 71’de verilmektedir. Depo boş olduğundan ve dış duvarı herhangi bir dolgu etkisine maruz kalmadığından sadece dış duvar-temel sistemi katı elemanlarla modellenirken, çatıdan kaynaklanan kütleler en üst seviyede ek kütle olarak dikkate alınmaktadır.



Şekil 71. 5000 m³ hacmindeki dikdörtgen deponun dış duvarı için önerilen sonlu eleman modeli

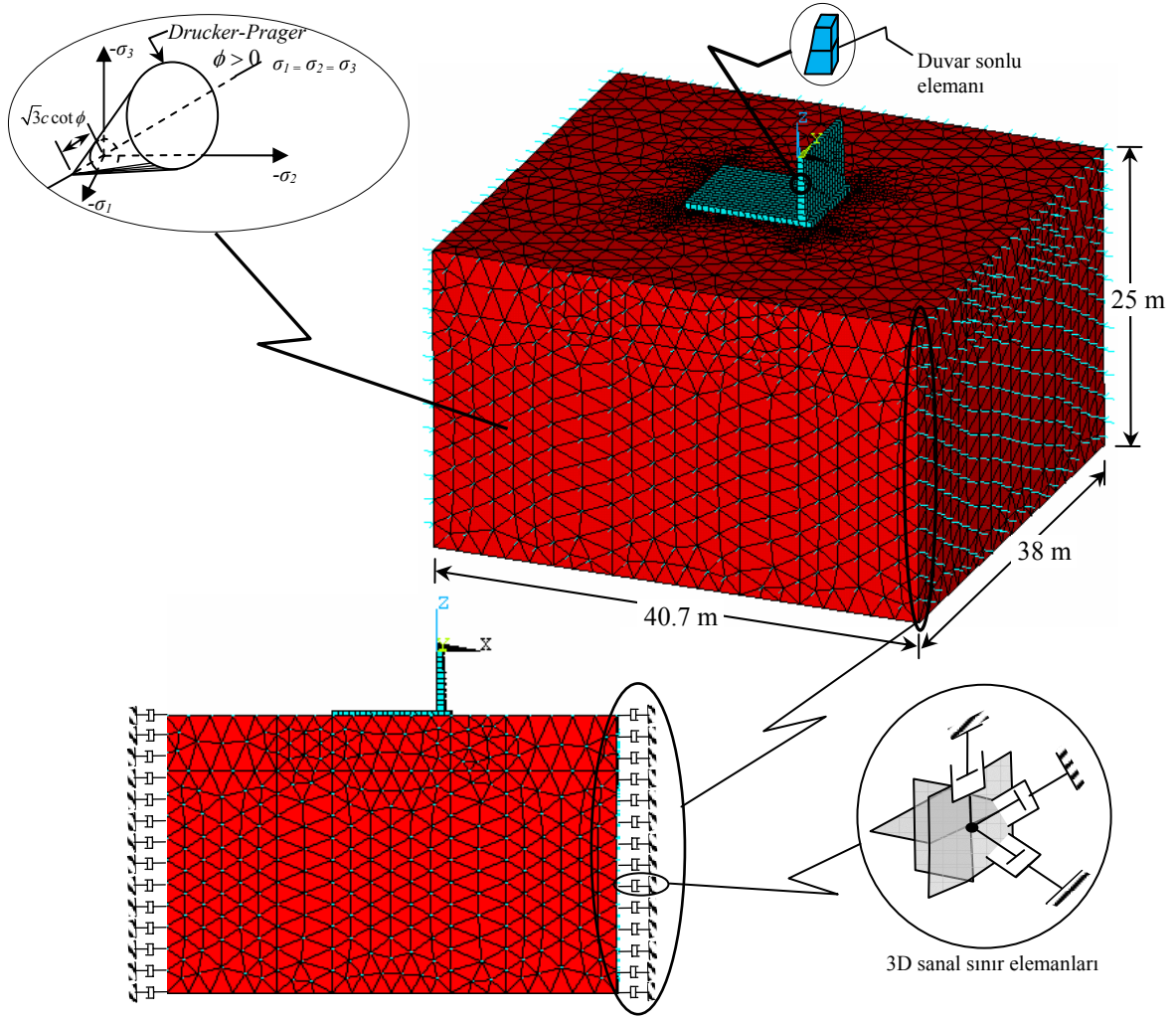
Şekil 71’de verilen sistemin çözümlenmesinden elde edilen mod şekilleri ve bu modlara ait frekans değerleri Şekil 72’de sunulmaktadır. Şekil 72’den görülebileceği gibi sistemin yapıya ait hakim olan birinci modunun frekansı 7.853 Hz olarak tespit edilmiştir. İncelenen sistemde dolgu ve sıvı etkisinin olmaması nedeniyle, sadece dış duvar sisteminin çözümünden elde edilen 1. moda ait etkin kütlelerin toplam kütleyle oranı %99 gibi oldukça yüksek bir oranda gerçekleşmekte ve hareketin 1. modla temsil edilmesi mümkün olmaktadır. Buna ek olarak Şekil 72’de burulma içeren modlar da verilmektedir.



Şekil 72. Dikdörtgen depo için sayısal modelle etkin kütlelere ve katılım faktörlerine bağlı olarak belirlenen modlar

➤ Dış Duvar-Temel/Zemin Sistemi Sayısal Modeli

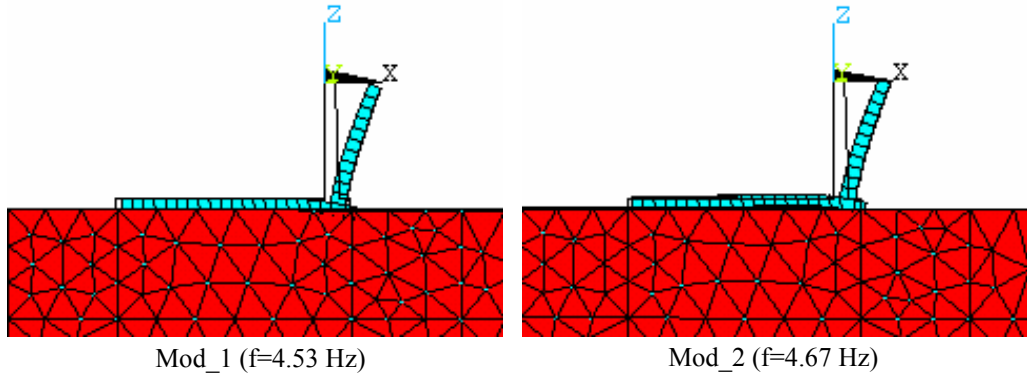
Temel/zemin sisteminin sayısal olarak modellenmesine ilişkin yaklaşım çalışmanın (2.1.2) bölümünde ifade edilmiştir. Bu depo için sıvı ve dolgu etkileşiminin olmamasından hareketle, dış duvar-temel/zemin sistemi için önerilen sonlu elemanlar modeli Şekil 73’de sunulmaktadır. Şekil 73’deki sistemin çözümlenmesinden elde edilen mod şekilleri ve bu modlara ait frekans değerleri; dikkate alınan S1, S2 ve S3 temel zemini koşulları için aşağıda ayrı ayrı verilmektedir.



Şekil 73. 5000 m³ hacmindeki dikdörtgen depo için önerilen dış duvar-temel/zemin etkileşimi sonlu eleman modeli

- S1 zemini koşullarında modal parametrelerin belirlenmesi

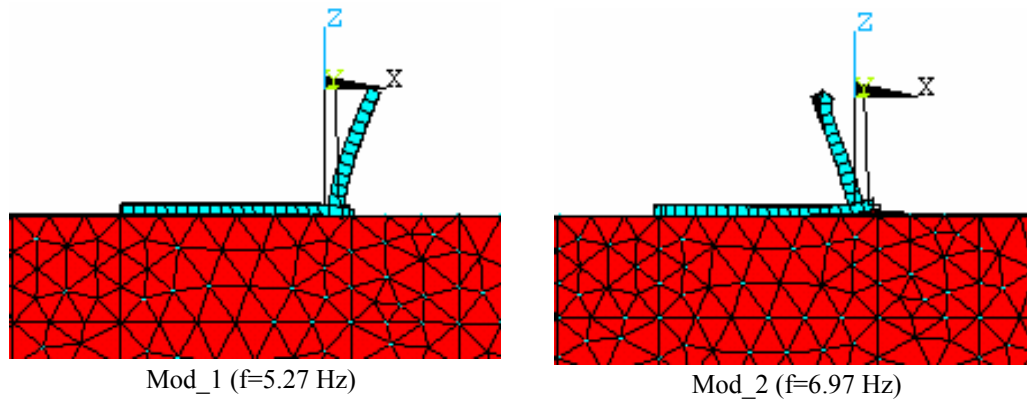
Şekil 73’de verilen sistemin S1 temel zemini koşullarında yapılan çözümlemesinden elde edilen mod şekilleri ve bu modlara ait frekans değerleri Şekil 74’de sunulmaktadır. Şekil 74’den görülebileceği üzere, sistemin yapıya ait hakim olan mod frekans değerleri 4.53 Hz ve 4.67 Hz olarak tespit edilmiştir. Burada dönme ve ötelenme serbestliklerini içeren bu modların frekans değerlerinin birbirine çok yakın olması ve söz konusu bu iki modun toplam kütlelerin yaklaşık %99’unu temsil etmesi nedeniyle, ankastre temel kabulünde tek mod ile temsil edilen hareket, zemin etkileşiminin devreye girmesi ile ancak iki mod ile ifade edilmektedir. Burada zemin nedeniyle meydana gelen ötelenme ve dönme serbestliklerinin bu davranış değişikliğine neden olduğunu belirtmek uygun olmaktadır.



Şekil 74. S1 zemini koşullarında dikdörtgen depo için sayısal modelle etkin kütlelere ve katılım faktörlerine bağlı olarak belirlenen modlar

- S2 zemini koşullarında modal parametrelerin belirlenmesi

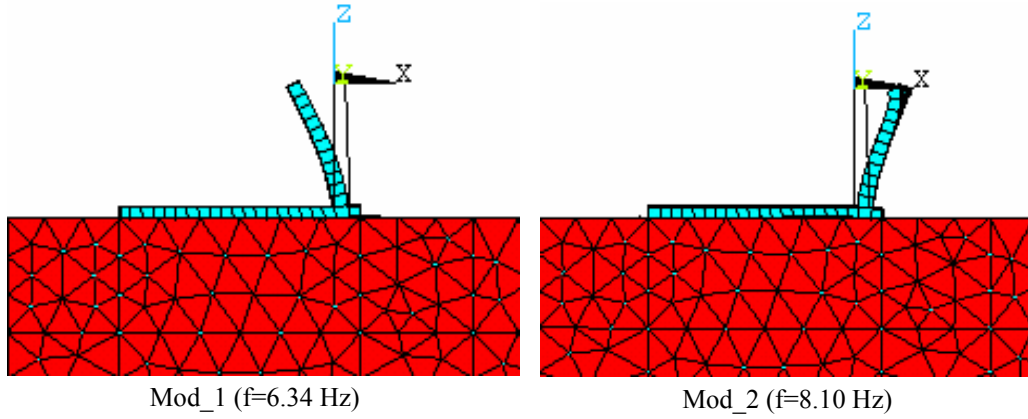
İnceleme konusu sistemin S2 temel zemini koşullarında yapılan çözümlemesinden elde edilen mod şekilleri ve bu modlara ait frekans değerleri Şekil 75’de sunulmaktadır. Şekil 75’den görülebileceği üzere, sistemin yapıya ait hakim olan birinci modunun frekansı 5.27 Hz olarak tespit edilirken, diğer modda bu değer 6.97 Hz olarak elde edilmiştir. Burada da dikkate alınan modlarla, toplam kütlelerin %99’u temsil edilmektedir.



Şekil 75. S2 zemini koşullarında dikdörtgen depo için sayısal modelle etkin kütlelere ve katılım faktörlerine bağlı olarak belirlenen modlar

- S3 zemini koşullarında modal parametrelerin belirlenmesi

Söz konusu sistemin S3 temel zemini koşullarında yapılan çözümlemesinden elde edilen mod şekilleri ve bu modlara ait frekans değerleri Şekil 76’da sunulmaktadır. Şekil 76’dan görülebileceği üzere, sistemin yapıya ait hakim olan birinci modunun frekansı 6.34 Hz olarak tespit edilirken, ikinci modda bu değer 8.10 Hz olarak elde edilmiştir.



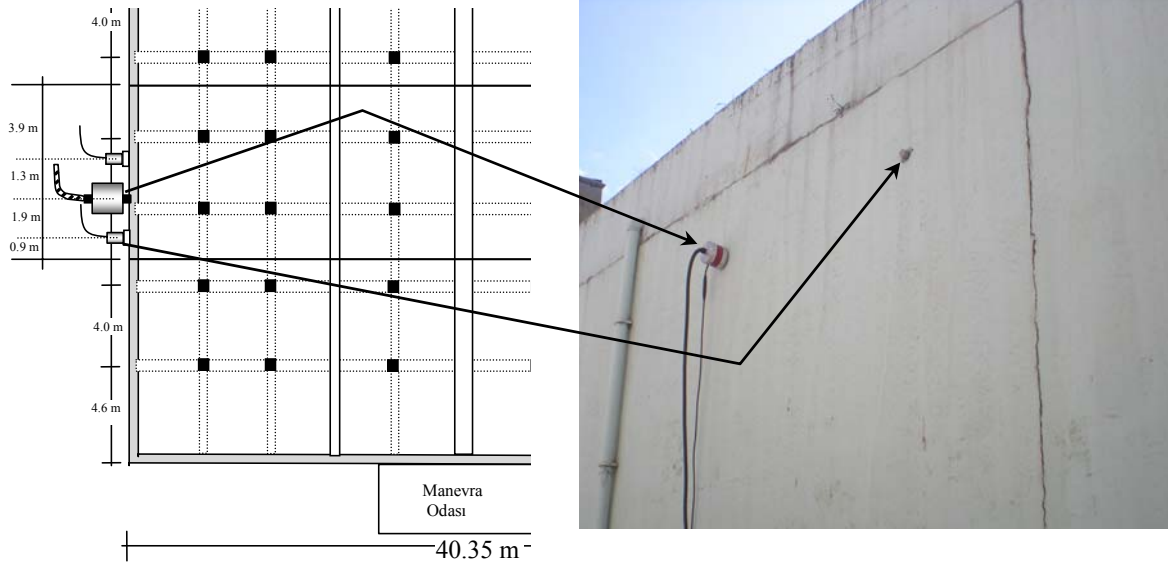
Şekil 76. S3 zemini koşullarında dikdörtgen depo için sayısal modelle etkin kütlelere ve katılım faktörlerine bağlı olarak belirlenen modlar

Daha önce de ifade edildiği gibi, sistemde dolgu etkileşiminin olmaması durumunda, zemin etkileşiminin yapı davranışı üzerindeki etkisinin artması bu örnekte de görülebilmektedir. Bayramışlar 10000 m³ hacmindeki depo için gerçekleştirilen incelemelerde de belirtildiği gibi, dolgunun olmaması S3 zemin türü için dahi baskın bir zemin etkileşimini görmemize neden olmuştu. Söz konusu bu sistem için de dolgu etkileşiminin olmaması, S3 türü zeminde buna benzer bir davranışın ortaya çıkmasına, fakat diğer dolgulu sistemlerden farklı bir eğilimin ortaya çıkmasına neden olmuştur. Halbuki dolgu etkileşiminin olduğu sistemlerde, S3 türü zemin ile ankastre taban koşulları arasında önemli bir farklılık gözlemlenmemiştir.

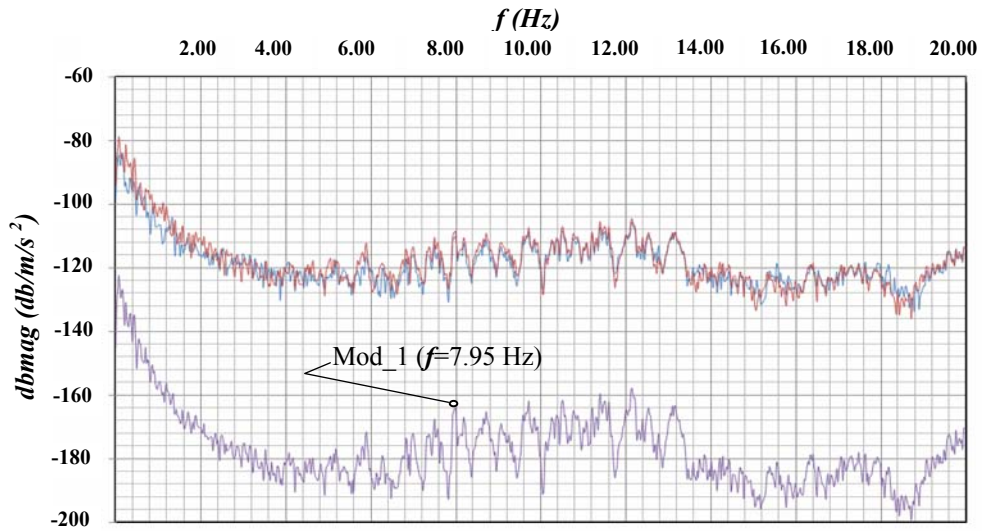
2.4.4.3. Depo İçin Gerçekleştirilen Testler

Deponun hakim modlarının hemen hepsini zorlayabilecek şekilde depo duvarı en üst seviyesine sarsıcı ve ivmeölçerler, hepsi orta ano içerisinde konumlanacak şekilde yerleştirilmiştir. Şekil 77'den görülebileceği gibi iki farklı ivmeölçer farklı noktalarda konumlandırılıp, her iki kanaldan duvarın normali doğrultusunda ayrı ayrı ölçümler alınarak test işlemi gerçekleştirilmiştir. Test işlemi sırasında sarsıcıya yükleme frekansı 20 Hz ile 5 kHz arasında değişen farklı formda yüklemeler yine duvar yüzeyinin normali doğrultusunda verilmiştir. Analizör tarafından alınan ölçümlerin değerlendirilmesi için frekans aralığı 0-10 Hz ve 0-20 Hz olmak üzere iki farklı şekilde seçilerek deneyler tekrarlanmıştır. Test işlemiyle ilgili diğer hususlar çalışmanın (2.4.1.4) bölümünde ifade

edildiği gibidir. Şekil 78’de 0-20 Hz frekans aralığı için elde edilen güç spektrumlarının her bir kanal için değişimleri ve arttırılmış aritmetik ortalamaları verilmektedir.



Şekil 77. Depoda gerçekleştirilen testten görünüm ve test düzeneğinin konumlandırılması



Şekil 78. 0-20 Hz frekans aralığı için iki farklı ivmeölçerden alınan ivme güç spektrumları ve bunların arttırılmış ortalamalarının frekansla değişimleri, ($f_{square}=20$ Hz)

Şekil 78'den görülebileceği gibi, gerekli filtreleme işlemleri gerçekleştirildikten sonra 0-20 Hz frekans aralığı için 7.95 Hz değerinde sisteme ait mod kolaylıkla tespit edilebilmektedir. Bütün ölçümler değerlendirildiğinde farklı kanallardan alınan ölçümlerin çakışması ölçümün güvenilirliğini desteklemektedir.

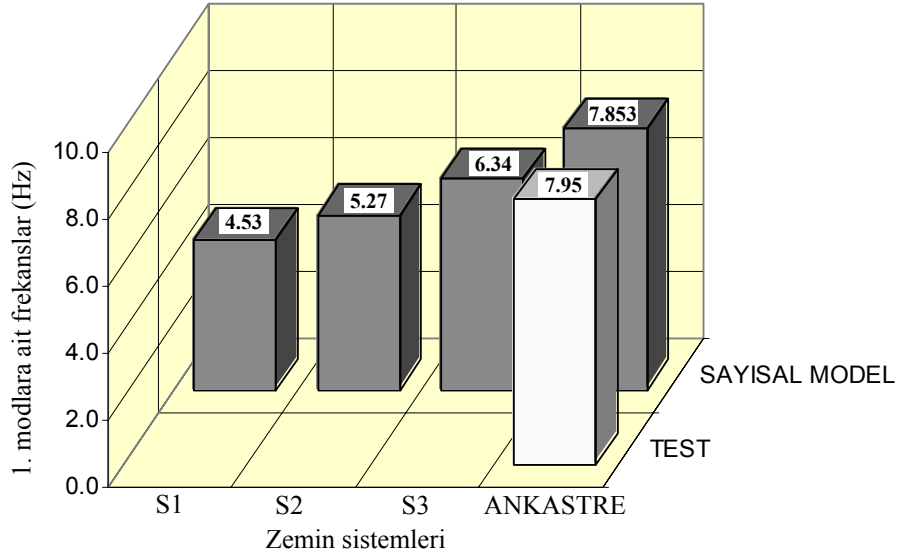
2.4.4.4. Önerilen Yöntem ve Test Sonuçlarının Karşılaştırılması

Çalışmaya konu edilen deponun, önceki depolardan farklı olarak dolgu ve sıvı kütlesi etkisinde olmadığı ifade edilmişti. Buradan hareketle, sadece yapı sistemine ait modları belirlemek amacıyla gerçekleştirilen testlerden elde edilen sonuçlarla, ankastre ve temel/zemin etkileşiminin dikkate alındığı koşullarda önerilen sayısal modellerden elde edilen sonuçlar karşılaştırmalı olarak Tablo 7'de verilmektedir.

Önerilen yöntemlerden elde edilen sonuçlarla, testlerden elde edilen sonuçlar bir bütün olarak değerlendirildiğinde, bu depo için, depo davranışını etkileyen temel zemini sisteminin ankastre sistem ile temsil edilebileceği söylenebilir. Ancak burada vurgulanması gereken bir husus da, bir önceki depoda da ifade edildiği gibi, temel/zemin etkileşiminin, dolgu etkisinin olmadığı depo sistemlerinde daha etkin olmak üzere, davranışı oldukça değiştirdiği ve daha az rijitliğe sahip zemin sistemleri üzerine inşa edilecek depo sistemleri için mutlak suretle göz önüne alınması gerekliliğidir. Ankastre sayısal modelin çözümünden elde edilen sonuç ile test sonucunun karşılaştırılmasından, sonuçların hemen hemen üst üste düştüğü ifade edilebilir. Zira yapı davranışı üzerinde önemli mertebede etkisi olduğu bilinen birinci moda ait değer tahmininde, ancak %1 gibi küçük bir farkın söz konusu olduğu görülmektedir.

Tablo 7. Önerilen modeller ile elde edilen modal sonuçlar ve test sonuçlarına göre hatalar

Mod No	Ankastre sayısal model	Temel/zemin etkileşimli sayısal model			Test	Ankastre sayısal model için test sonuçlarına göre hatalar (%)
		S1	S2	S3		
Salınım	---	---	---	---	---	---
1	7.853	4.53	5.27	6.34	7.95	1
2	13.795	4.67	6.97	8.10	---	---
3	18.13	---	---	---	---	---



Şekil 79. Zemin sistemlerine bağlı olarak önerilen sayısal modellerden ve testten elde edilen 1. moda ait frekans değerleri

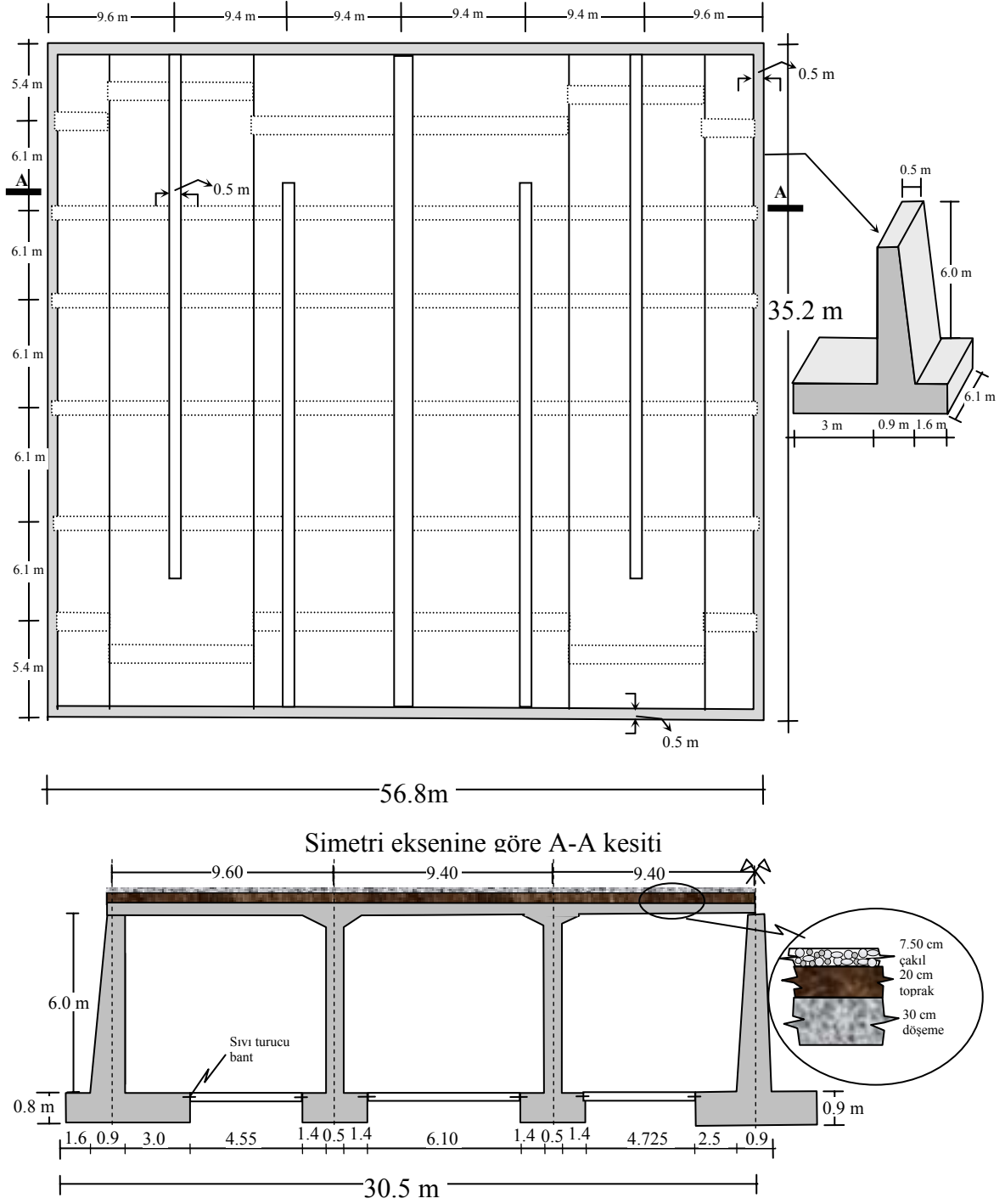
Şekil 79’da verilen zemin koşullarına bağlı olarak, sayısal modelden birinci moda ait elde edilen sonuçlar kendi aralarında karşılaştırıldığında, birçok mod arasından seçilen ve sistem davranışını temsil edebilmesi bakımından yeterli görülen modlar için, artan temel zemini rijitliğiyle mod frekans değerlerinin arttığı ve ankastre sistem çözümünden elde edilen değerlere yaklaştığı görülebilir. Örneğin; S1 zemini koşullarında 4.53 Hz olarak hesaplanan frekans değeri, ankastre sistem için yaklaşık %73’lük bir artışla 7.853 Hz olarak elde edilmektedir.

2.4.5. Atakum 10000 m³ Hacmindeki Depo İçin Gerçekleştirilen Çalışmalar

2000 yılında projelendirilip DSİ kontrolörlüğünde inşa edilmiş olan Samsun ili Atakum 10000 m³ hacmindeki su deposuna ilişkin yapısal özellikler, uygulama projelerinden ve depo yerinde yapılan incelemeler ile ölçümlerden elde edilmiştir. Depo testlerin gerçekleştirildiği esnada işletmede olmadığından boş depo koşullarında çalışmalar gerçekleştirilmiştir.

2.4.5.1. Depoya Ait Özellikler ve Hizmet Geçmişi

İncelemeye konu olan depo, dikdörtgen plan geometrisine sahip iki ana bölmeden ve her ana bölme de üç tali bölmeden meydana gelen prizmatik depo olarak projelendirilmiş tip uygulamalardan bir örnektir. Yapılan incelemeler neticesinde, depo dış duvarının 6 m yüksekliğe ve yükseklik boyunca tepede 50 cm'den, temel seviyesinde 90 cm'ye ulaşan bir kalınlığa sahip olduğu tespit edilmiştir. Bunlara ek olarak çalkantı etkilerine mani olmak amacıyla tasarlanan ve ana bölmeleri üçe ayıran ara bölme duvarların 50 cm kalınlığa sahip olduğu, depo çatı döşemesi kalınlığının 30 cm olduğu ve çatı döşemesi üzerinde 27.5 cm'lik bir çatı örtüsü bulunduğu yapılan incelemelerden tespit edilmiştir. Yapısal boyutlara ait diğer özellikler Şekil 80'de sunulmaktadır. Ayrıca Şekil 81'de görüldüğü üzere, testlerin gerçekleştirildiği depo dış duvarının 2.2 m'lik kısmının tamamen gömülü olması nedeniyle, modelleme çalışmalarında deponun boş olduğu ve kısmen dolgu etkisinin mevcut olduğu durum dikkate alınarak incelemeler gerçekleştirilmiştir. Çözümlemelerde yapıya ait elastisite modülü $E=28000$ MPa, Poisson oranı $\nu = 0.20$ ve birim hacim ağırlık 25 kN/m^3 olarak dikkate alınmıştır. Ayrıca literatür (Bowles, 1996; Bardet, 1997; Barnes, 2001) incelemesinden ve arazi gözlemlerinden elde edilen bilgiler ışığında, dolgu zeminine ait elastisite modülü $E=50$ MPa, Poisson oranı $\nu = 0.30$, birim hacim ağırlık 19 kN/m^3 olarak dikkate alınmıştır. Burada bir kez daha belirtilmesi gereken önemli bir husus, zemin türlerine bağlı olarak mekanik özelliklerin farklılıklar gösterebileceği ve analiz sonuçlarında buna bağlı değişiklikler olabileceğidir. Tüm bunlara ek olarak, çalışma kapsamında önerilen analitik modellerin esas olarak depo üst yüzeyinden belirli bir eğimle yer seviyesine kadar inen bir sistemi idealize ettiği daha önce vurgulanmıştı. Dolayısıyla inceleme konusu bu depo gibi, bir kısmı tamamen zemin içerisine gömülü, bir kısmı ise açıkta olan sistemler için bu modelleri kullanmak hata oranlarının artmasına neden olabileceğinden, bu depo için sadece sayısal ve deneysel çalışmalara ilişkin hususlar verilmiştir.



Şekil 80. Samsun ili Atakum 10000 m³ hacmindeki dikdörtgen deponun yapısal özellikleri

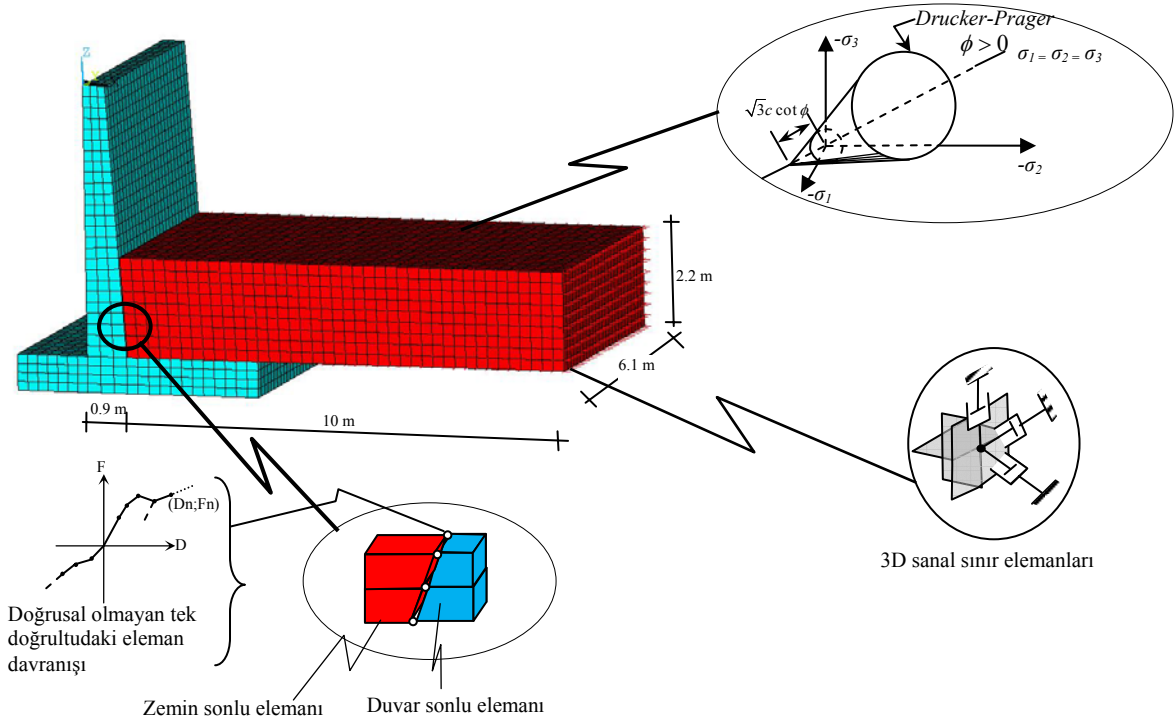


Şekil 81. Samsun ili Atakum 10000 m³ hacmindeki dikdörtgen depoya ait görüşler

2.4.5.2. Önerilen Sayısal Modeller

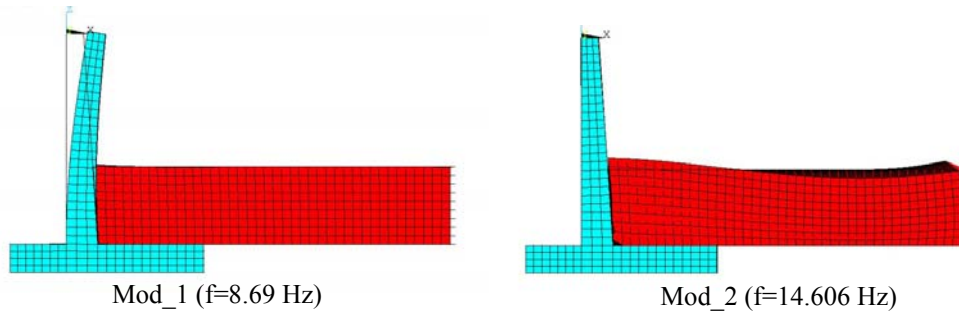
➤ Dolgu-Dış Duvar Sistemi Sayısal Modeli

Sistemin sayısal modeli Şekil 82'de verilmektedir. Depo boş olduğundan sadece dış duvar ve gömülme etkisinden kaynaklanan dolgu sistemi katı elemanlarla modellenirken çatıdan kaynaklanan kütleler, en üst seviyede ek kütle olarak dikkate alınmaktadır.



Şekil 82. 10000 m³ hacmindeki dikdörtgen depo için önerilen dolgu-dış duvar etkileşimi sonlu eleman modeli

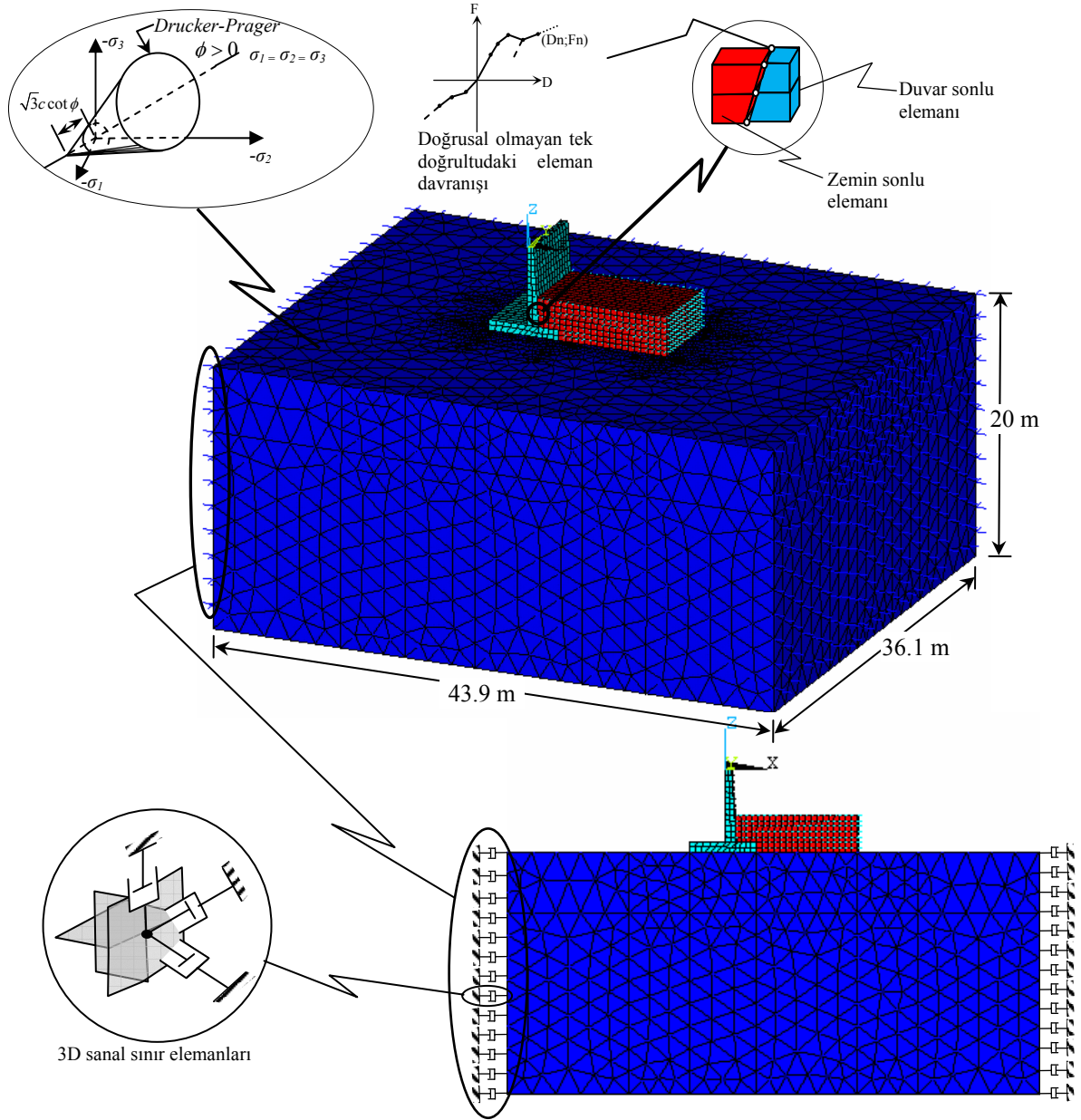
Şekil 82’de verilen sistemin çözümlenmesinden elde edilen mod şekilleri ve bu modlara ait frekans değerleri Şekil 83’de sunulmaktadır. Şekil 83’den görüldüğü gibi, sistemin yapıya ait hakim olan birinci modunun frekansı 8.69 Hz olarak tespit edilmiştir. Yapılan çözümlene sonucunda yapıya ait 1. mod dışında bir mod tespit edilmemiş ve 1.mod ile toplam kütle için yaklaşık %99’unun temsil edildiği görülmüştür. Şekildeki ikinci modun ise zemine ait bir mod olduğu görülmektedir.



Şekil 83. Dikdörtgen depo için sayısal modelle etkin kütlelere ve katılım faktörlerine bağlı olarak belirlenen modlar

➤ Dolgu-Dış Duvar-Temel/Zemin Sistemi Sayısal Modeli

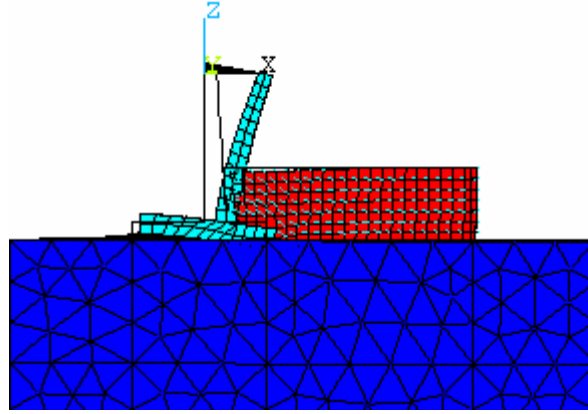
Temel/zemin sisteminin sayısal olarak modellenmesine ilişkin yaklaşım ayrıntılı bir şekilde çalışmanın (2.1.2) bölümünde ifade edilmişti. Bu depo için sıvı etkileşiminin olmamasından hareketle, dolgu-dış duvar-temel/zemin sistemi için önerilen sonlu elemanlar modeli Şekil 84’de sunulmaktadır. Şekil 84’deki sistemin çözümlenmesinden elde edilen mod şekilleri ve bu modlara ait frekans değerleri; dikkate alınan S1, S2 ve S3 temel zemini koşulları için aşağıda ayrı ayrı verilmektedir.



Şekil 84. 10000 m³ hacmindeki dikdörtgen depo için önerilen dolgu-dış duvar-temel/zemin etkileşimi sonlu eleman modeli

- S1 zemini koşullarında modal parametrelerin belirlenmesi

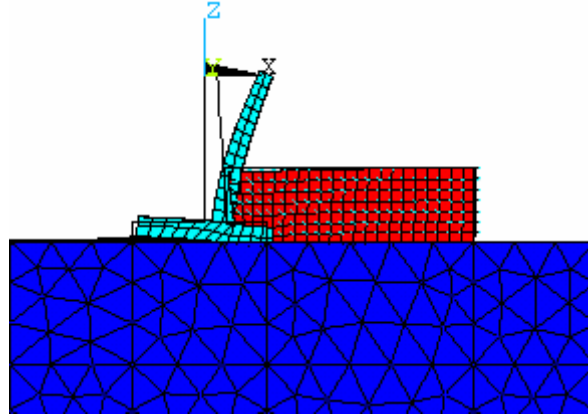
Sistemin S1 temel zemini koşullarında çözümlenmesinden elde edilen mod şekli ve bu moda ait frekans değeri Şekil 85’de sunulmaktadır. Şekil 85’den görülebileceği üzere, sistemin yapıya ait hakim olan birinci modunun frekansı 5.62 Hz olarak tespit edilmiştir.

Mod_1 ($f=5.62$ Hz)

Şekil 85. S1 zemini koşullarında dikdörtgen depo için sayısal modelle etkin kütlelere ve katılım faktörlerine bağlı olarak belirlenen mod

- S2 zemini koşullarında modal parametrelerin belirlenmesi

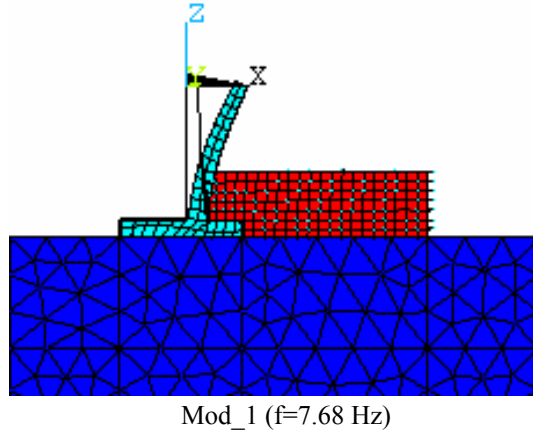
Söz konusu sistemin S2 temel zemini koşullarında çözümlenmesinden elde edilen mod şekli ve bu moda ait frekans değeri Şekil 86’de sunulmaktadır. Şekil 86’den görülebileceği üzere, sistemin yapıya ait hakim olan birinci modunun frekansı 6.52 Hz olarak tespit edilmiştir.

Mod_1 ($f=6.52$ Hz)

Şekil 86. S2 zemini koşullarında dikdörtgen depo için sayısal modelle etkin kütlelere ve katılım faktörlerine bağlı olarak belirlenen mod

- S3 zemini koşullarında modal parametrelerin belirlenmesi

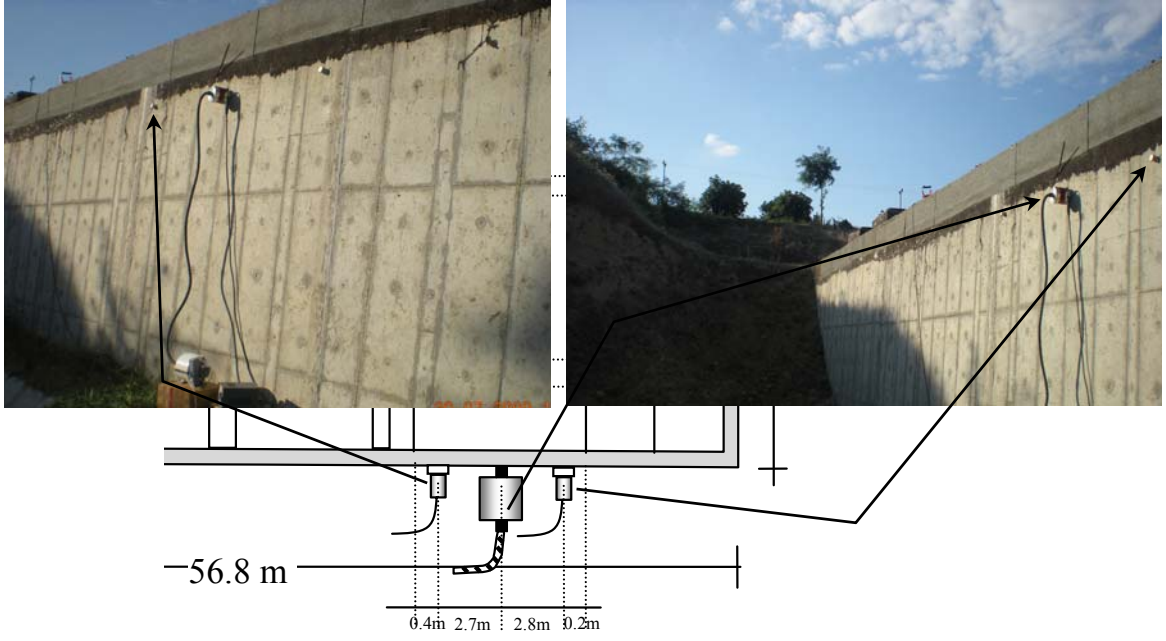
İncelemeye konu edilen sistemin S3 temel zemini koşullarında çözümlenmesinden elde edilen mod şekli ve bu moda ait frekans değeri Şekil 87’de sunulmaktadır. Şekil 87’de görüldüğü gibi, sistemin yapıya ait hakim olan birinci modunun frekansı 7.68 Hz olarak tespit edilmiştir.



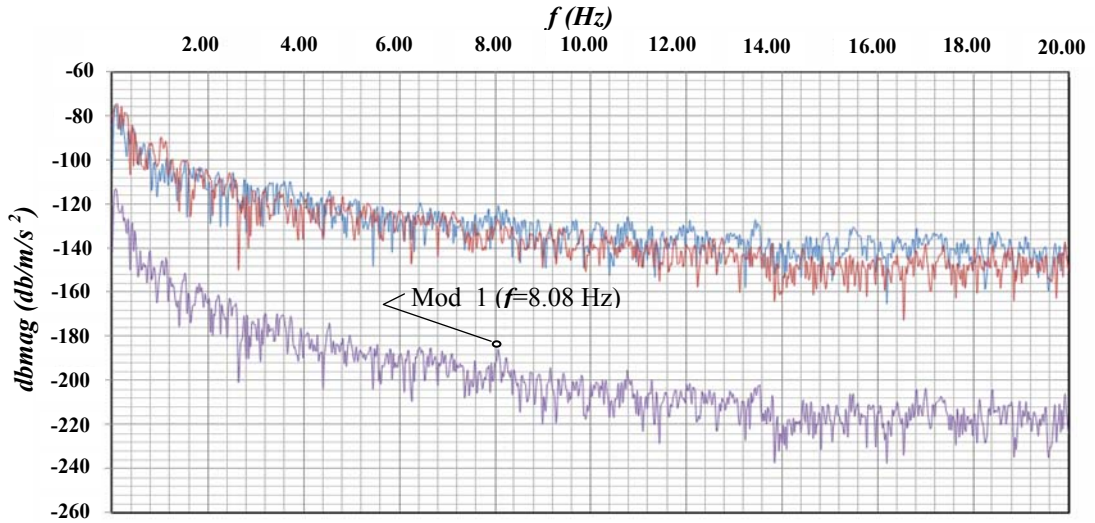
Şekil 87. S3 zemini koşullarında dikdörtgen depo için sayısal modelle etkin kütlelere ve katılım faktörlerine bağlı olarak belirlenen mod

2.4.5.3. Depo İçin Gerçekleştirilen Testler

Deponun hakim modlarının hemen hepsini zorlayabilecek şekilde depo duvarı en üst seviyesine sarsıcı ve ivmeölçerler yerleştirilmiştir. Şekil 88’den görülebileceği gibi iki farklı ivmeölçer farklı noktalarda konumlandırılıp, her iki kanaldan duvarın normaline doğrultusunda ayrı ayrı ölçümler alınarak test işlemi gerçekleştirilmiştir. Test işlemi sırasında sarsıcıya yükleme frekansı 20 Hz ile 5 kHz arasında değişen farklı formda yüklemeler yine duvar yüzeyinin normaline doğrultusunda verilmiştir. Test işlemiyle ilgili diğer hususlar çalışmanın (2.4.1.4) bölümünde ifade edildiği gibidir. Şekil 89’da 0-20 Hz frekans aralığı için elde edilen güç spektrumlarının her bir kanal için değişimleri ve artırılmış aritmetik ortalamaları verilmektedir.



Şekil 88. Depoda gerçekleştirilen testten görünüm ve test düzeneğinin konumlandırılması



Şekil 89. 0-20 Hz frekans aralığı için iki farklı ivmeölçerden alınan ivme güç spektrumları ve bunların arttırılmış ortalamalarının frekansla değişimleri, ($f_{sin}=100$ Hz)

Şekil 89'dan görülebileceği gibi, gerekli filtreleme işlemleri gerçekleştirildikten sonra 0-20 Hz frekans aralığı için 8.08 Hz değerinde sisteme ait mod kolaylıkla tespit edilebilmektedir. Bütün ölçümler değerlendirildiğinde farklı kanallardan alınan ölçümlerin çakışması ölçümün güvenilirliğini desteklemektedir.

2.4.5.4. Önerilen Yöntem ve Test Sonuçlarının Karşılaştırılması

Çalışmaya konu edilen deponun, önceki depolardan farklı olarak, sıvı etkisinde olmadığı ve kısmen dolgu etkisinde olduğu daha önce de ifade edilmişti. Buradan hareketle, incelenen sisteme ait modları belirlemek maksadıyla gerçekleştirilen testlerden elde edilen sonuçlarla, ankastre ve temel/zemin etkileşiminin dikkate alındığı koşullarda önerilen sayısal modellerden elde edilen sonuçlar karşılaştırmalı olarak Tablo 8’de verilmektedir. Tablo 8’den görülebileceği gibi, söz konusu sistem için sayısal ve deneysel çalışmalardan tespit edilebilen birinci moda ait frekans değerleri karşılaştırılmaktadır.

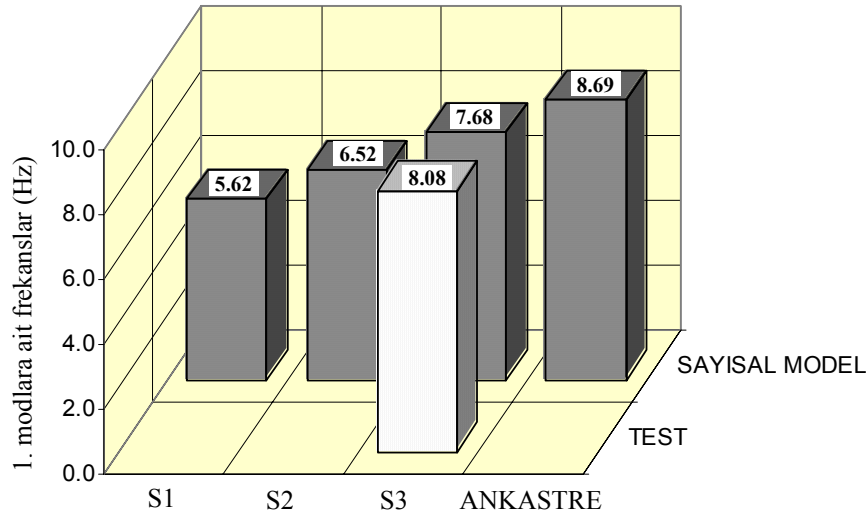
Tablo 8. Önerilen modeller ile elde edilen modal sonuçlar ve test sonuçlarına göre hatalar

Mod No	Ankastre sayısal model	Temel/zemin etkileşimli sayısal model			Test	S3 zemini koşullarında sayısal model için test sonuçlarına göre hatalar (%)
		S1	S2	S3		
Salınım	---	---	---	---	---	---
1	8.69	5.62	6.52	7.68	8.08	5

Önerilen yöntemlerden elde edilen sonuçlarla, testlerden elde edilen sonuçlar bir bütün olarak değerlendirildiğinde, bu depo için, depo davranışını etkileyen temel zemini rijitliğinin, S3 zemin sistemi ile ankastre sistem koşulları arasında olduğu ve söz konusu zeminin S3 zemin sistemiyle temsil edilebileceği söylenebilir. Ancak zemin rijitliğinin değişimi nedeniyle elde edilen sonuçlar arasındaki farklılıklar, davranış farklılıklarına işaret ettiğinden, nispeten daha az rijitliğe sahip zemin sistemleri üzerine inşa edilecek depo sistemleri için temel/zemin etkileşimlerinin mutlaka dikkate alınması gerekmektedir. S3 zemini koşullarında sayısal modelin çözümünden elde edilen sonuç ile test sonucunun karşılaştırılmasından, yapı davranışı üzerinde önemli mertebede etkisi olduğu bilinen birinci moda ait değer tahmininde, ancak %5 gibi bir farkın söz konusu olduğu görülmektedir.

Şekil 90’da verilen zemin koşullarına bağlı olarak, sayısal modelden birinci moda ait elde edilen sonuçlar kendi aralarında karşılaştırıldığında, çok sayıda mod arasından seçilen ve sistem davranışını temsil edebilmesi bakımından yeterli görülen modlar için, artan temel zemini rijitliğiyle, beklendiği üzere mod frekans değerlerinin arttığı ve ankastre sistem

çözümünden elde edilen değerlere yaklaştığı görülebilir. Örneğin; S1 zemini koşullarında 5.62 Hz olarak hesaplanan frekans değeri, ankastre sistem için yaklaşık %55'lik bir artışla 8.69 Hz olarak elde edilmektedir. Sonuç olarak, %5 gibi küçük bir hata oranının, böylesine karmaşık ve modellenmesi oldukça zor olan zemin etkileşim problemlerini değerlendirebilen bu modeller için mühendislik öngörüsü ve hesapları açısından ihmal edilebilir seviyelerde olduğu kolaylıkla söylenebilir.



Şekil 90. Zemin sistemlerine bağlı olarak önerilen sayısal modellerden ve testten elde edilen 1. moda ait frekans değerleri

2.5. Depo Sistemlerinin Deprem Davranışlarının Değerlendirilmesi

İncelemeye konu olan beş adet depo sistemi için, ankastre ve temel/zemin etkileşiminin dikkate alındığı koşullarda, önerilen analitik ve sayısal modellere ilişkin yaklaşımlar ve ayrıntılı bilgiler çalışmanın (2.1) ve (2.2) bölümlerinde ifade edilmiş ve depo sistemlerine ait modal çözümler gerçekleştirilerek önerilen modellerin geçerlilikleri ve kullanılabilirlikleri araştırılmıştır. Önerilen modeller, depo sistemlerinin deprem davranışlarının belirlenebilmesi için kullanılabilir durumdadır. Buradan hareketle çalışmanın bu bölümünde, inceleme konusu depo sistemlerinin deprem davranışları geliştirilen sayısal modeller vasıtasıyla incelenmektedir. Oluşturulan bu sayısal modeller için gerçekleştirilen çözümlerde, ANSYS paket programından yararlanılarak zaman ortamında doğrudan integrasyon yöntemlerinden Newmark yaklaşımı kullanılmıştır. Bu çözümlerde sistemin sönümü Rayleigh sönümü ile temsil edilmiştir.

Geliştirilen tüm sayısal modellere ait çözümlerinde yer hareketi olarak 1999 Kocaeli depremi Yarımca kaydı Kuzey-Güney bileşeni dikkate alınarak zaman tanım alanında hesaplamalar gerçekleştirilmiştir. Gerçekleştirilen çözümlerden, en büyük yatay yerdeğiştirmeler, sıvı salınım yerdeğiştirmeleri ve depo duvarındaki kritik kesitlerde meydana gelen gerilmeler ile bu tepkilerin gerçekleşme zamanları elde edilmiştir.

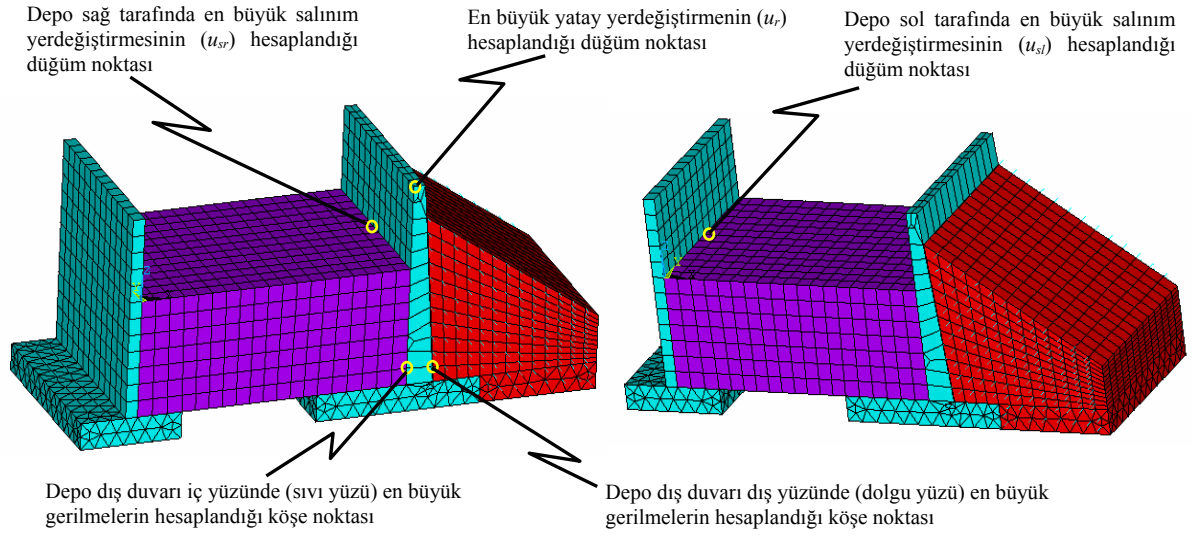
2.5.1. Canik Deposu Deprem Davranışının Değerlendirilmesi

Canik deposu için, çalışmanın (2.1) ve (2.2) bölümlerinde ayrıntılı olarak sunulmuş olan yaklaşımlar kullanılarak gerçekleştirilen modeller yardımıyla, ankastre ve üç farklı temel zemini koşulu dikkate alınarak, toplam dört adet çözümlere gerçekleştirilmiştir. Bu çözümlerden elde edilen en büyük yatay yerdeğiştirmeler, sıvı salınım yerdeğiştirmeleri ve depo duvarındaki kritik kesitlerde meydana gelen gerilmeler ile bu tepkilerin gerçekleşme zamanları Tablo 9’da verilmektedir. En büyük tepkilerin elde edildiği düğüm noktaları da Şekil 91’de görülmektedir.

Tablo 9. Canik deposu için elde edilen en büyük yerdeğiştirmeler ve kritik kesitlerdeki gerilmeler ile bu tepkilerin gerçekleşme zamanları

Model Adı	CANİK S1		CANİK S2		CANİK S3		CANİK ANKASTRE	
	t(s)	Değer	t(s)	Değer	t(s)	Değer	t(s)	Değer
u_r (m)	4.8	0.0043	9.7	-0.0015	4.95	0.0008	4.95	0.0014
u_{sl} (m)	5.0	0.6269	4.95	0.5813	4.9	0.5547	4.9	0.5236
u_{sr} (m)	4.95	-0.6192	4.95	-0.5764	4.9	-0.5530	4.9	-0.5214
S_z (dış köşe) (MPa)	5.0	1.4819	4.95	0.8729	4.95	-0.3423	9.0	-1.0815
S_y (dış köşe) (MPa)	5.0	0.1644	4.95	0.1031	5.0	-0.0167	9.0	-0.0656
S_x (dış köşe) (MPa)	5.35	0.1105	5.3	0.0578	5.5	-0.0129	9.0	0.0104
S_z (dış orta) (MPa)	5.0	1.1183	4.95	0.5630	4.95	-0.5068	9.0	-1.1853
S_y (dış orta) (MPa)	5.0	0.3345	4.95	0.2109	5.0	-0.0408	9.0	-0.2191
S_x (dış orta) (MPa)	5.35	0.0903	5.35	0.0380	5.3	-0.0273	4.9	-0.0054
S_z (iç köşe) (MPa)	5.0	-1.4349	4.95	-0.8850	4.95	0.2763	9.0	1.0364
S_y (iç köşe) (MPa)	4.95	-0.0298	4.95	-0.0233	5.2	-0.0022	4.95	0.0168
S_x (iç köşe) (MPa)	5.4	0.0542	5.45	0.0193	5.3	-0.0299	9.0	-0.0135
S_z (iç orta) (MPa)	5.0	-1.0661	4.95	-0.5147	4.95	0.5294	9.0	1.1777
S_y (iç orta) (MPa)	5.0	-0.2967	4.95	-0.1890	5.0	0.0434	9.0	0.2249
S_x (iç orta) (MPa)	5.35	0.0859	5.35	0.0358	5.3	-0.0269	4.9	-0.0029

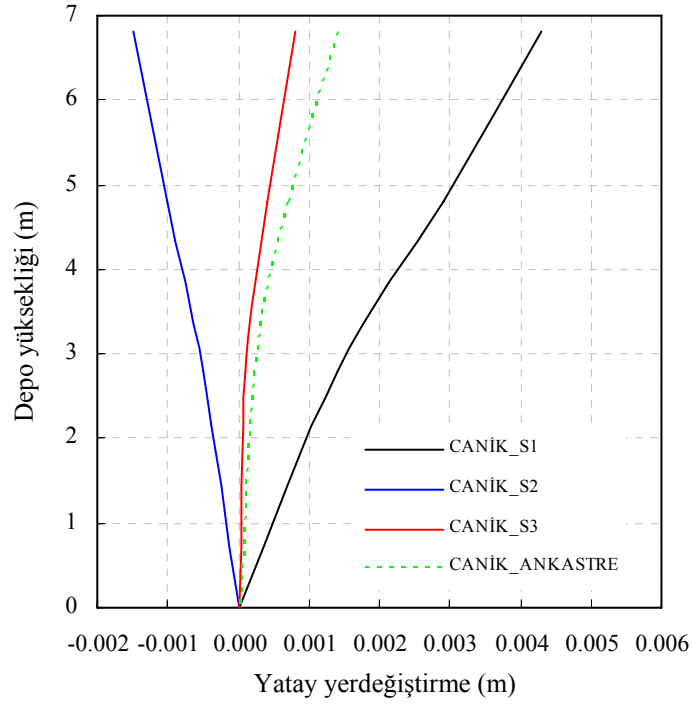
u_r : Dış duvara ait en üst seviyedeki yatay yerdeğiştirme; u_{sl} ve u_{sr} : Deponun her iki yüzünde sıvıya ait en büyük salınım yerdeğiştirmeleri; S_z , S_y , S_x (dış köşe): Dolgu yüzünde dış duvar köşe noktasında z, y ve x doğrultularındaki en büyük gerilmeler; S_z , S_y , S_x (dış orta): Dolgu yüzünde dış duvar orta noktasında z, y ve x doğrultularındaki en büyük gerilmeler; S_z , S_y , S_x (iç köşe): Sıvı yüzünde dış duvar köşe noktasında z, y ve x doğrultularındaki en büyük gerilmeler; S_z , S_y , S_x (iç orta): Sıvı yüzünde dış duvar orta noktasında z, y ve x doğrultularındaki en büyük gerilmeler



Şekil 91. Çözümlemeler sonucu en büyük tepkilerin elde edildiği düğüm noktaları

- Yatay yerdeğiştirmeler

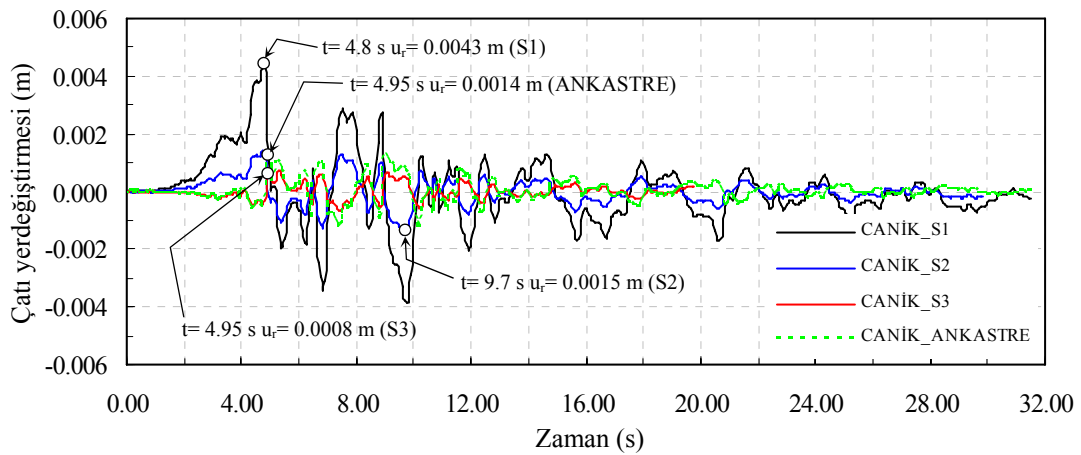
İnceleme konusu dikdörtgen depo için gerçekleştirilen dinamik analizler sonucunda; S1, S2, S3 temel zemini ve ankastre taban koşullarında yatay yerdeğiştirmelerin depo dış duvarı yüksekliği boyunca değişimleri Şekil 92’de, söz konusu bu zemin koşullarında yatay yerdeğiştirmelerin zamanla değişimleri Şekil 93’de verilmektedir. Burada duvar yüksekliği boyunca verilen yerdeğiştirmeler, depo duvarı temel seviyesine göre hesaplanan görelî yerdeğiştirmeleri temsil etmektedir. Şekil 92’deki depo dış duvarı yüksekliği boyunca değişimler incelendiğinde, ankastre kabul ile zemin etkileşiminin varlığının kabulünün depo duvarı davranışını farklı şekilde etkileyebildikleri görülmektedir. Burada incelenilen depo duvarının rijitliğinin zemin sistemi rijitliğine oranı da davranış etkileyen bir parametre olarak karşımıza çıkmaktadır. Zemin rijitliğinin azalmasına bağlı olarak, temeldeki dönme ve ötelenme etkilerinin daha baskın bir şekilde ortaya çıktığı ve yerdeğiştirmelerin yön değişirmelerine neden olduğu Şekil 92’den açıkça görülmektedir. Özellikle zemin rijitliğinin azalmasıyla, duvardaki yerdeğiştirmelerin artma ya da yön değişirme eğiliminde oldukları da yine burada yapılan karşılaştırmalardan gözlemlenmektedir.



Şekil 92. Depo dış duvarındaki yatay yerdeğiştirmelerin depo yüksekliği boyunca değişimleri

Şekil 93'deki depo çatı yerdeğiştirmelerinin zamanla değişimleri incelendiğinde, en büyük çatı yerdeğiştirmesi, diğer zemin koşullarına göre daha az rijitliğe sahip S1 zemini koşullarında, 4.8 s'de 0.0043 m olarak gerçekleşirken, söz konusu bu tepki S3 zemini koşullarında yaklaşık %81 oranında azalarak 4.95 s'de 0.0008 m olarak gerçekleşmektedir. Diğer taraftan dikkate alınan zemin sistemlerinin etkileşim nedeniyle davranışı tamamen değiştirebilecekleri de burada elde edilen sonuçlardan gözlemlenmektedir. Şekil 93'den görülebileceği gibi, S2 türü zemin dikkate alındığında diğer iki zemin türü ve ankastre çözümden oldukça farklı bir tepki elde edilmekte ve en büyük tepkinin gerçekleşme zamanı ile tepkinin zamanla değişiminin farklılığı dikkat çekmektedir. Burada vurgulamak gerekir ki; zemin sistemine ait özelliklerin her yönüyle gerçekçi ve net olarak tespiti, zeminin karmaşık ve heterojen bir yapıya sahip olması nedeniyle, tam manasıyla mümkün olamamaktadır. Zemin davranışları açısından da, iri daneli zeminlerde genel olarak boşluk oranı, ince daneli zeminlerde ise plastisite çok önemli parametreler olmakta ve bu parametreler derinlikle ve yatay doğrultuda değişebilir nitelikte olduğundan, zeminler farklı noktalarda farklı davranışlar sergileyebilmektedir. Ayrıca zeminlerin doğrusal olmayan davranışı da söz konusu olduğundan, zemin mekanik özelliklerinin hem doğrusal hem de doğrusal olmayan durumlar için ayrı ayrı belirlenmesi gerekmektedir. Bunlara ek

olarak, kum türü zeminlerde, elastisite modülünün su içeriğinden, dane boyutundan ve poroziteden çok fazla etkilenmediği, fakat killerin elastisite modülünün adı geçen parametrelere önemli derecede bağlı olduğu da bilinmektedir (Barkan, 1962). Bu bağlamda, inceleme konusu olan dikdörtgen depoların da boyutlarının oldukça büyük olması, etkileşim problemlerinde oldukça büyük temel zemini hacimlerinin dikkate alınmasını gerektirdiğinden zemin ortamda farklı fiziksel ve mekanik özelliklerin elde edilebilmesi kaçınılmaz olmaktadır. Buradan hareketle, etkileşimin değerlendirilmesinde zeminin mekanik özelliklerinin belirli bir aralıkta değerlendirilip, çözümlenmelerden elde edilen tüm sonuçlar göz önüne alınarak tasarımın gerçekleştirilmesinin daha emniyetli sonuçlar vereceği ifade edilebilir. Tüm bunlara ek olarak depo dış duvarının önemli bir rijitliğe sahip olması nedeniyle, elde edilen bu yerdeğiştirme tepkilerinin küçük mertebelerde gerçekleştiği söylenebilir, fakat bu yapıların sıvı depolamaları ve sızdırmazlık konusunda hassas tasarlanmaları nedeniyle yerdeğiştirme duyarlı yapılar oldukları ve burada dikkate alınan zemin koşullarından daha kötü zemin koşulları ile karşılaşılabilen düşüldüğünde, bu tepkilerin tasarımda mutlaka dikkate alınması gerektiği de göz ardı edilmemelidir.

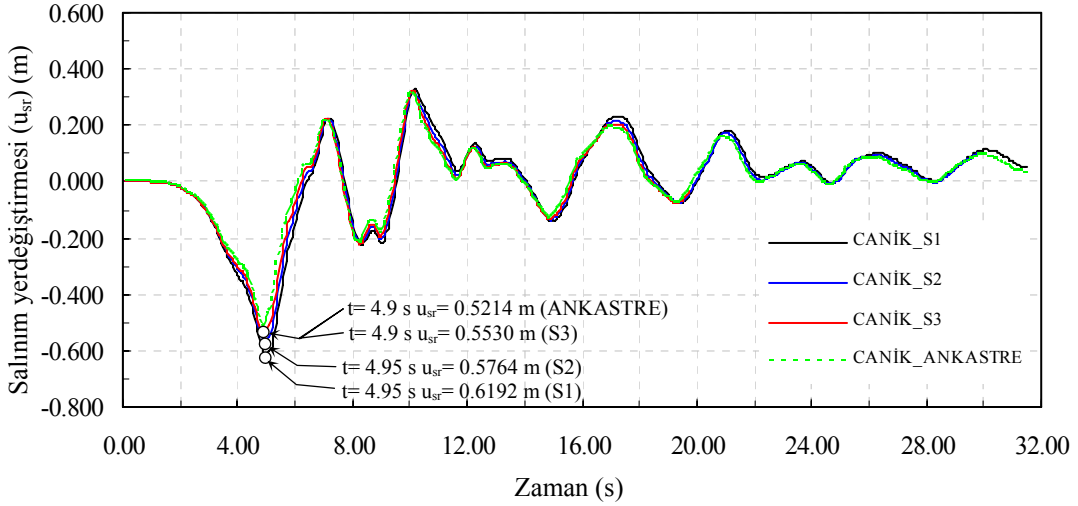


Şekil 93. Depo çatı yerdeğiştirmelerinin zamanla değişimleri

- Salınım yerdeğiştirmeleri

Çalışmaya konu edilen dolgu-depo dış duvarı-sıvı-temel/zemin sistemi için tasarımı etkileyen unsurlardan biri de sıvı tepkisinin değişimidir. Sıvı tepkisinin etkisinin de göz önüne alındığı bu sistemde, sıvının düşeyde en büyük yerdeğiştirmesi ve bunun zamanla değişimi de zemin koşullarına nazaran burada irdelenmektedir. Bu depo için önerilen

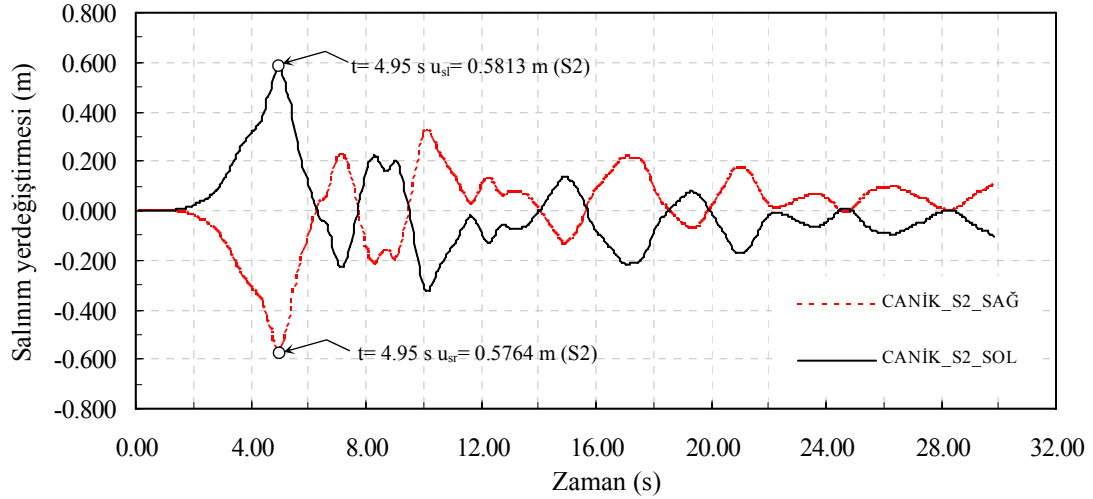
sayısal modeller dikkate alınarak gerçekleştirilen dört adet çözümlerden elde edilen sıvı salınım yerdeğiştirmelerinin zamanla değişimleri Şekil 94’de verilmektedir.



Şekil 94. Sıvı salınım yerdeğiştirmelerinin zamanla değişimleri

Şekil 94’den görülebileceği gibi, ankastre sistem koşullarında en büyük sıvı salınım yerdeğiştirmesi 4.9 s’de 0.5214 m olarak gerçekleşirken, S1 zemini koşullarında %19 oranında bir artışla 4.95 s’de 0.6192 m olarak gerçekleşmektedir. Dikdörtgen depolar için pratik olarak temel-zemin etkileşiminin sıvı salınım yerdeğiştirmeleri üzerinde ihmal edilebilir seviyelerde bir etkiye sahip olduğu literatürden yaygın olarak bilinen bir husustur, fakat burada ankastre depo ile S1 türü zemin sistemi üzerinde inşa edilmiş depo arasındaki artışın yaklaşık %19 gibi bir mertebede gerçekleşmesi depodaki sıvı salınımlarının bu tür bir işletme seviyesinde ihmal edilemeyecek boyutlarda olduğunu göstermektedir. Buradaki farklılığın depo içerisindeki su seviyesinin düşük olmasından kaynaklandığı söylenebilir. Temel zemini koşullarına bağlı olarak sıvı salınım yerdeğiştirmelerinin zamanla değişimleri karşılaştırıldığında, en büyük tepkilerin hemen hemen eş zamanlı (4.9~4.95 s) gerçekleştiği ve tepkide zaman boyunca kayda değer bir sapmanın meydana gelmediği Şekil 94’den görülmektedir. Tüm bunlara ek olarak Şekil 95’de sadece S2 zemini koşullarında depo sağ ve sol tarafında oluşan sıvı salınım yerdeğiştirmelerinin zamanla değişimleri verilmektedir. Şekil 95’den görülebileceği üzere, depo sağ ve sol tarafında simetrik bir değişim söz konusu olup, en büyük tepkilerin gerçekleşme zamanı ve şiddeti bakımından herhangi bir farklılık bulunmamaktadır. Sistemde bir doğrultuda deprem etkisinin dikkate alınmış olması nedeniyle çalkantı

etkilerinin ihmal edildiği, dolayısıyla da hareketin her iki noktada senkronize şekilde gerçekleştiği görülmektedir.

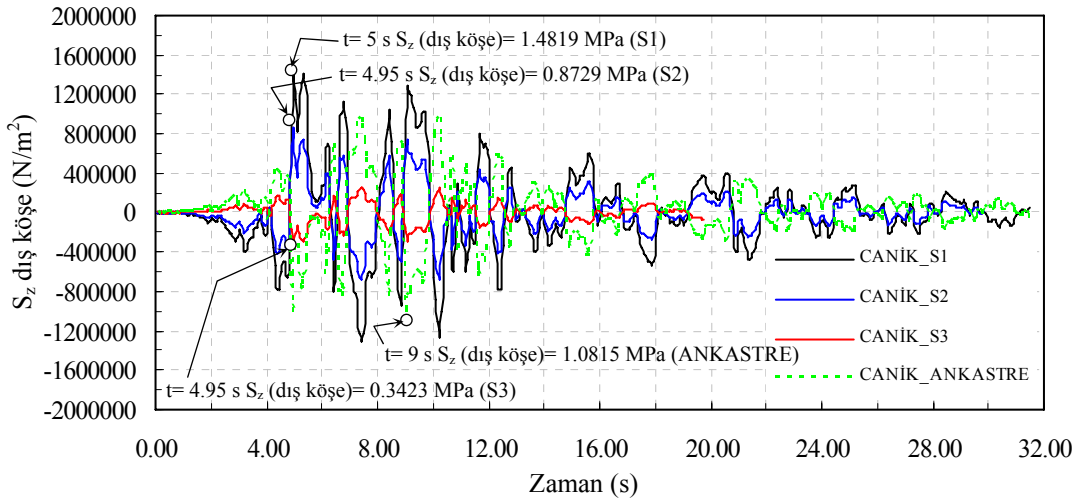


Şekil 95. S2 zemini koşullarında depo sağ tarafındaki (u_{sr}) ve sol tarafındaki (u_{sl}) sıvı salınım yerdeğiştirmelerinin zamanla değişimleri

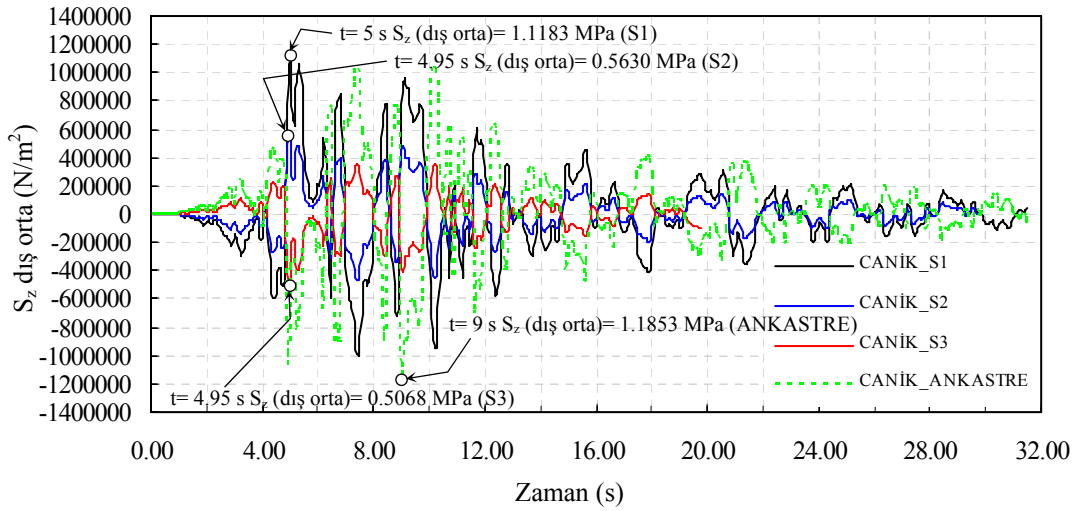
- Gerilmeler

Gerçekleştirilen çözümler sonucunda; S1, S2, S3 türü zemin/temel sistemleri ve ankastre sistem koşullarında, depo dış duvarı dış yüzünde (dolgu tarafında) ve iç yüzünde (sıvı tarafında), duvar kritik kesitlerinde oluşan gerilmeler değerlendirilerek, bu kesitler için en büyük gerilme değerleri ve gerilmelerin zamanla değişimleri elde edilmiştir. Çözümlerden elde edilen gerilmelerin zamanla değişimleri genel olarak incelendiğinde, dikkate alınan zemin sistemlerine bağlı olarak oldukça farklı gerilme değişimlerinin elde edilebildiği görülmektedir. Bununla birlikte gerilmeler ve bunların oluştuğu bölgeler incelendiğinde, en büyük gerilmelerin duvar temeli üst yüzeyine 0.5 m mesafede olduğu gözlemlenmektedir. İncelenen farklı temel zemini sistemleri için bu gerilmelerin şiddetlerinin de önemli mertebelerde değişebildiği ve gerilmelerin yön değiştirebildiği gerçekleştirilen çözümlerden elde edilen başka bir bulgu olarak göze çarpmaktadır.

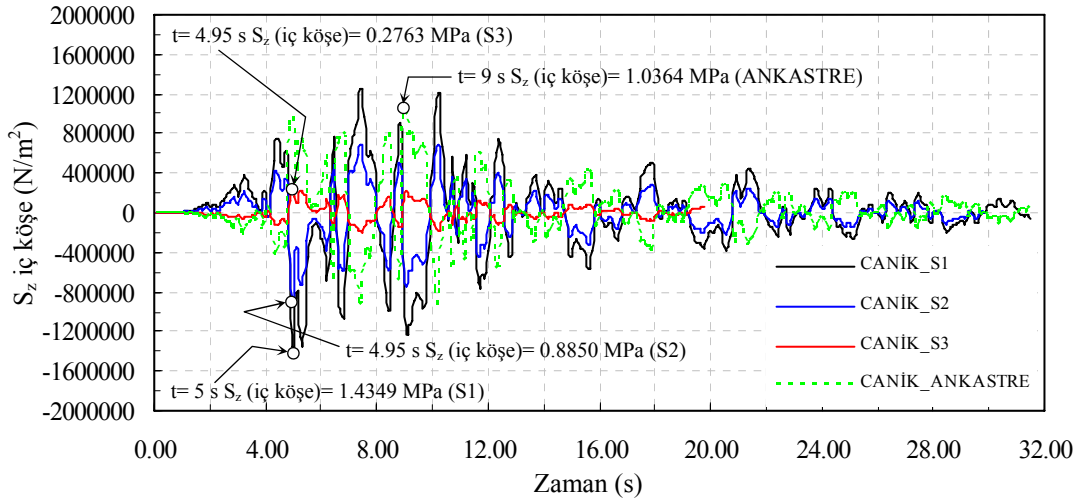
Söz konusu depo dikkate alınarak dört farklı temel zemini sistemi (S1, S2, S3 ve ankastre) için z doğrultusunda, depo dış duvarı kritik kesitleri olarak belirlenen dış köşe, dış orta, iç köşe ve iç orta noktalarda oluşan gerilmelerin en büyük değerleri ve bu gerilmelerin zamanla değişimleri Şekil 96~99'da verilmektedir.



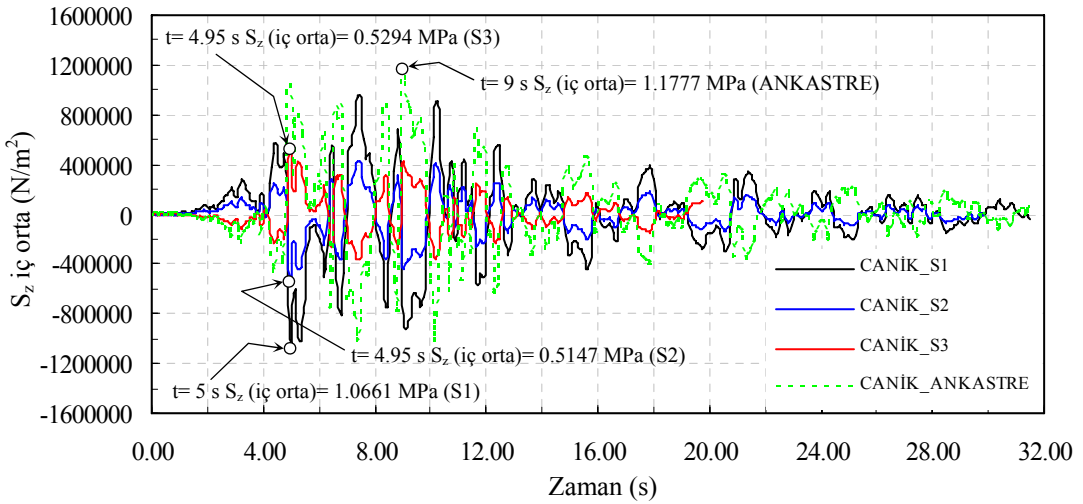
Şekil 96. Depo dış duvarı dış yüz köşe noktasında z doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi



Şekil 97. Depo dış duvarı dış yüz orta noktasında z doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi



Şekil 98. Depo dış duvarı iç yüz köşe noktasında z doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi



Şekil 99. Depo dış duvarı iç yüz orta noktasında z doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi

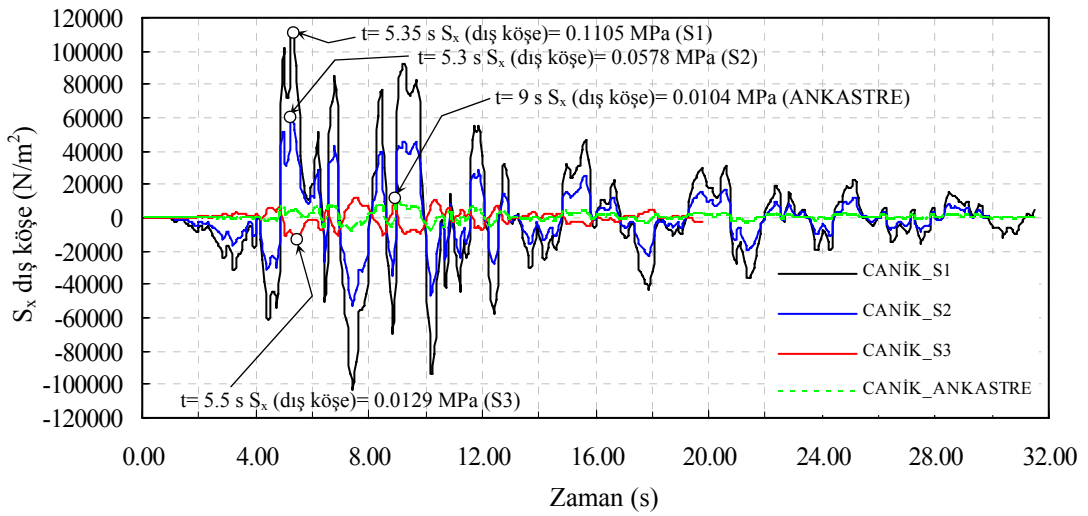
Şekil 96~99'daki gerilmelerin zamanla değişimleri incelendiğinde, zemin sistemindeki farklılıklara bağlı olarak oluşan gerilmelerin, hem şiddet hem de davranış bakımından birbirlerinden oldukça farklı karakter sergilediği görülmektedir. Örneğin; Şekil 97'de depo dış duvarı dış yüz (dolgu tarafı) orta noktasındaki gerilmeler incelendiğinde; ankastre taban koşullarında en büyük gerilme basınç olarak 1.1853 MPa düzeyinde iken, zemin rijitliğinin azalmasıyla birlikte S3 zemini koşullarında %57 oranında bir azalmayla bu değer basınç olarak 0.5068 MPa, S2 zemini koşullarında çekme olarak 0.5630 MPa ve S1 zemini koşullarında da S2 zemin sistemine göre %99 oranında bir artışla çekme olarak

1.1183 MPa mertebesinde gerçekleştiği görülmektedir. Temel/zemin sisteminin dikkate alınması veyahut diğer bir ifadeyle etkileşim etkilerinin hesaba katılmasıyla duvardaki gerilme değişimlerinin farklı bir karaktere sahip olduğuna bir diğer kanıt da en büyük tepkilerin gerçekleşme zamanlarındaki farklılık olarak gösterebilir. Ayrıca gerilmelerin yön değiştirmiş olmaları da bir diğer önemli parametredir. Betonarme olarak tasarlanan bu tür yapılarda düşük kalitede beton kullanıldığının, yapılan arazi gözlemlerinden bizzat tecrübe edilmiş olduğu da göz önüne alındığında, söz konusu çekme gerilmelerinin çatlamalara neden olabilecek boyutlarda olduğu ifade edilebilir. Benzer karşılaştırmalar depo dış duvarı iç yüz (sıvı tarafı) orta noktasında yapıldığında, Şekil 99'dan görüldüğü üzere, ankastre taban koşullarında en büyük gerilme çekme olarak 1.1777 MPa düzeyinde gerçekleşirken, azalan temel zemini rijitliğiyle birlikte S3 zemini koşullarında %55'lik bir azalmayla bu değer yine çekme olarak 0.5294 MPa, S2 zemini koşullarında basınç olarak 0.5147 MPa ve S1 zemini koşullarında da S2 zemin sistemine göre yaklaşık %107'lik bir artışla yine basınç olarak 1.0661 MPa düzeyinde gerçekleşmektedir.

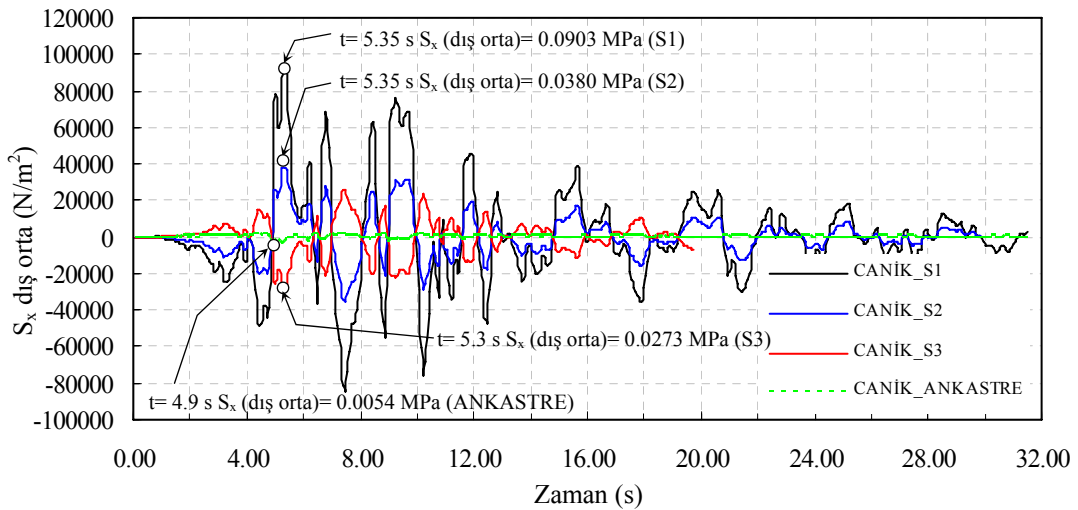
Bunlara ek olarak kritik kesitlerdeki gerilmeler karşılaştırmalı olarak incelendiğinde, depo dış duvarı dış yüzündeki en büyük gerilmelerin ankastre taban ve S3 temel zemini koşullarında basınç olarak, S1 ve S2 temel zemini koşullarında ise yön değiştirerek çekme olarak meydana geldiği görülmektedir. Bu değerlendirme depo dış duvarı iç yüzünde yapıldığında, tam tersi bir durumun söz konusu olduğu, bir başka ifadeyle ankastre taban ve S3 zemini koşullarında en büyük gerilmelerin çekme olarak; S1 ve S2 zemini koşullarında ise yön değiştirerek basınç olarak meydana geldiği açıkça görülmektedir. Meydana gelen en büyük iç kuvvet tepkilerinin gerçekleşme zamanları incelendiğinde ise, depo dış duvarı dış yüz ve iç yüzünde S1, S2 ve S3 zemini koşullarında herhangi bir farklılığın olmadığı ve tüm tepkilerin 4.95~5.0 s civarında meydana geldiği, fakat ankastre taban koşullarında söz konusu tepkilerin gerçekleşme zamanlarının 9 s'ye çıktığı görülmektedir.

Depo dış duvarı dış ve iç yüzündeki gerilme değerleri karşılaştırmalı olarak incelendiğinde, iç kuvvet değerlerinin şiddet olarak hemen hemen aynı mertebelerde gerçekleştiği söylenebilir. Örneğin; S1 zemini koşullarında depo dış duvarı dış köşe noktasında hesaplanan en büyük gerilme değeri 5 s'de çekme olarak 1.4819 MPa iken, söz konusu bu değer iç köşe noktasında 5 s'de basınç olarak 1.4349 MPa olarak gerçekleşmektedir. Benzer karşılaştırma ankastre taban koşullarında yapılırsa, aynı durum söz konusu olmakla birlikte dış köşe noktada iç kuvvet değeri bu durumda basınç olarak 1.0815 MPa iken, iç köşe noktada çekme olarak 1.0364 MPa olarak gerçekleşmektedir.

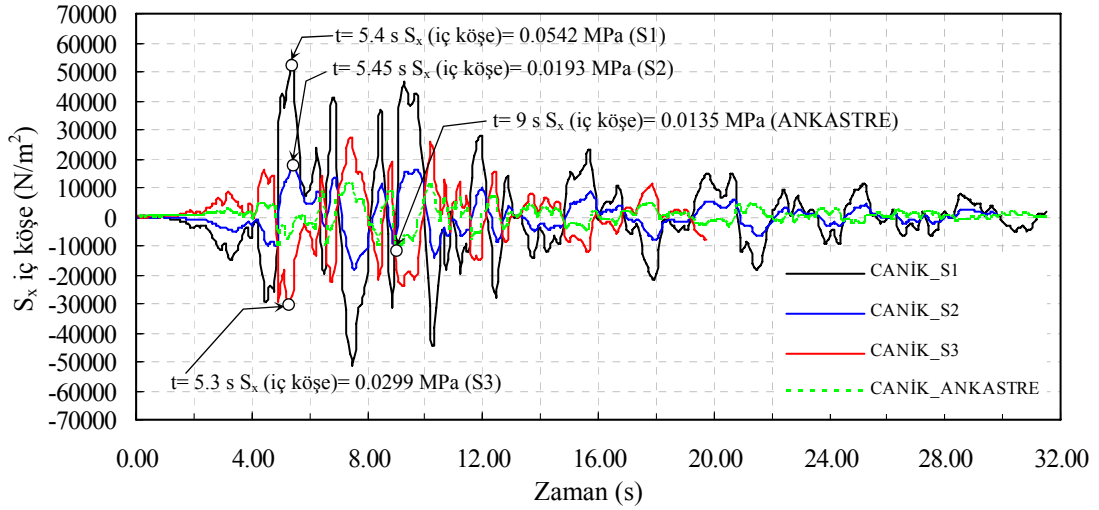
z doğrultusu için yukarıda gerçekleştirilmiş olan karşılaştırmalar, benzer şekilde diğer iki doğrultu için de yapılmıştır. Depo deprem davranışı için tasarıma konu olacak en kritik gerilmeler bu doğrultuda oluşmuş olmakla birlikte, diğer doğrultulardaki değişimlere örnek olması maksadıyla, x doğrultusunda benzer karşılaştırmalar özetle aşağıda yapılmaktadır. Bu bağlamda, z doğrultusu için yapılan irdelemelerle aynı mantıkla, depo dış duvarı kritik kesitleri olarak belirlenen dış köşe, dış orta, iç köşe ve iç orta noktalarda oluşan gerilmelerin en büyük değerleri ve bu gerilmelerin zamanla değişimleri Şekil 100~103'de verilmektedir.



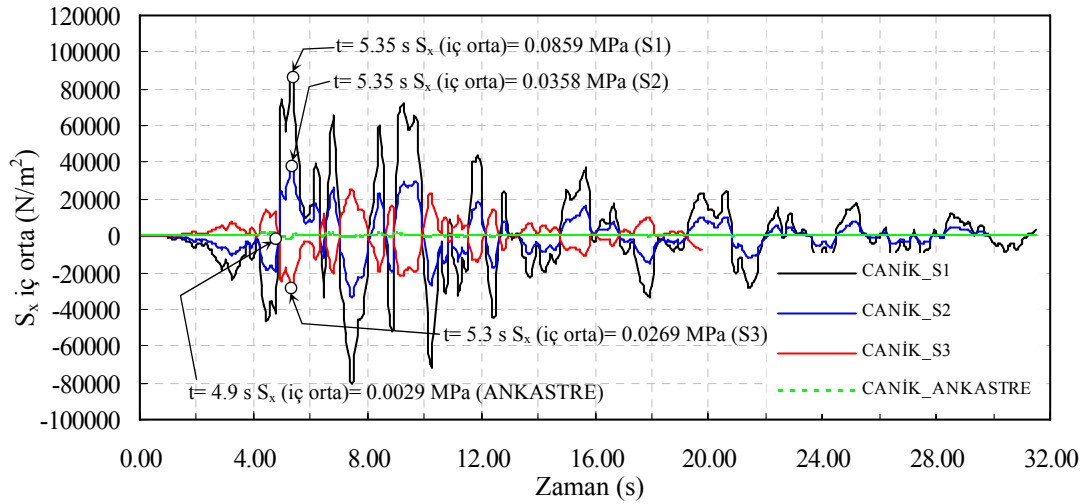
Şekil 100. Depo dış duvarı dış yüz köşe noktasında x doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi



Şekil 101. Depo dış duvarı dış yüz orta noktasında x doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi



Şekil 102. Depo dış duvarı iç yüz köşe noktasında x doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi



Şekil 103. Depo dış duvarı iç yüz orta noktasında x doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi

Şekil 100~103'de depo dış duvarında kritik kesitlerdeki S_x gerilmelerinin zamanla değişimleri incelendiğinde, z ve y doğrultularında olduğu gibi zemin sistemindeki değişimlere bağlı olarak oluşan gerilmelerin zamanla değişimleri, şiddet ve davranış bakımından birbirlerinden oldukça farklı karakter sergilemektedirler. Ayrıca z ve y doğrultularında olduğu gibi burada da zemin sisteminin değişimiyle iç kuvvetlerin yön değiştirdiği açıkça görülmektedir. Tüm bunlara ek olarak depo dış duvarı dış ve iç yüzündeki gerilmeler karşılaştırmalı olarak incelendiğinde, orta noktalarda iç kuvvet değerlerinin S1, S2 ve S3 zemini koşullarında, şiddet olarak hemen hemen aynı mertebelerde gerçekleştiği, fakat

köşe noktalarda önemli farklılıkların olduğu ifade edilebilir. Örneğin; S1 zemini koşullarında depo dış duvarı dış orta noktasında hesaplanan en büyük gerilme değeri 5.35 s'de çekme olarak 0.0903 MPa iken, bu değer iç orta noktada 5.35 s'de yine çekme olarak 0.0859 MPa olarak gerçekleşmektedir. Benzer karşılaştırma S3 zemini koşullarında yapılırsa, aynı durum söz konusu olmakla birlikte, dış orta noktada iç kuvvet değeri basınç olarak 0.0273 MPa iken, iç orta noktada yine basınç olarak 0.0269 MPa olarak gerçekleşmektedir. En büyük iç kuvvet tepkilerinin gerçekleşme zamanları değerlendirildiğinde; S1, S2 ve S3 zemini koşullarında kayda değer bir farklılığın olmadığı ve tüm tepkilerin 5.3~5.5 s civarında gerçekleştiği, fakat ankastre taban koşullarında köşe noktalarda söz konusu tepkilerin 9 s'de, orta noktalarda ise 4.9 s'de meydana geldiği açıkça görülmektedir.

Bu depo için z , y ve x doğrultularındaki iç kuvvet tepkileri üzerinde yapılan tüm bu karşılaştırmalardan, belirlenen kritik kesitlerde oluşan iç kuvvet tepkilerinin azalan temel zemini rijitliğiyle tümüyle azalma eğiliminde olmadığı ve dolayısıyla bu iç kuvvet tepkilerinin azalan zemin rijitliğiyle mutlaka azalacağı yargısına varmanın çok da mümkün olmadığı açıkça ifade edilebilir. Ayrıca gerçekleştirilen çözümler sonucu x , y ve z doğrultularında elde edilen iç kuvvet değerleri birbirleriyle karşılaştırıldığında, bütün kritik kesitlerde z doğrultusundaki iç kuvvet değerlerinin diğer doğrultudakilere nazaran oldukça büyük elde edildiği görülmektedir.

2.5.2. Hisar Deposu Deprem Davranışının Değerlendirilmesi

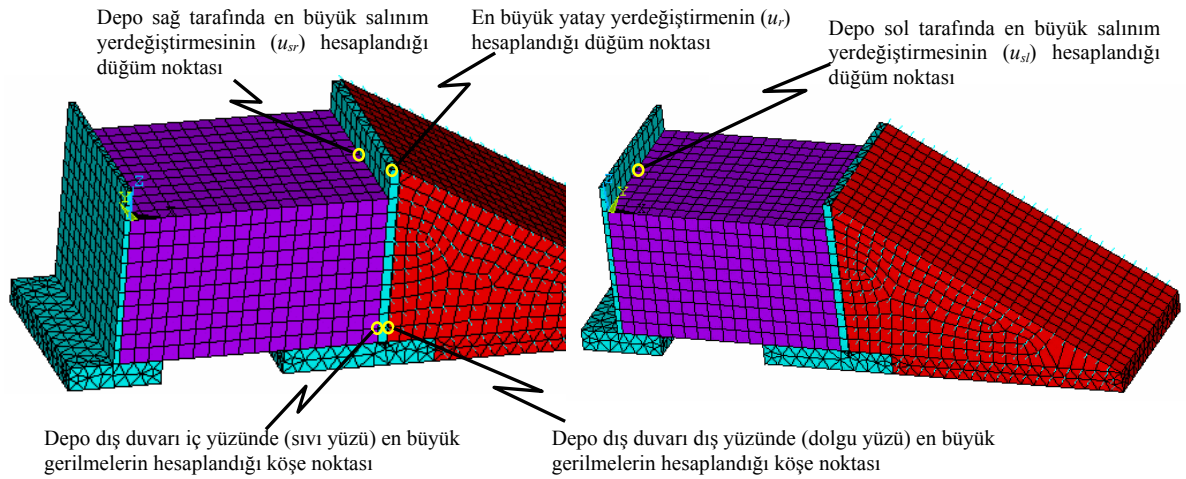
Hisar deposu için yapısal özellikler ve diğer birçok bilgiler çalışmanın (2.4.2) bölümünde verilmiştir. İncelemeye konu edilen diğer dört adet depodan farklı olarak bu deponun kesit özellikleri esnek olarak kabul edilebilir niteliklere sahiptir. Bu nedenle deponun davranışının da başlangıçta, diğer inceleme konusu daha rijit depolardan farklı sonuçlar verebileceği düşünülmektedir. Benzer şekilde depo için ankastre temel ve temel/zemin etkileşiminin dikkate alındığı koşullarda önerilen sayısal modellere ilişkin yaklaşımlar ve ayrıntılı bilgiler, çalışmanın (2.1.1) ve (2.1.2) bölümlerinde ifade edildiği gibidir.

Yukarıda ifade edilen modeller kullanılarak, ankastre taban ve üç farklı temel zemini koşulu dikkate alınarak, toplam dört adet çözümler gerçekleştirilmiştir. Bu çözümlerden elde edilen en büyük yatay yerdeğiştirmeler, sıvı salınım yerdeğiştirmeleri ve kritik kesitlerdeki gerilmeler ile bu tepkilerin gerçekleşme zamanları Tablo 10'da verilmektedir. En büyük tepkilerin elde edildiği düğüm noktaları da Şekil 104'de görülmektedir.

Tablo 10. Hisar deposu için elde edilen en büyük yerdeğiştirmeler ve kritik kesitlerdeki gerilmeler ile bu tepkilerin gerçekleşme zamanları

Model Adı	HİSAR S1		HİSAR S2		HİSAR S3		HİSAR ANKASTRE	
	t(s)	Değer	t(s)	Değer	t(s)	Değer	t(s)	Değer
u_r (m)	9.75	-0.0094	9.7	-0.0013	5.4	0.0086	5.4	0.0143
u_{sl} (m)	5.1	1.1611	5.05	1.1749	5.05	1.1956	5	1.0730
u_{sr} (m)	5.15	-1.1273	5.1	-1.1470	5.05	-1.1715	5	-1.0517
S_z (dış köşe) (MPa)	5.4	3.1397	9.0	0.4746	5.35	-3.3647	5.35	-5.6813
S_y (dış köşe) (MPa)	5.4	0.7083	9.05	0.1162	5.35	-0.7340	5.35	-1.2513
S_x (dış köşe) (MPa)	5.4	0.5643	7.4	-0.0676	5.35	-0.6448	5.35	-1.0519
S_z (dış orta) (MPa)	5.4	3.0021	9.0	0.2104	5.35	-3.7106	5.35	-6.1234
S_y (dış orta) (MPa)	5.4	0.7508	9.0	0.0504	5.35	-0.9339	5.35	-1.5285
S_x (dış orta) (MPa)	5.4	0.8466	9.65	0.0579	5.35	-1.0382	5.35	-1.6647
S_z (i köşe) (MPa)	5.4	-3.1985	9.05	-0.5066	5.35	3.3619	5.35	5.8160
S_y (i köşe) (MPa)	5.4	-0.7151	9.05	-0.1249	5.35	0.7307	5.35	1.2729
S_x (iç köşe) (MPa)	5.4	-0.5500	9.05	-0.0999	5.35	0.5643	5.35	1.0168
S_z (i orta) (MPa)	5.4	-2.9006	9.0	-0.2063	5.35	3.5967	5.35	5.9371
S_y (i orta) (MPa)	5.4	-0.7465	9.0	-0.0881	5.35	0.8407	5.35	1.4353
S_x (iç orta) (MPa)	5.4	-0.4312	5.05	0.0278	5.35	0.5550	5.35	0.9488

u_r : Dış duvara ait en üst seviyedeki yatay yerdeğiştirme; u_{sl} ve u_{sr} : Deponun her iki yüzünde sıvıya ait en büyük salınım yerdeğiştirmeleri; S_z , S_y , S_x (dış köşe): Dolgu yüzünde dış duvar köşe noktasında z, y ve x doğrultularındaki en büyük gerilmeler; S_z , S_y , S_x (dış orta): Dolgu yüzünde dış duvar orta noktasında z, y ve x doğrultularındaki en büyük gerilmeler; S_z , S_y , S_x (iç köşe): Sıvı yüzünde dış duvar köşe noktasında z, y ve x doğrultularındaki en büyük gerilmeler; S_z , S_y , S_x (iç orta): Sıvı yüzünde dış duvar orta noktasında z, y ve x doğrultularındaki en büyük gerilmeler

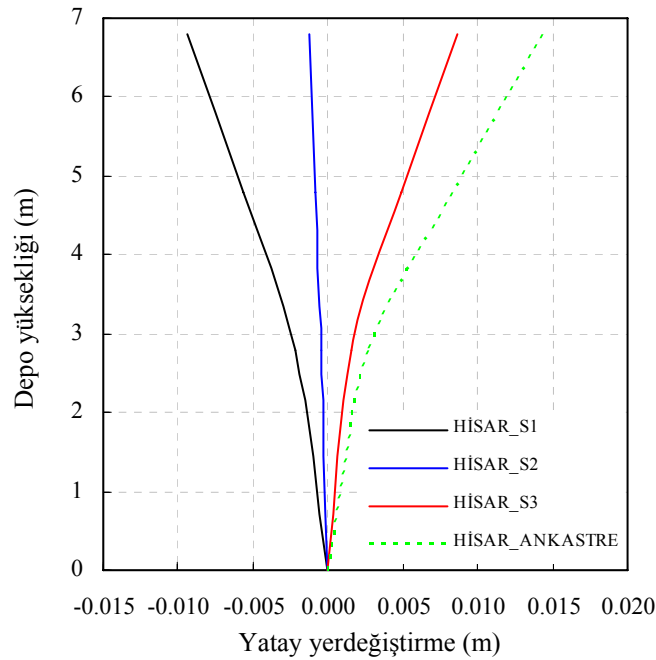


Şekil 104. Çözümlemeler sonucu en büyük tepkilerin elde edildiği düğüm noktaları

- Yatay yerdeğiştirmeler

İnceleme konusu depo için gerçekleştirilen çözümlemeler sonucunda; S1, S2, S3 temel zemini ve ankastre taban koşullarında yatay yerdeğiştirmelerin depo dış duvarı yüksekliği boyunca depo duvarı temel seviyesine nazaran görelideğişimleri Şekil 105’de, bu zemin koşullarında yatay yerdeğiştirmelerin zamanla değişimleri Şekil 106’da

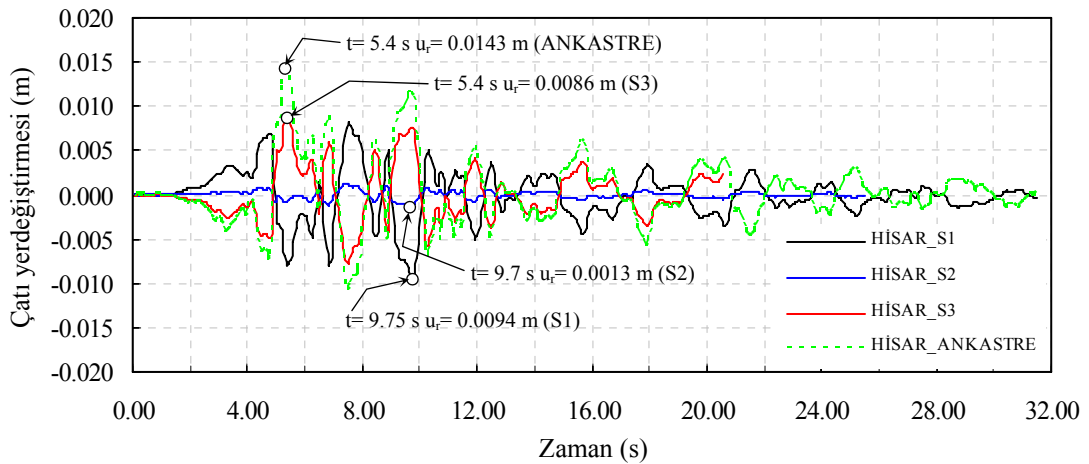
verilmektedir. Şekil 105'deki depo dış duvarı yüksekliği boyunca değişimler incelendiğinde, temel zemini rijitliğindeki değişimlerin duvar davranışı üzerindeki etkisi açıkça görülmektedir. Ayrıca ankastre kabul ile S3 türü zemin kabulü için elde edilen değişimler benzer olmaktadır. Halbuki diğer zemin türleri için davranış tamamen farklı şekilde ve tersinir bir hareketi işaret etmektedir. Genellikle narin ve göreceli olarak yüksek yapılarda zemin rijitliğinin azalmasına bağlı olarak yerdeğiştirmelerin arttığı ve eğilimi sürekli bu yönde meydana geldiği literatürde birçok çalışmadan bilinen bir husustur. Mertebe olarak bunlarla karşılaştırılmayacak olmasına karşın, inceleme konusu yapının davranışında genel eğilimden farklı olarak yapı hareketinden daha fazla meydana gelen temel ötelenme ve dönmelerinin yapı deprem davranışını kontrol ettiği görülmektedir. Buradan hareketle, zayıflayan zemin rijitliği ile zeminin ötelenme hareketi yapı davranışını ankastre kabule nazaran tersinir bir hal almaya zorlamakta, dönme rijitliğindeki azalma ise buna ek olarak yapı yerdeğiştirmelerini yükseklik boyunca artırmaktadır.



Şekil 105. Depo dış duvarındaki yatay yerdeğiştirmelerin depo yüksekliği boyunca değişimleri

Şekil 106'daki depo çatı yerdeğiştirmelerinin zamanla değişimleri incelendiğinde, azalan temel/zemin rijitliğine bağlı olarak davranışın değiştiği görülmektedir. Burada bir kez daha ifade etmek gerekir ki; ankastre sistemin davranışı ile S3 zemin sistemi kabulü ile

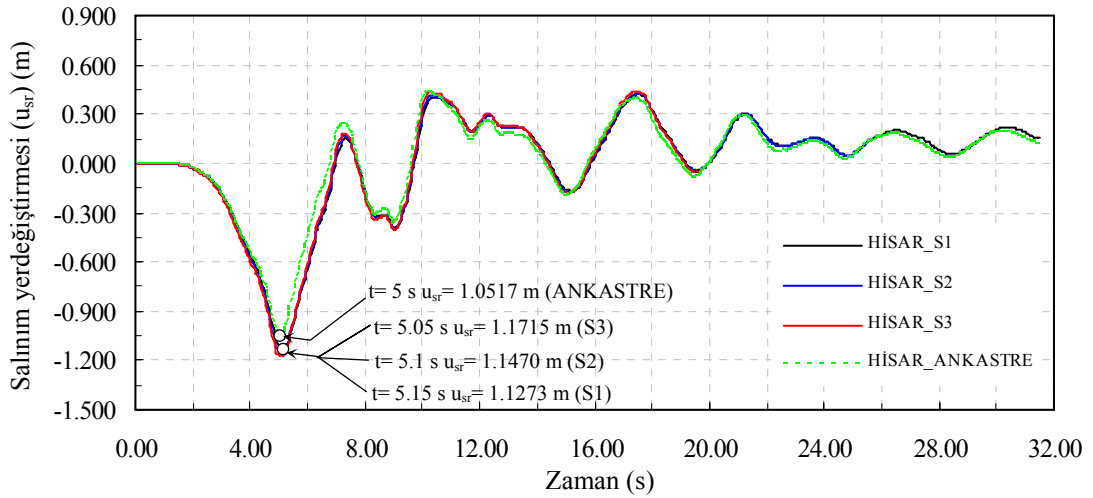
gerçekleştirilmiş modellerin davranışları birbirlerine yakın karakter sergilerken, görece olarak daha zayıf zemin koşullarını temsil eden model sonuçları oldukça farklı bir davranış sergilemektedirler. Ankastre modele ait yerdeğiştirmeler, azalan zemin rijitliğine bağlı olarak azalmakta, daha önce de bahsedildiği üzere zeminin ötelenme hareketi nedeniyle tepki tersinir bir hale kaymaktadır. Örneğin; en az rijitliğe sahip S1 zemini koşullarında depo çatı yerdeğiştirmesi 9.75 s'de 0.0094 m olarak gerçekleşirken, bu tepki daha rijit olan S2 zemini koşullarında %86 oranında bir azalmayla 9.7 s'de 0.0013 m ve S3 zemini koşullarında 5.4 s'de diğer zemin türlerine göre tersinir olarak 0.0086 m olarak gerçekleşmektedir. Buna ek olarak, bu depo için elde edilen yerdeğiştirmelerin, Canik 15000 m³ hacmindeki depo için elde edilenlere nazaran daha büyük mertebelerde gerçekleşmesi; her ne kadar depo dış duvarlarına etki eden dolgu geometrileri ve sıvı kütleleri farklı olsa da, bu depo dış duvarının daha esnek olması ve ötelenmelerin daha fazla gerçekleşmesiyle açıklanabilir.



Şekil 106. Depo çatı yerdeğiştirmelerinin zamanla değişimleri

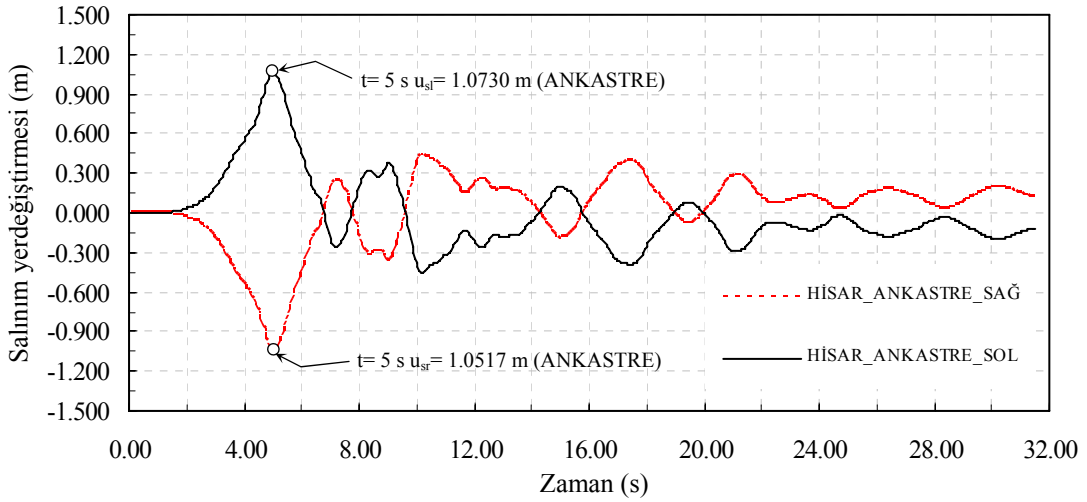
- Salınım yerdeğiştirmeleri

Depo için önerilen sayısal modeller dikkate alınarak gerçekleştirilen dört adet çözümlenmeden elde edilen sıvı salınım yerdeğiştirmelerinin zamanla değişimleri Şekil 107'de verilmektedir.



Şekil 107. Sıvı salınım yerdeğiştirmelerinin zamanla değişimleri

Şekil 107'den görülebileceği gibi, dikkate alınan bütün zemin koşullarında sıvı salınım yerdeğiştirmeleri bakımından önemli bir farklılık bulunmamakta ve en büyük tepkiler ortalama 1.1 m civarında gerçekleşmektedir. Temel zemini koşullarına bağlı olarak sıvı salınım yerdeğiştirmelerinin zamanla değişimleri karşılaştırıldığında, en büyük tepkilerin eş zamanlı olarak gerçekleştiği (5~5.15 s) ve tepkide zaman boyunca kayda değer bir sapmanın meydana gelmediği görülmektedir. Bu bağlamda, pratik olarak temel-zemin etkileşiminin sıvı salınım yerdeğiştirmeleri üzerinde ihmal edilebilir seviyede bir etkiye sahip olduğu ifade edilebilir. Bunlara ek olarak, Şekil 108'de sadece ankastre taban koşullarında depo sağ ve sol tarafında oluşan sıvı salınım yerdeğiştirmelerinin zamanla değişimleri verilmektedir. Şekil 108'den görülebileceği üzere depo sağ ve sol tarafında simetrik bir değişim söz konusu olup, en büyük tepkilerin gerçekleşme zamanı ve şiddeti bakımından dikkate değer bir farklılık bulunmamaktadır.

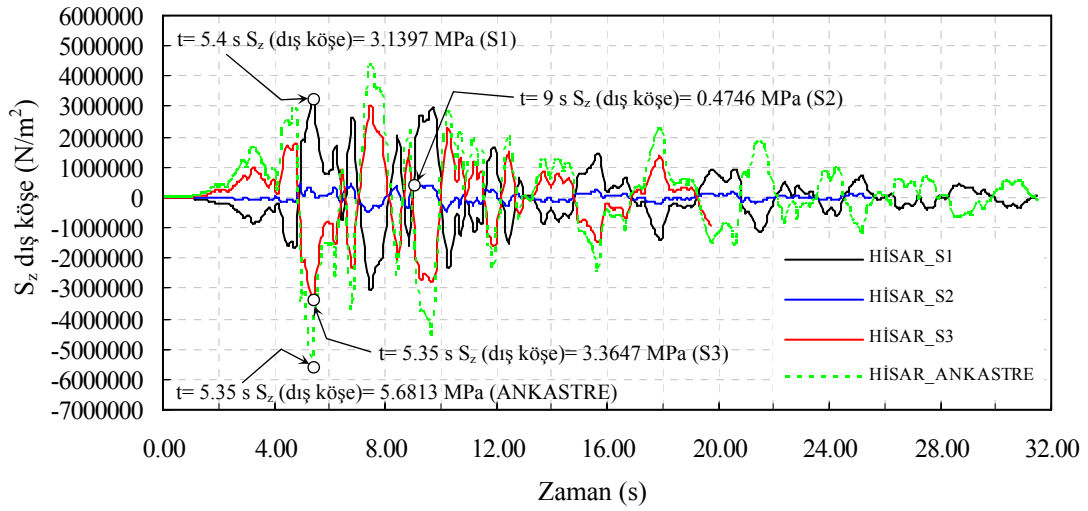


Şekil 108. Ankastre taban koşullarında depo sağ tarafındaki (u_{sr}) ve sol tarafındaki (u_{sl}) sıvı salınım yerdeğiştirmelerinin zamanla değişimleri

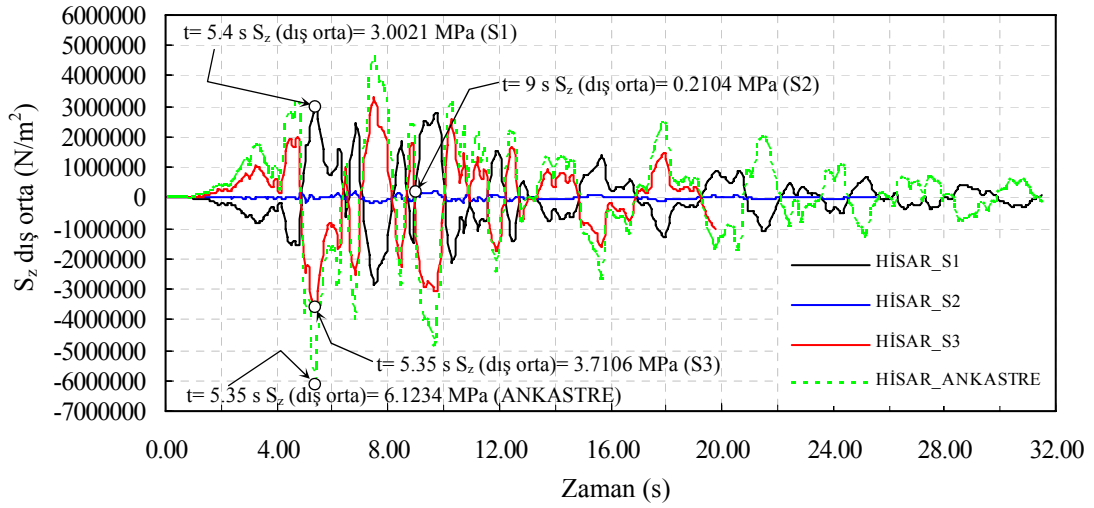
- Gerilmeler

Çözömlmeleri gerçekteştirilen dikdörtgen depo için; S1, S2, S3 ve ankastre zemin koşullarında, depo dış duvarı dış yüzünde (dolgu tarafında) ve iç yüzünde (sıvı tarafında), duvar kritik kesitlerinde oluşan gerilmeler değerlendirilerek, bu kesitler için en büyük gerilme değerleri ve gerilmelerin zamanla değişimleri elde edilmiştir. Çözömlmelerden elde edilen gerilmelerin zamanla değişimleri genel olarak incelendiğinde, dikkate alınan zemin sistemlerine bağlı olarak oldukça farklı gerilme değişimlerinin elde edilebildiği görölmektedir. Ayrıca diğer depo sistemlerinde olduğu gibi, burada da belirlenen kesitlerin temel yüzeyine belirli mesafede oldukları görölmektedir. Bu mesafe bu depo için 0.5 m kadar temel üst seviyesinin üzerindedir.

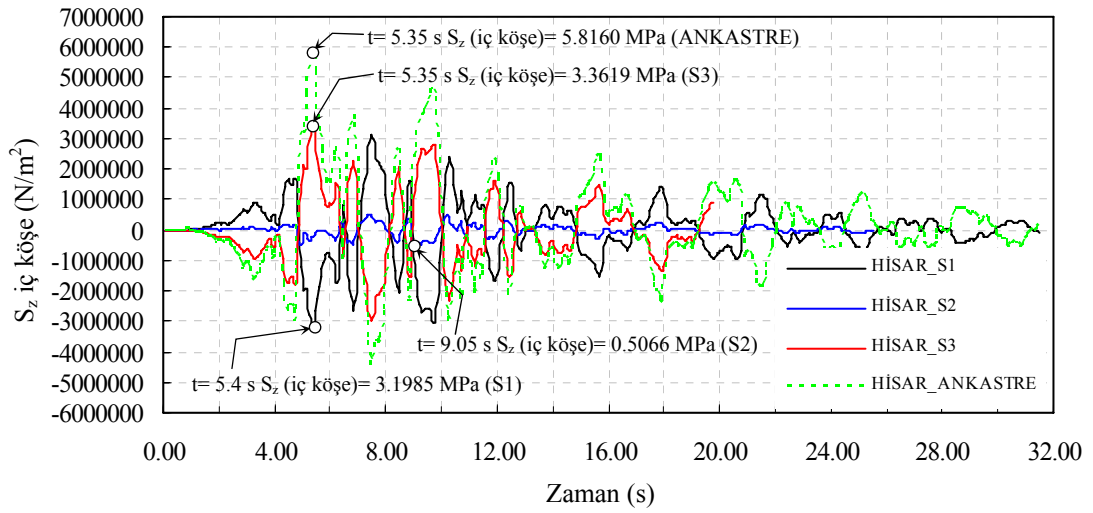
Söz konusu depo dikkate alınarak dört farklı temel zemini sistemi (S1, S2, S3 ve ankastre) için z doğrultusunda, depo dış duvarı kritik kesitleri olarak belirlenen dış köşe, dış orta, iç köşe ve iç orta noktalarda oluşan gerilmelerin en büyük değerleri ve bu gerilmelerin zamanla değişimleri Şekil 109~112'de verilmektedir.



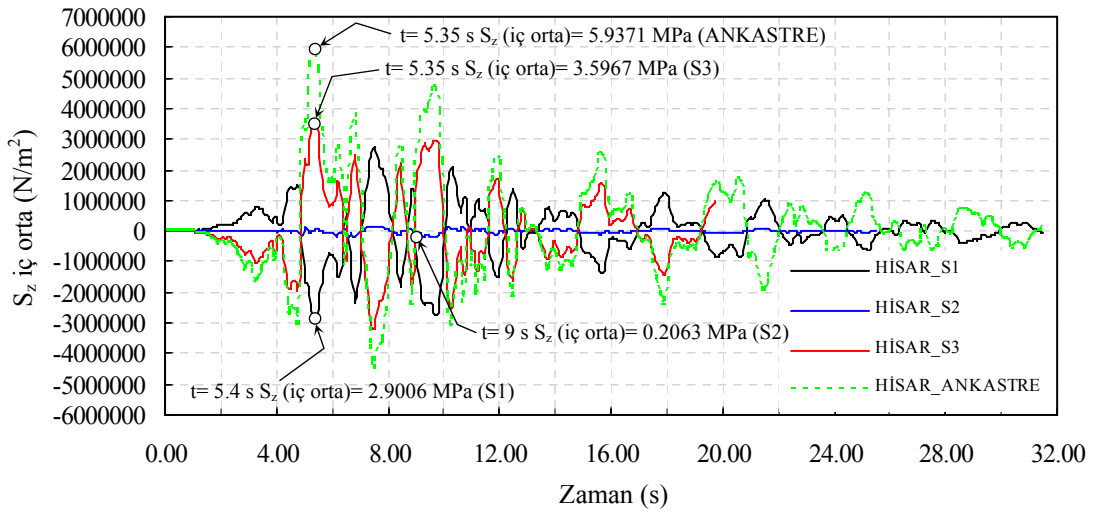
Şekil 109. Depo dış duvarı dış yüz köşe noktasında z doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi



Şekil 110. Depo dış duvarı dış yüz orta noktasında z doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi



Şekil 111. Depo dış duvarı iç yüz köşe noktasında z doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi



Şekil 112. Depo dış duvarı iç yüz orta noktasında z doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi

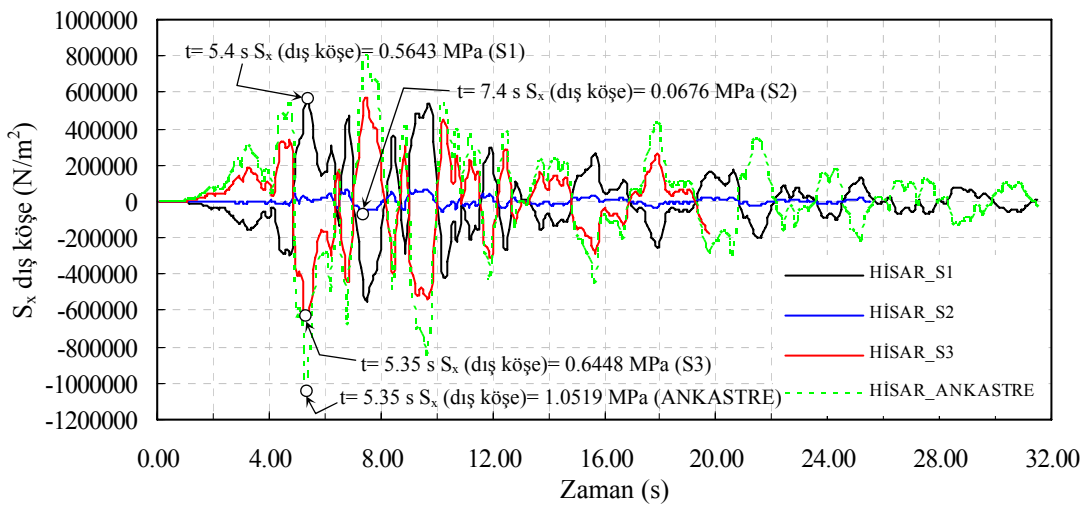
Şekil 109~112'de depo dış duvarında kritik kesitlerdeki S_z gerilmelerinin zamanla değişimleri incelendiğinde, zemin sistemindeki farklılıklara bağlı olarak, yerdeğiştirmelerde elde edilen değişim burada da tespit edilebilmektedir. Ankastre sistem için elde edilen gerilmeler, zemin etkileşiminin dikkate alınmasıyla S3 zemin sistemi için azalmakta, S2 ve S1 zemin sistemleri için ise işaret değiştirmek suretiyle çekme iken basınç, basınç iken ise çekme olarak meydana gelmektedir. Hemen hemen bütün tespit edilen kritik noktalar için davranış bu şekilde meydana gelmektedir. Bunlara ek olarak burada ifade edilmelidir ki, S1 ve S2 zemin sistemleri için sistemin değişen doğal titreşim

frekanslarına bağılı olarak tepkiler de diğer sistemlerden oldukça farklı elde edilmektedir. Şekil 109'da depo dış duvarı dış yüz köşe noktasındaki gerilmenin zamanla değişimi incelendiğinde; ankastre taban koşullarında en büyük gerilme basınç olarak 5.6813 MPa düzeyinde iken, zemin rijitliğinin azalmasıyla birlikte S3 zemini koşullarında yaklaşık %41 oranında bir azalmayla bu değer basınç olarak 3.3647 MPa, S2 zemini koşullarında çekme olarak 0.4746 MPa ve S1 zemini koşullarında da S2 zemin sistemine göre yaklaşık %562 oranında bir artışla çekme olarak 3.1397 MPa mertebesinde gerçekleştiği görülmektedir. Benzer karşılaştırma ankastre sistemle S1 zemin sistemi arasında yapıldığında, ankastre sistem için basınç olarak 5.6813 MPa olarak hesaplanan gerilme değerinin, S1 zemini koşullarında yaklaşık %45 oranında bir azalmayla 3.1397 MPa düzeyinde gerçekleştiği görülmektedir. Bu gerilmelerin depo dış duvarı dış yüz orta noktasındaki değişiminin de aynı eğilime sahip olduğu Şekil 110'da açıkça görülmektedir. Ayrıca tüm şekiller birlikte değerlendirildiğinde; en büyük iç kuvvet tepkilerinin ankastre sistem koşullarında gerçekleştiği ve eğilimin azalan rijitlikle mutlaka azalma yönünde olmadığı görülmektedir. Buna örnek olarak, dış orta noktada, ankastre taban koşullarında basınç olarak 6.1234 MPa düzeyinde hesaplanan gerilme değerinin, S2 zemini koşullarında yaklaşık %96.5 oranında bir azalmayla çekme olarak 0.2104 MPa düzeyinde gerçekleşmesi, ancak daha az rijitliği olan S1 zemini koşullarında artarak 3.0021 MPa düzeyine ulaşması verilebilir. Benzer karşılaştırma iç orta noktada yapıldığında, ankastre sistem koşullarında çekme olarak 5.9371 MPa düzeyinde olan gerilmenin, S2 zemini koşullarında yaklaşık %96.5 oranında bir azalmayla basınç olarak 0.2063 MPa değerine azaldığı, fakat S1 zemini koşullarında artarak 2.9006 MPa değerine ulaştığı açıkça görülmektedir. Ayrıca yerinde yapılan incelemelerde tahribatsız test yöntemleriyle belirlenmiş olan değerlere göre, bu tür yapıların beton basınç dayanımlarının 12 MPa~20 MPa arasında tespit edilmiş olması nedeniyle, çekmede meydana gelen gerilme miktarının oldukça yüksek olduğunu belirtmek uygun olacaktır.

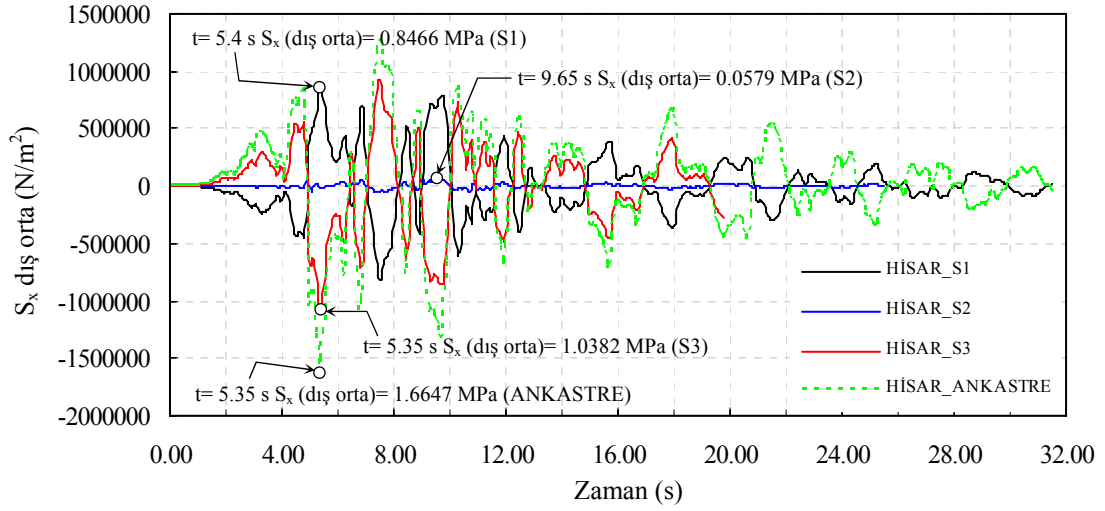
Kritik kesitlerdeki gerilmeler karşılaştırmalı olarak incelendiğinde, ankastre kabul ve rijit zemin koşullarının hemen hemen benzer davranış gösterdikleri, ancak görece olarak daha az rijit zemin sistemlerinin temsil edildiği diğer sistemler için gerilmelerin yön değiştirme özelliği bir kez daha dikkat çekmektedir. Örneğin; depo dış duvarı dış yüzündeki en büyük gerilmelerin ankastre taban ve S3 temel zemini koşullarında basınç olarak, S1 ve S2 temel zemini koşullarında ise yön değiştirerek çekme olarak meydana geldiği görülmektedir. Bu değerlendirme depo dış duvarı iç yüzünde yapıldığında, tam

tersi bir durum söz konusu olmakla birlikte, ankastre taban ve S3 zemini koşullarında en büyük gerilmeler çekme olarak; S1 ve S2 zemini koşullarında ise yön değiştirerek basınç olarak meydana gelmektedir. Tüm bu değişimlerden görülmektedir ki zemin etkileşimi yapı davranışını tamamıyla değiştirerek farklı bir sistemin ortaya çıkmasına neden olmaktadır. Dolayısıyla tasarımda ankastre kabulü gerçekleştirilecek olan çözümlerinin tasarımcıyı rahatlıkla yanıltabileceği aşikardır. Buna bir başka delil olarak, en büyük iç kuvvet tepkilerinin gerçekleşme zamanları ve bunların zamanla değişimleri de verilebilir. Bu değişimler incelendiğinde, depo dış duvarı dış yüz ve iç yüzünde S1, S3 ve ankastre zemin koşullarında herhangi bir farklılığın olmadığı ve tüm tepkilerin 5.35~5.4 s civarında meydana geldiği, fakat S2 zemini koşullarında söz konusu tepkilerin gerçekleşme zamanlarının değişiklik arz ettiği görülmektedir. Depo dış duvarı dış ve iç yüzündeki gerilme değerleri karşılaştırmalı olarak incelendiğinde ise, iç kuvvet değerlerinin şiddet olarak hemen hemen aynı mertebelerde gerçekleştiği söylenebilir. Örneğin; S3 zemini koşullarında depo dış duvarı dış köşe noktasında hesaplanan en büyük gerilme değeri 5.35 s'de basınç olarak 3.3647 MPa iken, bu değer iç köşe noktasında 5.35 s'de çekme olarak 3.3619 MPa olarak gerçekleşmektedir.

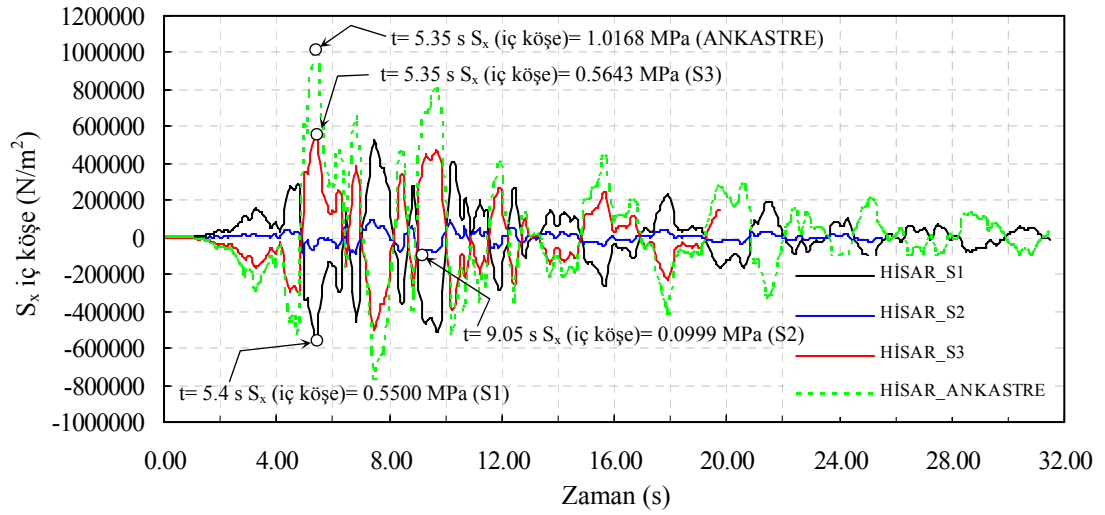
z doğrultusuna benzer olarak, bu depo için dört farklı sistem çözümlemesinden, diğer karşılaştırmadaki gibi belirlenmiş kritik noktalardaki x doğrultusunda elde edilen gerilmelerin en büyük değerleri ve bu gerilmelerin zamanla değişimleri Şekil 113~116'da verilmektedir.



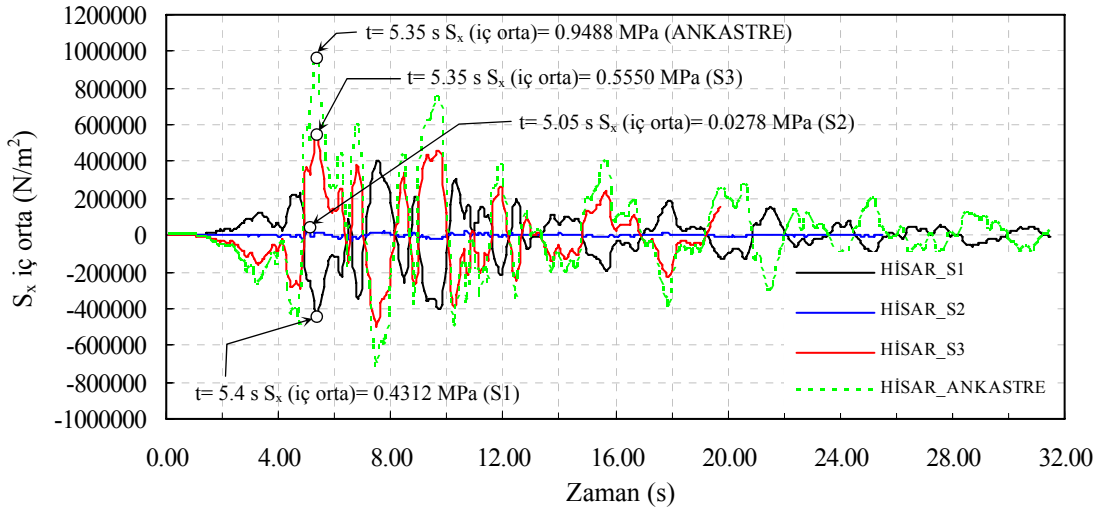
Şekil 113. Depo dış duvarı dış yüz köşe noktasında x doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi



Şekil 114. Depo dış duvarı dış yüz orta noktasında x doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi



Şekil 115. Depo dış duvarı iç yüz köşe noktasında x doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi



Şekil 116. Depo dış duvarı iç yüz orta noktasında x doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi

Şekil 113~116'dan görülebileceği üzere, depo dış duvarında kritik kesitlerdeki S_x gerilmelerinin zamanla değişimleri incelendiğinde, z ve y doğrultularında olduğu gibi zemin sistemindeki değişimlere bağlı olarak oluşan gerilmelerin zamanla değişimleri şiddet ve davranış bakımından birbirlerinden daha önceki karşılaştırmalara benzer farklılıklar göstermektedirler. Ayrıca z ve y doğrultularında olduğu gibi burada da zemin sisteminin değişimiyle iç kuvvetlerin yön değiştirdiği açıkça görülmektedir. Tüm bunlara ek olarak depo dış duvarı dış ve iç yüzündeki iç kuvvet tepkileri karşılaştırmalı olarak incelendiğinde, köşe noktalarda iç kuvvet değerlerinin şiddet olarak hemen hemen aynı mertebelerde gerçekleştiği, fakat orta noktalarda önemli farklılıkların olduğu ifade edilebilir. Bu farklılıklar bütün temel zemini koşullarında dış orta noktalardaki gerilme değerlerinin, iç orta noktalardaki gerilme değerlerinin yaklaşık iki katı olması şeklinde ortaya çıkmaktadır. En büyük iç kuvvet tepkilerinin gerçekleşme zamanları değerlendirildiğinde; S1, S3 ve ankastre zemin koşullarında kayda değer bir farklılığın olmadığı ve tüm tepkilerin 5.35~5.4 s civarında gerçekleştiği, fakat S2 zemini koşullarında farklı gerçekleşme zamanlarının mevcut olduğu görülmektedir.

2.5.3. Bayramışlar Deposu Deprem Davranışının Değerlendirilmesi

Bayramışlar deposu için yapısal özellikler ve diğer birçok bilgiler çalışmanın (2.4.3) bölümünde verilmiştir. Ayrıca arazide bizzat gerçekleştirilen incelemelerden elde edilen

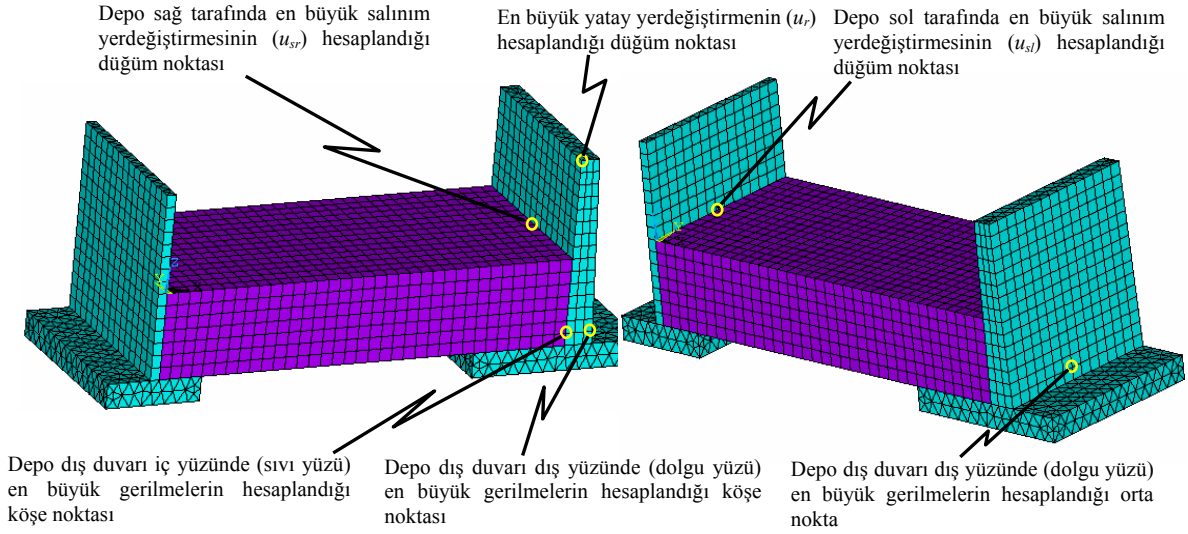
veriler sayesinde, daha önce incelenen depolardan farklı olarak, bu deponun inşaatı yeni tamamlandığından, henüz depo çatı döşemesinin üzerinde bir çatı örtüsünün olmadığı ve dolgu etkisinin söz konusu olmadığı tespit edilmiş ve bu durum modellemelerde dikkate alınmıştır.

Bu depo için çalışmanın (2.1.1) ve (2.1.2) bölümlerinde ayrıntılı olarak sunulmuş olan yaklaşımlar kullanılarak gerçekleştirilen modeller yardımıyla, ankastre ve üç farklı temel zemini koşulu dikkate alınarak, toplam dört adet çözümleme gerçekleştirilmiştir. Çözümlenmelerden elde edilen en büyük yatay yerdeğiştirmeler, sıvı salınım yerdeğiştirmeleri ve depo duvarındaki kritik kesitlerde meydana gelen gerilmeler ile bu tepkilerin gerçekleşme zamanları Tablo 11’de verilmektedir. En büyük tepkilerin elde edildiği düğüm noktaları da Şekil 117’de görülmektedir.

Tablo 11. Bayramışlar deposu için elde edilen en büyük yerdeğiştirmeler ve kritik kesitlerdeki gerilmeler ile bu tepkilerin gerçekleşme zamanları

Model Adı	BAYRAMIŞLAR_S1		BAYRAMIŞLAR_S2		BAYRAMIŞLAR_S3		BAYRAMIŞLAR_ANKASTRE	
	t(s)	Değer	t(s)	Değer	t(s)	Değer	t(s)	Değer
u_r (m)	5.0	0.0022	5.0	0.0011	4.95	0.0009	4.9	0.0006
u_{sl} (m)	4.95	0.4374	4.9	0.4045	4.9	0.3580	4.85	0.3447
u_{sr} (m)	4.95	-0.4348	4.9	-0.4027	4.9	-0.3559	4.85	-0.3432
S_z (dış köşe) (MPa)	5.0	-0.4525	5.0	-0.5108	4.95	-0.6414	4.9	-0.6122
S_y (dış köşe) (MPa)	5.0	-0.0490	5.0	-0.0555	4.95	-0.0699	4.9	-0.0672
S_x (dış köşe) (MPa)	5.0	-0.0285	5.0	-0.0326	4.95	-0.0423	4.9	-0.0493
S_z (dış orta) (MPa)	5.0	-0.4290	4.95	-0.4859	4.95	-0.6172	4.9	-0.6559
S_y (dış orta) (MPa)	5.0	-0.0831	4.95	-0.0949	4.95	-0.1224	4.9	-0.1435
S_x (dış orta) (MPa)	5.0	-0.0345	4.95	-0.0404	4.95	-0.0544	4.9	-0.0670
S_z (iç köşe) (MPa)	5.0	0.3928	4.95	0.4507	4.95	0.5817	4.9	0.6121
S_y (iç köşe) (MPa)	5.0	0.0491	4.95	0.0562	4.95	0.0723	4.9	0.0747
S_x (iç köşe) (MPa)	5.0	0.0293	4.95	0.0335	4.95	0.0432	4.9	0.0513
S_z (iç orta) (MPa)	5.0	0.4717	5.0	0.5333	4.95	0.6607	4.9	0.6858
S_y (iç orta) (MPa)	5.0	0.1005	5.0	0.1134	4.95	0.1383	4.9	0.1480
S_x (iç orta) (MPa)	5.0	0.0470	5.0	0.0530	4.95	0.0639	4.9	0.0720

u_r : Dış duvara ait en üst seviyedeki yatay yerdeğiştirme; u_{sl} ve u_{sr} : Deponun her iki yüzünde sıvıya ait en büyük salınım yerdeğiştirmeleri; S_z , S_y , S_x (dış köşe): Dolgu yüzünde dış duvar köşe noktasında z, y ve x doğrultularındaki en büyük gerilmeler; S_z , S_y , S_x (dış orta): Dolgu yüzünde dış duvar orta noktasında z, y ve x doğrultularındaki en büyük gerilmeler; S_z , S_y , S_x (iç köşe): Sıvı yüzünde dış duvar köşe noktasında z, y ve x doğrultularındaki en büyük gerilmeler; S_z , S_y , S_x (iç orta): Sıvı yüzünde dış duvar orta noktasında z, y ve x doğrultularındaki en büyük gerilmeler



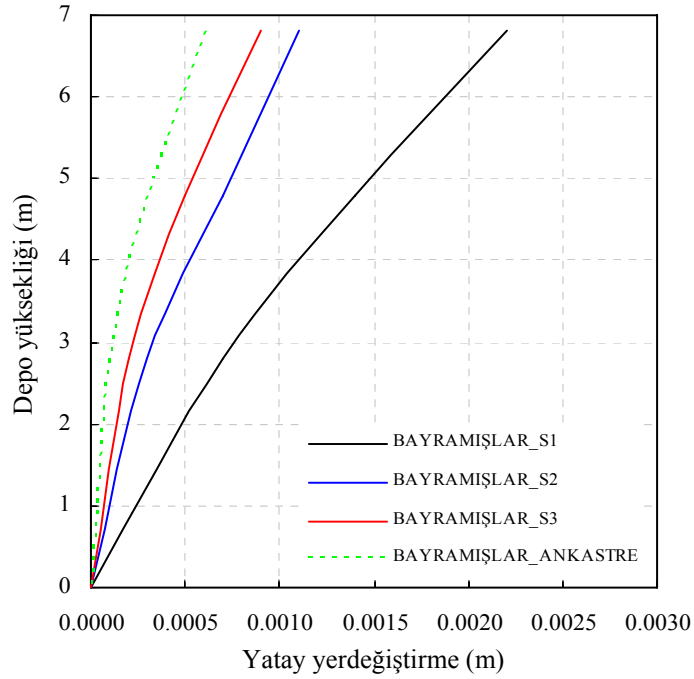
Şekil 117. Çözümlemeler sonucu en büyük tepkilerin elde edildiği düğüm noktaları

- Yatay yerdeğiştirmeler

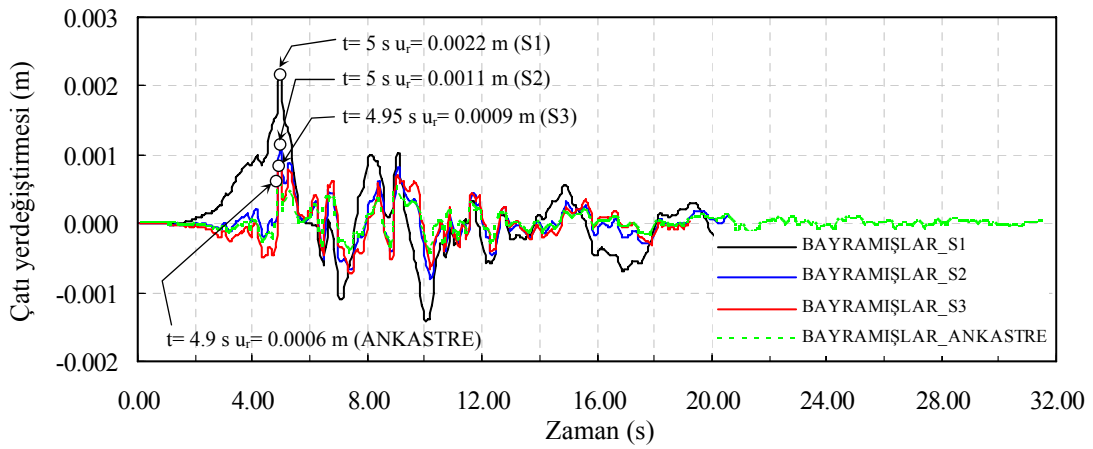
İnceleme konusu depo için gerçekleştirilen çözümler sonucunda; S1, S2, S3 temel zemini ve ankastre kabul edilmiş modellerden elde edilen yatay yerdeğiştirmelerin dış duvarı yüksekliği boyunca depo duvarı temel seviyesine nazaran göreceli değişimleri Şekil 118’de, yatay yerdeğiştirmelerin zamanla değişimleri ise Şekil 119’da verilmektedir.

Şekil 118 incelendiğinde, dolgu etkisindeki diğer depolardan farklı olarak temel/zemin sisteminin etkileşim etkileri diğer birçok yapı sisteminde olduğu gibi karşımıza çıkmaktadır. Oysa ki, daha önce karşılaştırmalı olarak irdelenen dolgu etkisinin bulunduğu sistemlerde, literatürde verilen zemin-yapı etkileşim mekanizmasından daha farklı davranışlar gözlemlenmişti. Ayrıca incelenen depo sisteminin, zemin koşullarının değişiminden oldukça etkilendiği ve bu etkileneşimin azalan temel zemini rijitliğiyle yatay yerdeğiştirmelerin artması şeklinde ortaya çıktığı Şekil 118’den açıkça görülmektedir. Zemin etkileşiminden beklenen de burada olduğu gibi en büyük yerdeğiştirmenin en az rijitliğe sahip olan S1 zemini koşullarında, en az yerdeğiştirmenin ise ankastre taban koşullarında meydana gelmesidir. Şekil 119’daki depo çatı yerdeğiştirmelerinin zamanla değişimleri incelendiğinde, en büyük çatı yerdeğiştirmesi, diğer zemin koşullarına göre daha az rijitliğe sahip S1 zemini koşullarında 5 s’de 0.0022 m olarak gerçekleşirken, söz konusu bu tepki S2 zemini koşullarında yaklaşık %50 oranında azalarak 5 s’de 0.0011 m, ankastre taban koşullarında ise %72 oranında azalarak 4.9 s’de 0.0006 m olarak gerçekleşmektedir. Ayrıca en büyük yerdeğiştirmelerin gerçekleşme zamanları karşılaştırıldığında, kayda değer bir farklılığın olmadığı görülmektedir. Bu karşılaştırmalardan hareketle hesaplanan

yerdeşistirmelerin, meritebe itibarıyla önemli bir büyüklüğe sahip olmamalarına karşın zemin etkileşiminin davranışı ne denli değiştirebileceği açıkça görölmektedir. Ayrıca dolgu etkisinin olmadığı bu yapıda zemin etkileşiminin, sadece yerdeğiştirme değerinin, birçok zemin etkileşimi probleminde olduğu gibi, artmasına neden olduğu, diğer taraftan yerdeğiştirmenin zamanla değişimi bakımından önemli bir farklılığa neden olmadığı açıkça görölmektedir.



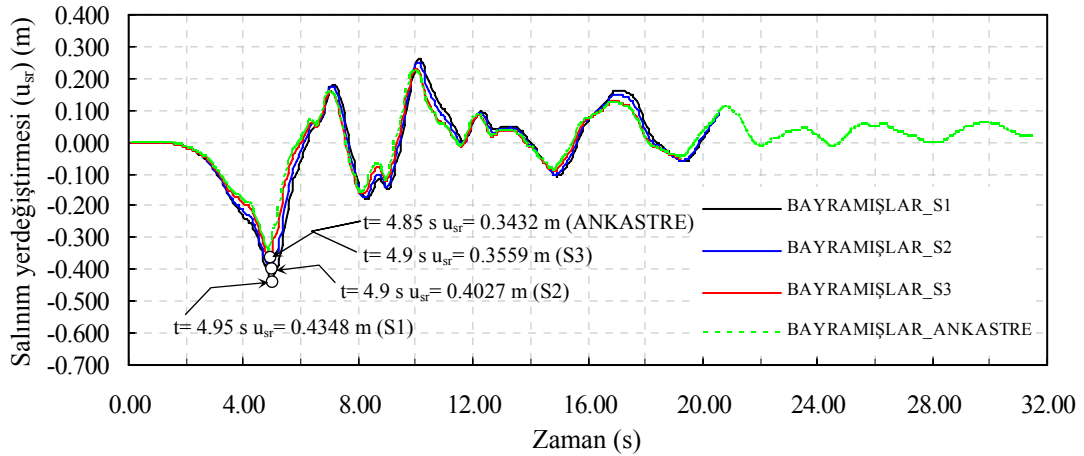
Şekil 118. Depo dış duvarındaki yatay yerdeğiştirmelerin depo yüksekliği boyunca değişimleri



Şekil 119. Depo çatı yerdeğiştirmelerinin zamanla değişimleri

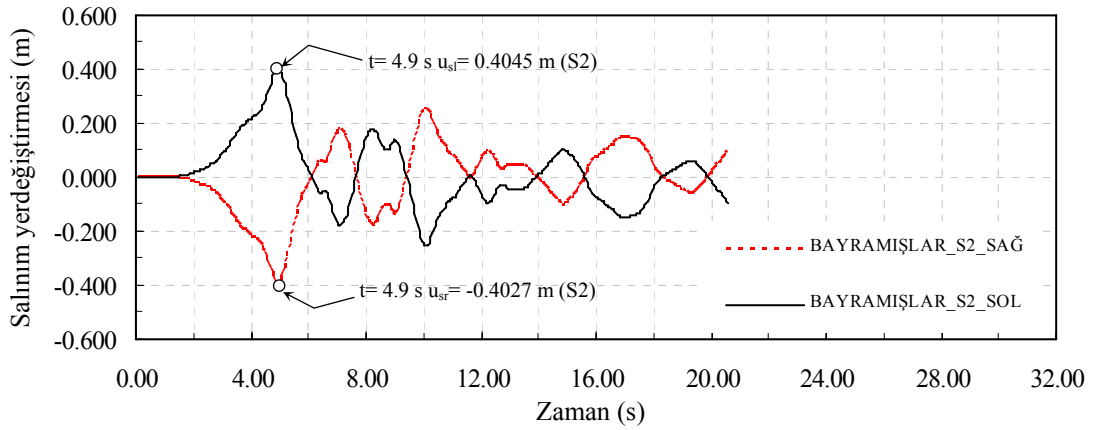
- Salınım yerdeğiştirmeleri

Bu depo için önerilen sayısal modeller dikkate alınarak gerçekleştirilen dört adet zmlmeden elde edilen sıvı salınım yerdeğiştirmelerinin zamanla değişimleri Şekil 120’de verilmektedir.



Şekil 120. Sıvı salınım yerdeğiştirmelerinin zamanla değişimleri

Şekil 120’den görülebileceği gibi, dikkate alınan bütün temel zemini koşullarında sıvı salınım yerdeğiştirmeleri bakımından bir önceki inceleme konusu depoya nazaran farklılık bulunmakla birlikte, en büyük tepkilerin gerçekleşme zamanları açısından önemli bir farklılığın olmadığı (4.85~4.95 s) ve zaman boyunca davranış açısından kayda değer bir sapmanın meydana gelmediği görülmektedir. Anılan farklılığın gerçekleşme sebebi olarak bu depodaki su seviyesinin düşük olması ve depo duvarının dolgu etkisine maruz olmaması verilebilir. Bu bağlamda, pratik olarak temel-zemin etkileşiminin sıvı salınım yerdeğiştirmeleri üzerinde ihmal edilebilir seviyede bir etkiye sahip olduğu daha önce incelenilen depoda ifade edilmesine rağmen, burada ankastre depo ile S1 türü zemin sistemi üzerinde inşa edilmiş depo arasındaki artışın yaklaşık %27 gibi bir mertebede gerçekleşmesi depodaki sıvı salınımlarının bu tür bir işletme seviyesinde ihmal edilemeyecek boyutlarda olduğunu göstermektedir. Bunlara ek olarak, Şekil 121’de sadece S2 zemini koşullarında depo sağ ve sol tarafında oluşan sıvı salınım yerdeğiştirmelerinin zamanla değişimleri verilmektedir. Şekil 121’den görülebileceği gibi depo sağ ve sol tarafında simetrik bir değişim söz konusu olup, en büyük tepkilerin gerçekleşme zamanı ve Şiddeti bakımından bir farklılık bulunmamaktadır.

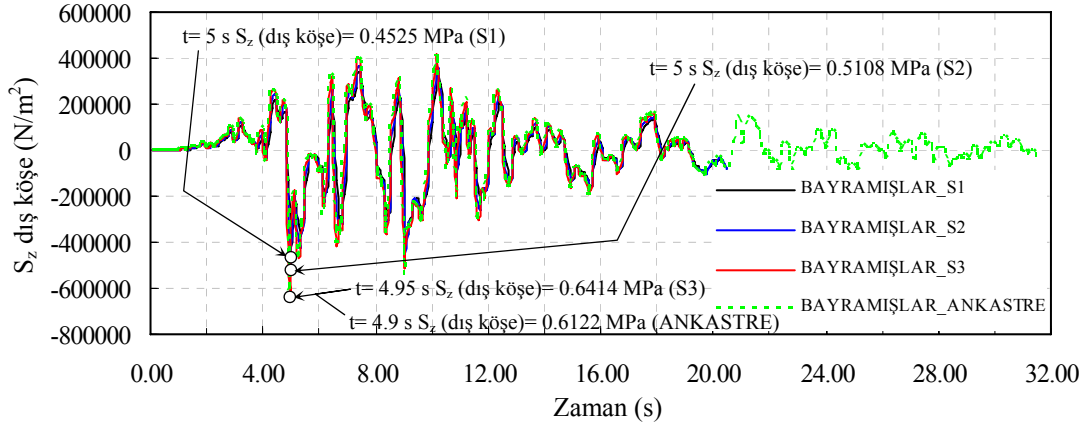


Şekil 121. S2 zemini koşullarında depo sağ tarafındaki (u_{sr}) ve sol tarafındaki (u_{sl}) sıvı salınım yerdeğiştirmelerinin zamanla değişimleri

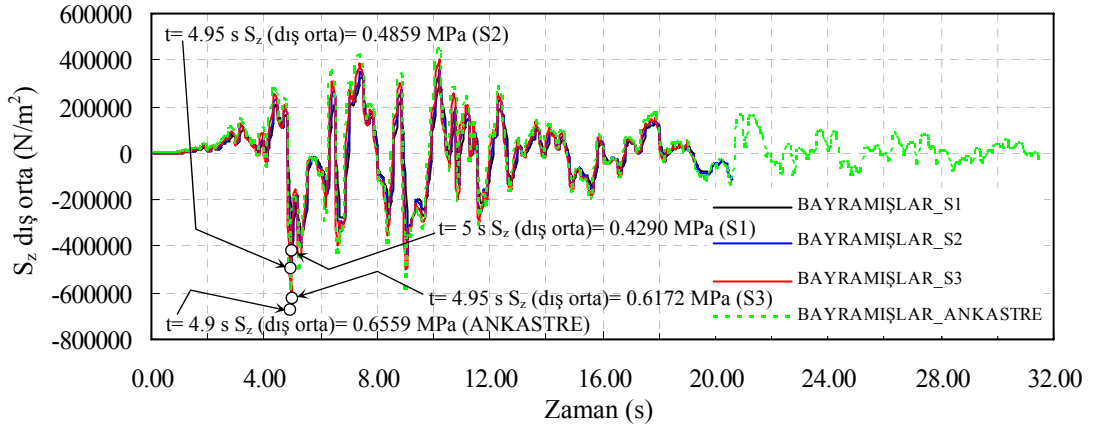
- Gerilmeler

Dikdörtgen depo için gerçekleştirilen çözümler sonucunda, S1, S2, S3 ve ankastre zemin koşullarında, depo dış duvarı dış yüzünde ve iç yüzünde, duvar kesitlerinde oluşan gerilmeler değerlendirilmiştir. Bu maksatla kritik kesitler olarak belirlenen duvar köşe ve orta noktalarında her bir doğrultuda en büyük gerilme değerleri ve gerilmelerin zamanla değişimleri elde edilmiştir. Gerilmeler ve bunların oluştukları bölgeler incelendiğinde, en büyük gerilmelerin temel üst yüzeyinden yaklaşık olarak 0.5 m kadar üzerinde oluştuğu gözlemlenmektedir. Ayrıca incelenen farklı temel zemini sistemleri için bu gerilmelerin şiddetlerinin de önemli mertebelerde değişebildiği görülmektedir.

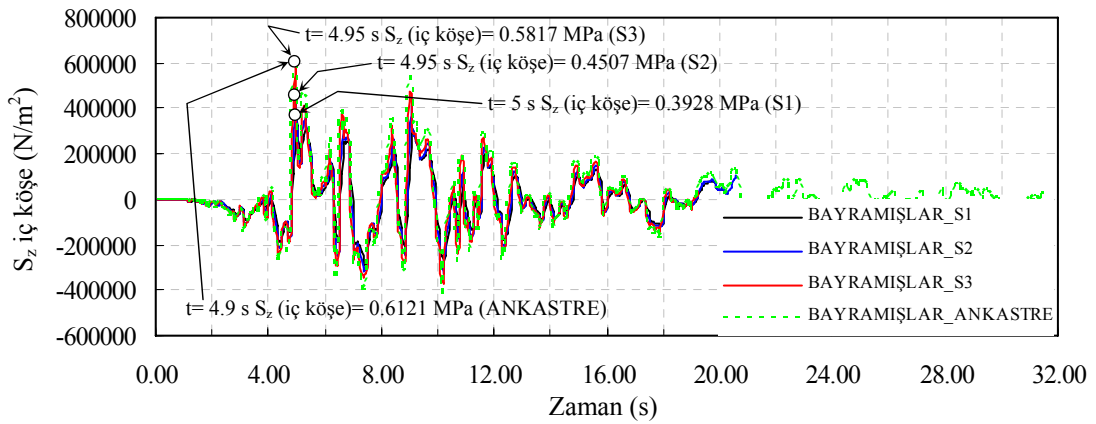
Söz konusu depo dikkate alınarak dört farklı temel zemini sistemi (S1, S2, S3 ve ankastre) için z doğrultusunda, depo dış duvarı kritik kesitleri olarak belirlenen daha önce ifade edilmiş toplam dört farklı noktada oluşan gerilmelerin en büyük değerleri ve bu gerilmelerin zamanla değişimleri Şekil 122~125'de verilmektedir.



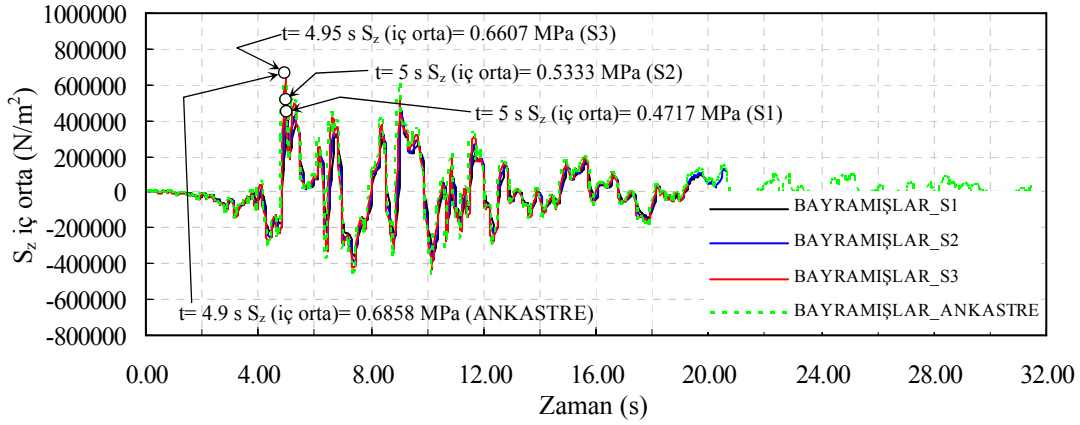
Şekil 122. Depo dış duvarı dış yüz köşe noktasında z doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi



Şekil 123. Depo dış duvarı dış yüz orta noktasında z doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi



Şekil 124. Depo dış duvarı iç yüz köşe noktasında z doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi

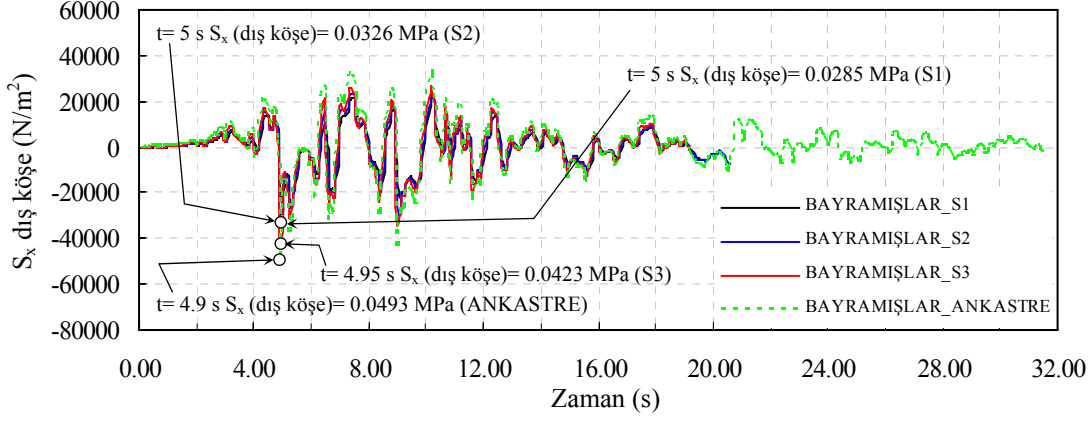


Şekil 125. Depo dış duvarı iç yüz orta noktasında z doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi

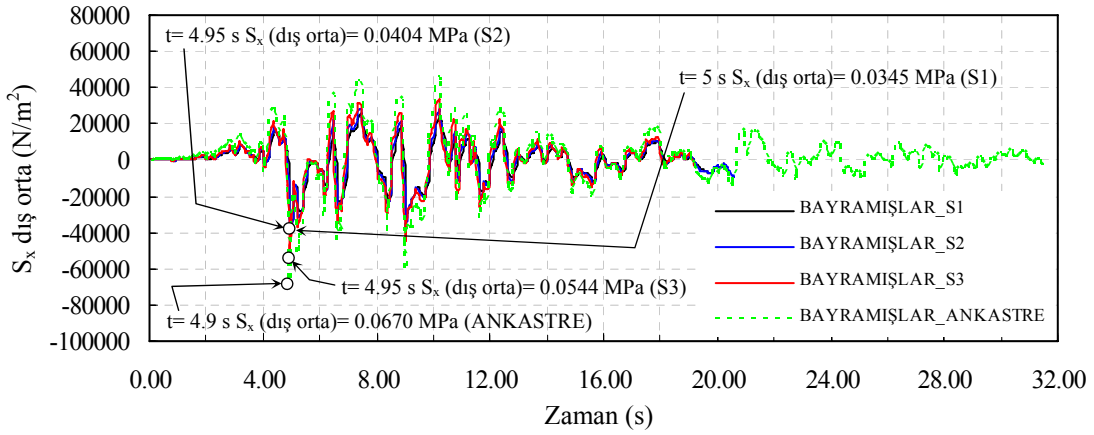
Şekil 122~125'den görülebileceği üzere depo dış duvarında kritik kesitlerdeki S_z gerilmelerinin zamanla değişimleri incelendiğinde, zemin sistemindeki değişimlere bağlı olarak oluşan gerilmeler, eşlenik bir karakter sergilemektedirler. Yerdeğiştirmelerin incelenmesinde olduğu gibi, gerilmelerin de değişiminde klasik temel/zemin etkileşim mekanizmasının yapı tepkileri üzerindeki etkileri gözlemlenmektedir. Etkileşim yalnızca azalan zemin rijitliği ile azalan gerilmelere neden olmaktadır. Örneğin Şekil 123'deki depo dış duvarı dış yüz orta noktasındaki gerilmeler incelendiğinde; ankastre taban koşullarında en büyük gerilme, basınç olarak 0.6559 MPa düzeyinde iken, azalan zemin rijitliğiyle birlikte sürekli azalma eğilimi göstermekte ve nihai olarak S1 zemini koşullarında %35 oranında bir azalmayla yine basınç olarak 0.4290 MPa mertebesinde gerçekleşmektedir. Şekil 125'deki depo dış duvarı iç yüz orta noktasındaki gerilmeler incelendiğinde ise; hesaplanan en büyük gerilmelerin bu noktada bütün sistemler için çekme olarak meydana geldiği ve azalmanın ise %31 mertebesinde olduğu görülmektedir. Burada dikkat edilmesi gereken bir husus da, dolgu etkileşiminin olmadığı bu depo için, elde edilen en büyük iç kuvvet tepkileri bakımından, farklı rijitliğe sahip zemin koşullarına geçilirken meydana gelen en büyük gerilmelerin yön değiştirmedikleri, ve yine meydana gelen en büyük gerilmeler açısından iç noktalarda tümüyle çekme, dış noktalarda ise tümüyle basınç gerilmelerinin oluştuğudur. Ayrıca bu tepkilerinin gerçekleşme zamanları incelendiğinde, iç ve dış noktalarda, tüm zemin koşullarında kayda değer bir farklılığın olmadığı ve tüm tepkilerin 4.9~5 s civarında meydana geldiği görülmektedir.

Gerilmeler bakımından yapılan bu karşılaştırmalar, inceleme konusu depo dikkate alınarak dört farklı temel zemini sistemi (S1, S2, S3 ve ankastre) için x doğrultusunda da

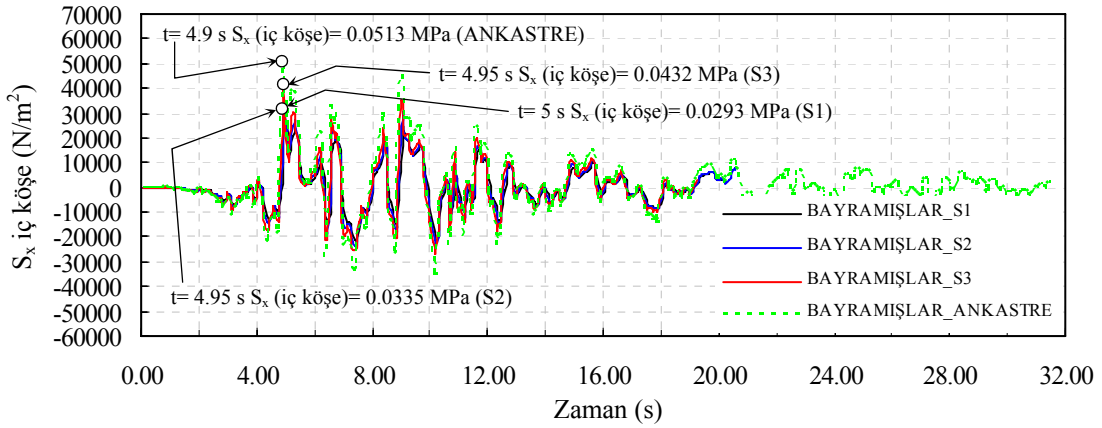
yapılmakta ve belirlenmiş olan kritik noktalarda oluşan gerilmelerin en büyük değerleri ve bu gerilmelerin zamanla değişimleri Şekil 126~129'da verilmektedir.



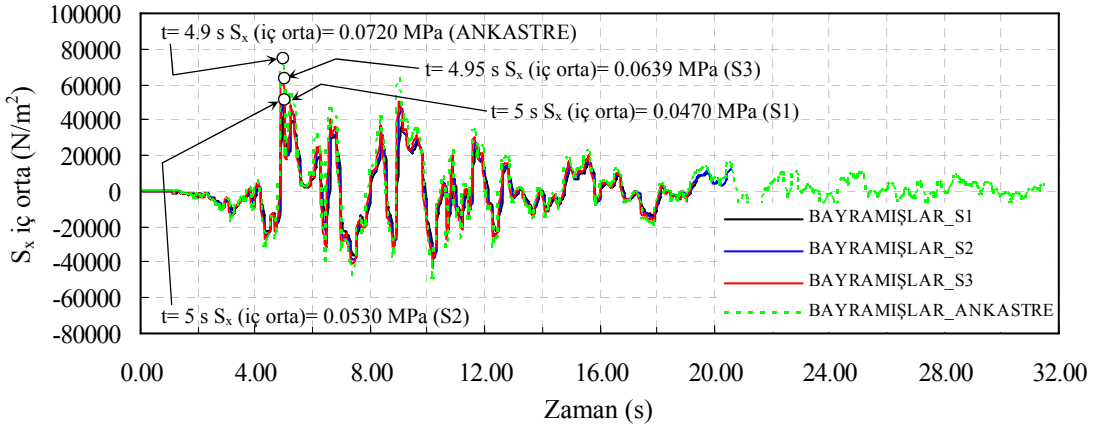
Şekil 126. Depo dış duvarı dış yüz köşe noktasında x doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi



Şekil 127. Depo dış duvarı dış yüz orta noktasında x doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi



Şekil 128. Depo dış duvarı iç yüz köşe noktasında x doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi



Şekil 129. Depo dış duvarı iç yüz orta noktasında x doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi

Şekil 126~129'daki depo dış duvarında kritik kesitlerdeki S_x gerilmelerinin zamanla değişimleri incelendiğinde, diğer doğrultularda olduğu gibi zemin sistemindeki değişimlere, diğer bir ifadeyle zayıf zemin koşullarından daha rijit zemin koşullarına ve ankastre kabule gidildikçe hesaplanan gerilmeler şiddet bakımından artma eğilimi sergilemektedirler. Ayrıca z ve y doğrultularında olduğu gibi burada da zemin sisteminin değişimiyle en büyük iç kuvvet tepkilerinin yön değiştirmedikleri açıkça görülmektedir. En büyük iç kuvvet tepkilerinin gerçekleşme zamanları incelendiğinde, z ve y doğrultularında olduğu gibi, tüm zemin koşulları için kayda değer bir farklılığın olmadığı ve tüm tepkilerin 4.9~5 s civarında meydana geldiği görülmektedir. Burada ifade edilmesi gereken önemli bir diğer husus da; en büyük gerilmelerin beklenildiği gibi z doğrultusunda meydana geldiğidir. Ancak dolgu etkisinde olmayan bu depo sistemi için meydana gelen en büyük

gerilmelerin çok düşük bir beton dayanımı için bile kritik sınırların oldukça altında olduğu görülebilmektedir. Burada hareketle, dolgunun olmadığı durumlarda gerilmelerin de ne denli azalabildiği görülebilmektedir.

Bu depo için z , y ve x doğrultularındaki iç kuvvet tepkileri üzerinde yapılan tüm bu karşılaştırmalardan, belirlenen kritik kesitlerde oluşan iç kuvvet tepkilerinin azalan temel zemini rijitliğiyle, tümüyle azalma eğiliminde olduğu görülmektedir. Fakat daha önce incelenen depolar için tümüyle azalma eğilimi gözlemlenmediğinden, bu iç kuvvet tepkilerinin azalan zemin rijitliğiyle mutlaka azalacağı yargısına varmak doğru bir yaklaşım olmayacaktır. Bu yargıya varmak için depoya etkiyen diğer etmenlerin de incelenmesi gerekliliği açıktır. Diğer depo sistemleri ile bu depo sistemi arasında temel farklılık olarak dolgu etkileşimi gösterilebilir. Bu durumda, dolgu geometrisi ve yüksekliğinin depo davranışı üzerinde etkili olduğu ve genel yargıdan farklı davranışların ortaya çıkmasına neden olabileceği görülmektedir.

2.5.4. İlkadım Deposu Deprem Davranışının Değerlendirilmesi

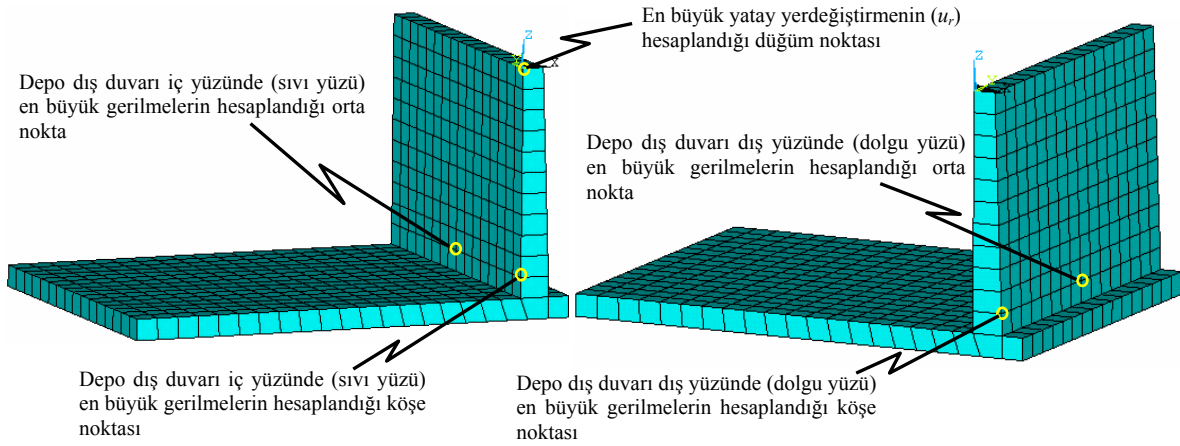
İlkadım deposu için yapısal özellikler ve diğer birçok bilgiler çalışmanın (2.4.4) bölümünde verilmiştir. Ayrıca arazide bizzat gerçekleştirilen incelemelerden elde edilen veriler ve yapı projesi üzerinde yapılan kontroller sayesinde, daha önce incelenen depolardan farklı olarak, bu deponun boş olduğu ve dolgu etkileşiminin söz konusu olmadığı tespit edilmiş ve bu durum modellemelerde dikkate alınmıştır.

İnceleme konusu bu depo için çalışmanın (2.1.1) ve (2.1.2) bölümlerinde ayrıntılı olarak sunulmuş olan yaklaşımlar kullanılarak gerçekleştirilen modeller yardımıyla, ankastre ve üç farklı temel zemini koşulu dikkate alınarak, toplam dört adet çözümleme gerçekleştirilmiştir. Çözümlemelerden elde edilen en büyük yatay yerdeğiştirmeler ve depo duvarındaki kritik kesitlerde meydana gelen gerilmeler ile bu tepkilerin gerçekleşme zamanları Tablo 12’de verilmektedir. En büyük tepkilerin elde edildiği düğüm noktaları da Şekil 130’da görülmektedir.

Tablo 12. İlkadım deposu için elde edilen en büyük yerdeğiştirmeler ve kritik kesitlerdeki gerilmeler ile bu tepkilerin gerçekleşme zamanları

Model Adı	İLKADIM_S1		İLKADIM_S2		İLKADIM_S3		İLKADIM_ANKASTRE	
	t(s)	Değer	t(s)	Değer	t(s)	Değer	t(s)	Değer
u_r (m)	5.0	0.0057	5.0	0.0027	5.3	0.0017	4.95	0.0011
S_z (dış köşe) (MPa)	5.0	-0.6622	5.0	-0.7826	4.95	-0.9329	4.95	-0.8306
S_y (dış köşe) (MPa)	5.0	-0.0233	5.0	-0.0283	4.95	-0.0334	4.95	-0.0249
S_z (dış orta) (MPa)	5.0	-0.6036	5.0	-0.7109	4.95	-0.8508	4.95	-0.9399
S_y (dış orta) (MPa)	5.0	-0.0962	5.0	-0.1104	4.95	-0.1288	4.95	-0.1890
S_z (iç köşe) (MPa)	5.0	0.5207	5.0	0.6322	4.95	0.8221	4.95	0.8290
S_y (iç köşe) (MPa)	5.0	0.0121	5.0	0.0163	4.95	0.0285	4.95	0.0238
S_z (iç orta) (MPa)	5.0	0.6102	5.0	0.7192	4.95	0.8562	4.95	0.9401
S_y (iç orta) (MPa)	5.0	0.1185	5.0	0.1390	4.95	0.1669	4.95	0.1872

u_r : Dış duvara ait en üst seviyedeki yatay yerdeğiştirme; S_x , S_y (dış köşe): Dolgu yüzünde dış duvar köşe noktasında z ve y doğrultularındaki en büyük gerilmeler; S_x , S_y (dış orta): Dolgu yüzünde dış duvar orta noktasında z ve y doğrultularındaki en büyük gerilmeler; S_x , S_y (iç köşe): Sıvı yüzünde dış duvar köşe noktasında z ve y doğrultularındaki en büyük gerilmeler; S_x , S_y (iç orta): Sıvı yüzünde dış duvar orta noktasında z ve y doğrultularındaki en büyük gerilmeler

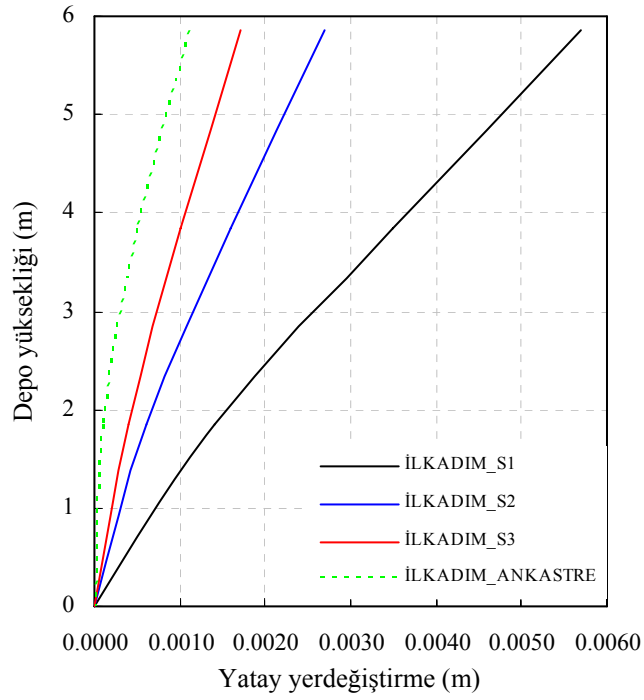


Şekil 130. Çözümlemeler sonucu en büyük tepkilerin elde edildiği düğüm noktaları

- Yatay yerdeğiştirmeler

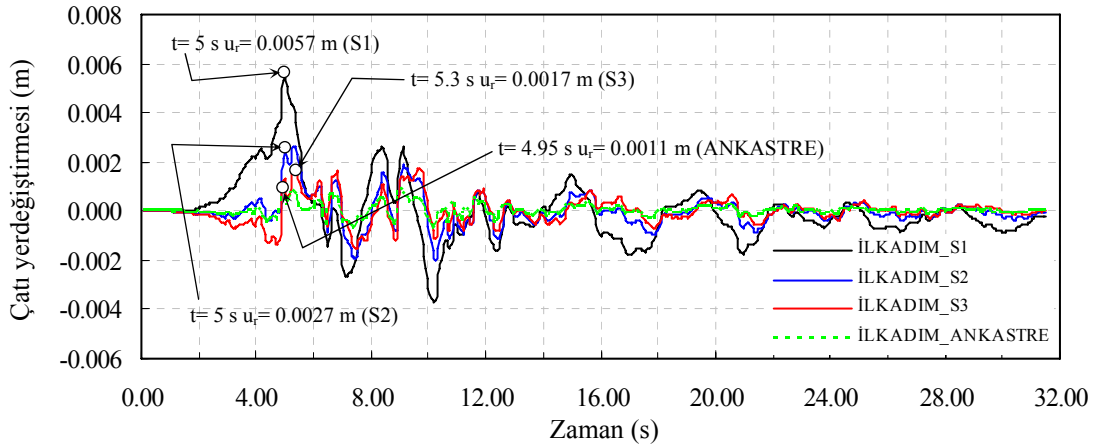
Gerçeleştirilen dinamik analizler sonucunda; S1, S2, S3 temel zemini ve ankastre taban koşullarında yatay yerdeğiştirmelerin depo dış duvarı yüksekliği boyunca, depo duvarı temel seviyesine nazaran görelideğişimleri Şekil 131'de, bu zemin koşullarında yatay yerdeğiştirmelerin zamanla değişimleri Şekil 132'de verilmektedir.

Şekil 131 incelendiğinde, dolgu etkisindeki diğer depolardan farklı olarak temel/zemin sisteminin etkileşim etkileri, diğer birçok yapı sisteminde olduğu gibi karşımıza çıkmaktadır. Ayrıca incelenen depo sisteminin, zemin koşullarının değişiminden oldukça etkilendiği ve bu etkilenmenin, zemin etkileşiminden beklendiği gibi, azalan temel zemini rijitliğiyle yatay yerdeğiştirmelerin artması şeklinde ortaya çıktığı açıkça görölmektedir.



Şekil 131. Depo dış duvarındaki yatay yerdeğiştirmelerin depo yüksekliği boyunca değişimleri

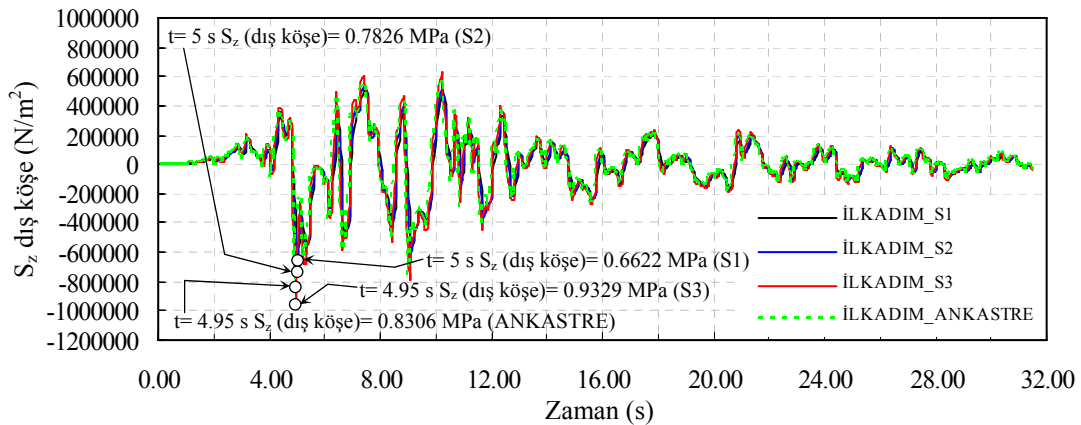
Şekil 132'deki depo çatı yerdeğiştirmelerinin zamanla değişimleri incelendiğinde, en büyük çatı yerdeğiştirmesi, en az rijitliğe sahip S1 zemini koşullarında 5 s'de 0.0057 m olarak gerçekleşirken, bu tepki S2 zemini koşullarında yaklaşık %52 oranında azalarak 5 s'de 0.0027 m, ankastre taban koşullarında ise yaklaşık %80 oranında azalarak 4.95 s'de 0.0011 m olarak gerçekleşmektedir. Ayrıca dolgu ve sıvı etkileşiminin olmadığı bu yapıda zemin etkileşiminin, sadece yerdeğiştirme değerinin, birçok zemin etkileşimi probleminde olduğu gibi, artmasına neden olduğu, diğer taraftan yerdeğiştirmenin zamanla değişimi bakımından önemli bir farklılığa neden olmadığı açıkça görülmektedir.



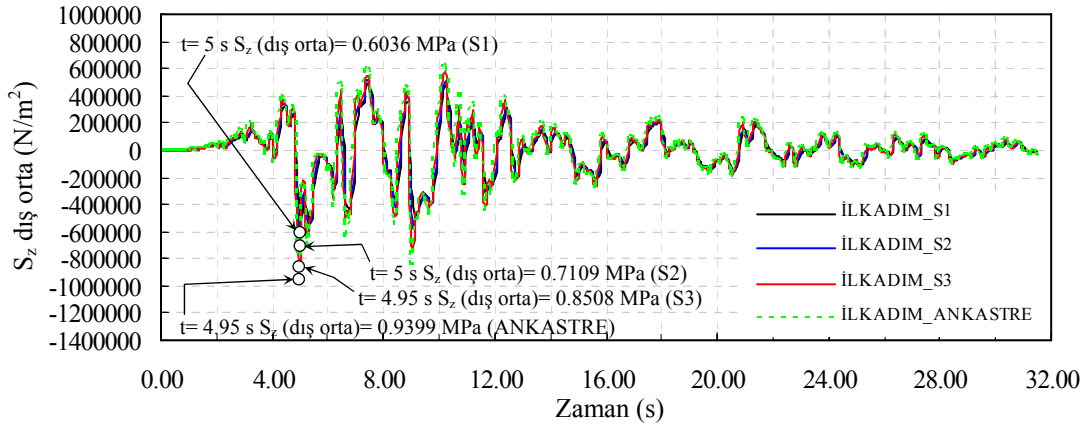
Şekil 132. Depo çatı yerdeğiştirmelerinin zamanla değişimleri

- Gerilmeler

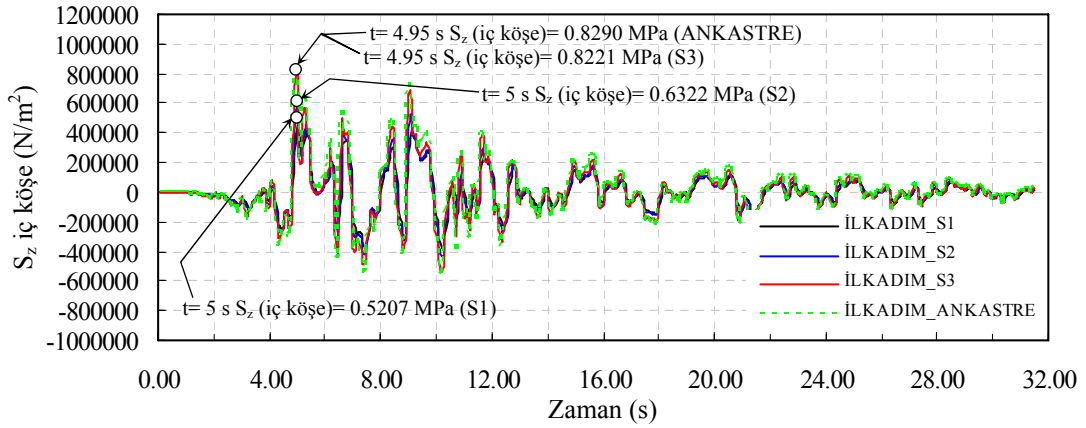
Çözümlenmeler sonucunda; S1, S2, S3 türü temel/zemin sistemleri ve ankastre sistem koşullarında, dış duvar dış ve iç yüzlerinde, duvar kritik kesitlerinde oluşan gerilmeler değerlendirilerek, bu kesitler için en büyük gerilmeler ve gerilmelerin zamanla değişimleri elde edilmiştir. Çözümlenmelerden; incelenen farklı temel zemini sistemleri için gerilmelerin şiddetlerinin önemli mertebelerde değişebildiği görülmektedir. Ayrıca diğer depo sistemlerinde olduğu gibi, bu depo için de, kritik kesitlerin temel üst seviyesinin yaklaşık 0.5 m kadar üzerinde olduğu gözlemlenmiştir. Dört farklı temel zemini sistemi (S1, S2, S3 ve ankastre) için z doğrultusunda, depo dış duvarı kritik kesitleri olarak belirlenen dış köşe, dış orta, iç köşe ve iç orta noktalarda oluşan gerilmelerin en büyük değerleri ve bu gerilmelerin zamanla değişimleri Şekil 133~136'da verilmektedir.



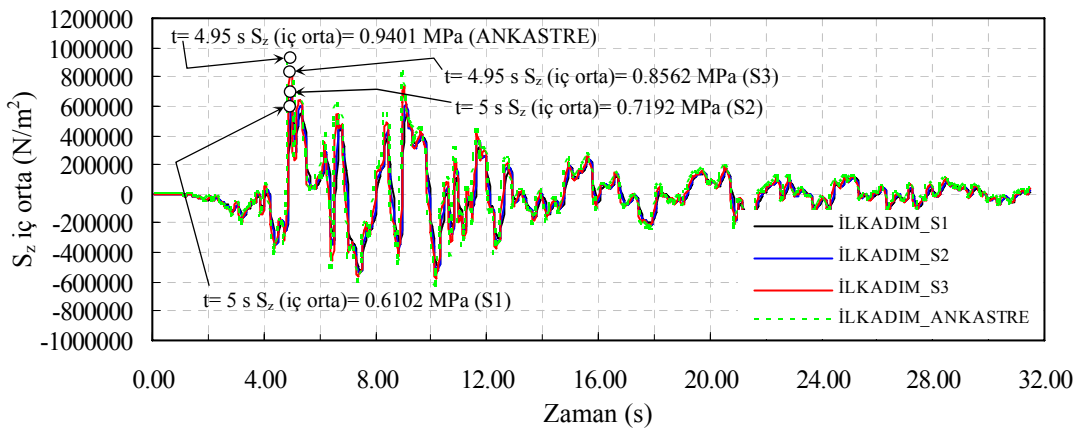
Şekil 133. Depo dış duvarı dış yüz köşe noktasında z doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi



Şekil 134. Depo dış duvarı dış yüz orta noktasında z doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi



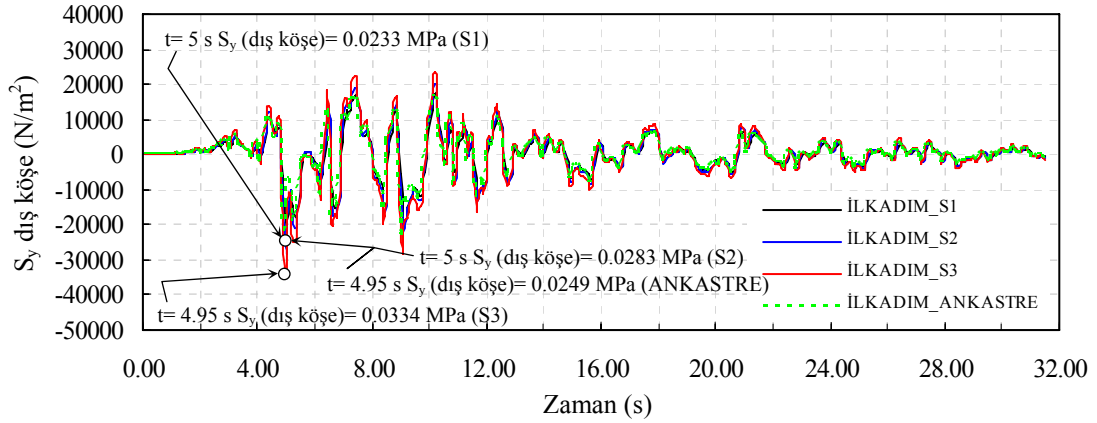
Şekil 135. Depo dış duvarı iç yüz köşe noktasında z doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi



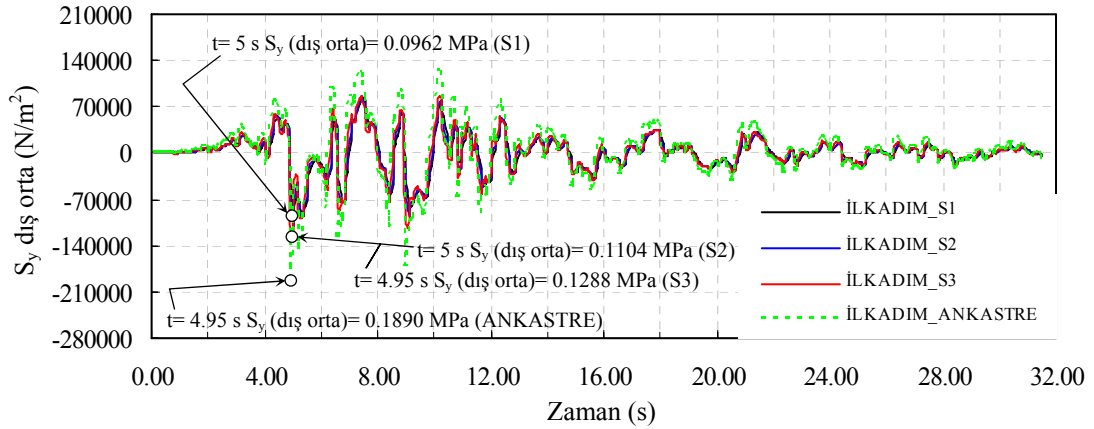
Şekil 136. Depo dış duvarı iç yüz orta noktasında z doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi

Şekil 133~136'daki depo dış duvarında kritik kesitlerdeki S_z gerilmelerinin zamanla değişimleri incelendiğinde, zemin sistemindeki değişimlere bağlı olarak oluşan gerilmelerin eşlenik bir karakter sergilediği söylenebilir. Gerilmelerin değişiminde klasik temel/zemin etkileşim mekanizmasının yapı tepkileri üzerindeki etkileri gözlemlenmekte ve etkileşim yalnızca azalan zemin rijitliği ile azalan gerilmelere neden olmaktadır. Örneğin Şekil 134'deki depo dış duvarı dış yüz orta noktasındaki gerilmeler incelendiğinde; ankastre sistem koşullarında en büyük gerilme basınç olarak 0.9399 MPa düzeyinde iken, azalan zemin rijitliğiyle birlikte sürekli azalma eğilimi göstermekte ve nihai olarak S1 zemini koşullarında %36 oranında bir azalmayla yine basınç olarak 0.6036 MPa mertebesinde gerçekleşmektedir. Şekil 136'daki depo dış duvarı iç yüz orta noktasındaki gerilmeler incelendiğinde ise; bütün gerilmelerin çekme olarak ve dış yüz orta nokta ile hemen hemen aynı mertebelerde gerçekleştiği söylenebilir. Örneğin; S2 zemini koşullarında depo dış duvarı dış orta noktasında hesaplanan en büyük gerilme değeri 5 s'de basınç olarak 0.7109 MPa iken, bu değer iç orta noktada 5 s'de çekme olarak 0.7192 MPa olarak gerçekleşmektedir. Burada dikkat edilmesi gereken diğer bir husus da, dolgu ve sıvı etkileşiminin olmadığı bu depo için, elde edilen en büyük iç kuvvet tepkileri bakımından, farklı rijitliğe sahip zemin koşulları için gerilmelerin yön değiştirmedikleri, gerilmelerin zamanla değişimlerinden elde edilen en büyük gerilmelerin, iç noktalarda tümüyle çekme, dış noktalarda ise tümüyle basınç gerilmesi olarak oluştuğudur. Ayrıca en büyük iç kuvvet tepkilerinin gerçekleşme zamanları incelendiğinde, iç ve dış noktalarda, tüm zemin koşullarında kayda değer bir farklılığın olmadığı ve tüm tepkilerin 4.9~5 s civarında meydana geldiği görülmektedir. Farklı zemin koşullarında elde edilen bu gerçekleşme zamanlarının üst üste düşmelerinden ve gerilmelerin zamanla değişimlerinden görülebileceği gibi sistemin genel davranış karakteri açısından önemli bir farklılık ortaya çıkmamaktadır.

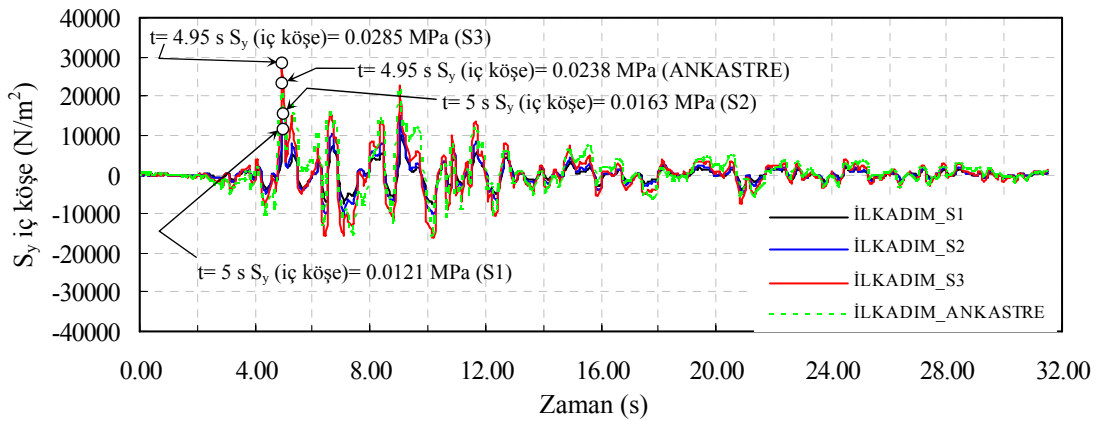
Belirlenmiş olan kritik noktalarda gerçekleştirilen benzer karşılaştırmalar y doğrultusundaki gerilmeleri temsilen dört farklı temel zemini sistemi (S1, S2, S3 ve ankastre) için Şekil 137~140'da verilmektedir.



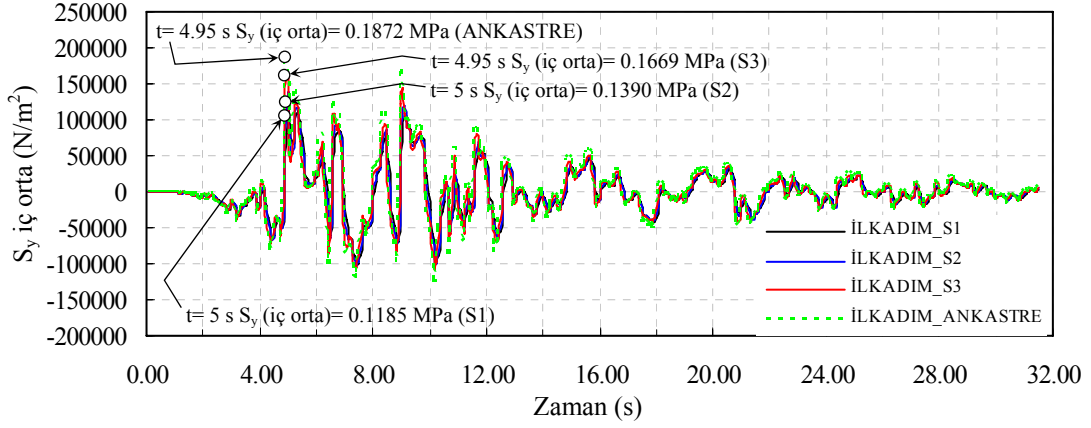
Şekil 137. Depo dış duvarı dış yüz köşe noktasında y doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi



Şekil 138. Depo dış duvarı dış yüz orta noktasında y doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi



Şekil 139. Depo dış duvarı iç yüz köşe noktasında y doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi



Şekil 140. Depo dış duvarı iç yüz orta noktasında y doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi

Şekil 137~140'daki depo dış duvarında kritik kesitlerdeki S_y gerilmelerinin zamanla değişimleri incelendiğinde, iç ve dış yüzde oluşan en büyük gerilmeler, z doğrultusunda olduğu gibi azalan temel zemini rijitliğiyle azalma eğiliminde olup, söz konusu en büyük tepkiler de, hemen hemen eş zamanlı gerçekleşmektedir (4.9~5 s). Örneğin; Şekil 138'deki depo dış duvarı dış yüz orta noktasındaki gerilmeler incelendiğinde; ankastre sistem koşullarında basınç olarak 0.1890 MPa düzeyinde gerçekleşen en büyük gerilme, azalan zemin rijitliğiyle birlikte sürekli azalma eğilimi göstererek, S3 zemini koşullarında %32 oranında bir azalmayla basınç olarak 0.1288 MPa düzeyinde, S1 zemini koşullarında ise %49 oranında bir azalmayla yine basınç olarak 0.0962 MPa düzeyinde gerçekleşmektedir. Tüm bunlara ek olarak, z doğrultusunda olduğu gibi burada da, en büyük iç kuvvet tepkileri bakımından, zemin sisteminin değişimiyle iç kuvvetlerin yön değiştirmedeği, dış yüzde tümüyle basınç gerilmeleri oluşurken, iç yüzde tümüyle çekme gerilmeleri oluşmaktadır.

2.5.5. Atakum Deposu Deprem Davranışının Değerlendirilmesi

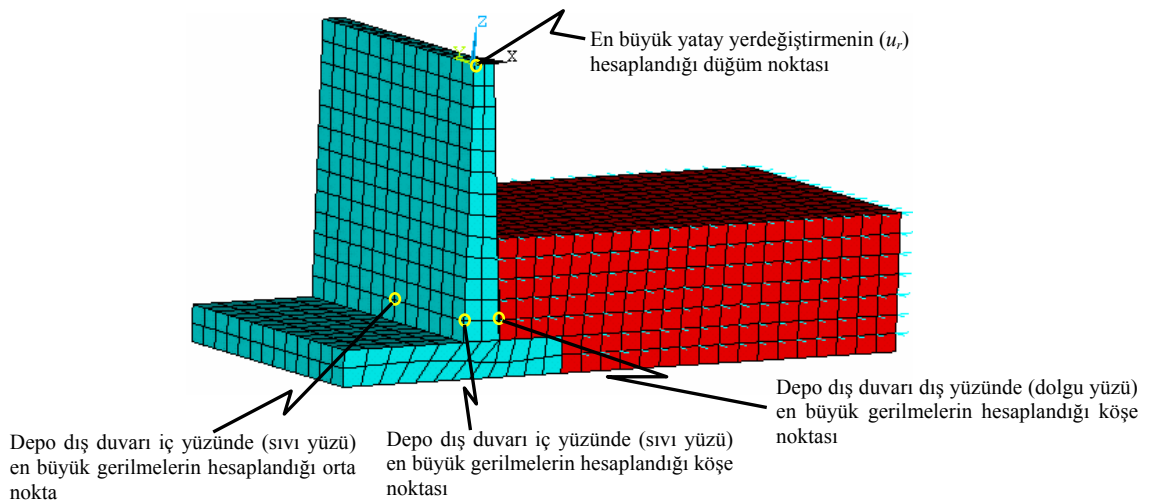
Atakum deposu için yapısal özellikler ve diğer birçok bilgiler çalışmanın (2.4.5) bölümünde verilmiştir. Ayrıca arazide bizzat gerçekleştirilen incelemelerden deponun boş olduğu tespit edilmiştir. Buna ek olarak, dolgu etkisi bakımından da, depo üst yüzeyinden belirli bir eğimle yer seviyesine kadar inen dolgu etkisindeki daha önce incelenilen depoların aksine, bu depoda kısmen dolgu etkisinin mevcut olduğu ve dolgu zemininin depo dış duvarı yüksekliğinin yaklaşık 1/3'ü ile etkileşim içerisinde olduğu belirlenmiştir.

Buradan hareketle gerçekleştirilen modeller yardımıyla, ankastre ve üç farklı temel zemini koşulu dikkate alınarak, toplam dört adet çözümleme gerçekleştirilmiştir. Bu çözümlerden elde edilen en büyük yatay yerdeğiştirmeler ve depo duvarında kritik kesitlerde meydana gelen gerilmeler ile bu tepkilerin gerçekleşme zamanları Tablo 13’de verilmektedir. En büyük tepkilerin elde edildiği düğüm noktaları da Şekil 141’de görülmektedir.

Tablo 13. Atakum deposu için elde edilen en büyük yerdeğiştirmeler ve kritik kesitlerdeki gerilmeler ile bu tepkilerin gerçekleşme zamanları

Model Adı	ATAKUM_S1		ATAKUM_S2		ATAKUM_S3		ATAKUM_ANKASTRE	
	t(s)	Değer	t(s)	Değer	t(s)	Değer	t(s)	Değer
u_x (m)	9.95	-0.0047	4.75	-0.0013	4.75	-0.0014	4.95	0.0010
S_z (dış köşe) (MPa)	5.0	-0.2083	5.0	-0.4848	4.95	-0.6324	4.95	-0.7276
S_y (dış köşe) (MPa)	5.0	-0.0196	5.0	-0.0071	4.95	-0.0117	4.95	-0.0123
S_z (dış orta) (MPa)	5.0	-0.2465	5.0	-0.4829	4.95	-0.6566	4.95	-0.7999
S_y (dış orta) (MPa)	6.75	0.0284	5.0	-0.0782	4.95	-0.0955	4.95	-0.1453
S_z (iç köşe) (MPa)	5.0	0.2056	5.0	0.4738	4.95	0.6365	4.95	0.7419
S_y (iç köşe) (MPa)	5.0	0.0148	5.0	0.0090	4.95	0.0131	4.95	0.0154
S_z (iç orta) (MPa)	5.0	0.2674	5.0	0.5004	4.95	0.6674	4.95	0.8382
S_y (iç orta) (MPa)	6.75	-0.0307	5.0	0.0721	4.95	0.0914	4.95	0.1567

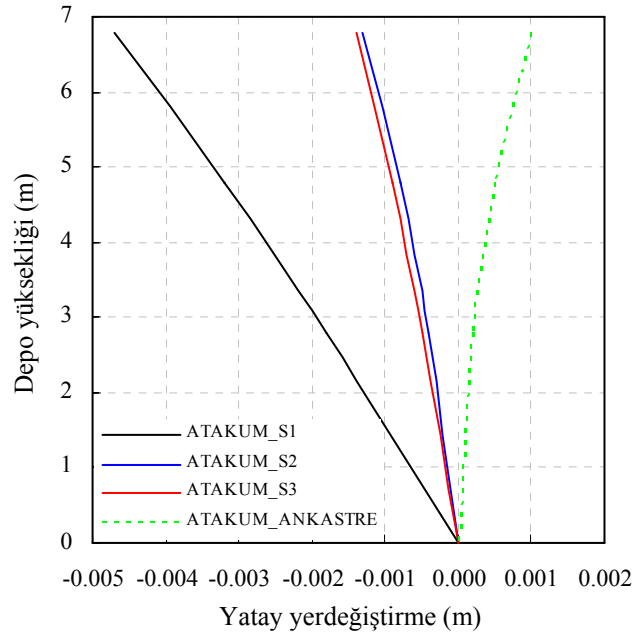
u_x : Dış duvara ait en üst seviyedeki yatay yerdeğiştirme; S_x , S_y (dış köşe): Dolgu yüzünde dış duvar köşe noktasında z ve y doğrultularındaki en büyük gerilmeler; S_x , S_y (dış orta): Dolgu yüzünde dış duvar orta noktasında z ve y doğrultularındaki en büyük gerilmeler; S_x , S_y (iç köşe): Sıvı yüzünde dış duvar köşe noktasında z ve y doğrultularındaki en büyük gerilmeler; S_x , S_y (iç orta): Sıvı yüzünde dış duvar orta noktasında z ve y doğrultularındaki en büyük gerilmeler



Şekil 141. Çözümler sonucu en büyük tepkilerin elde edildiği düğüm noktaları

- Yatay yerdeşiftirmeler

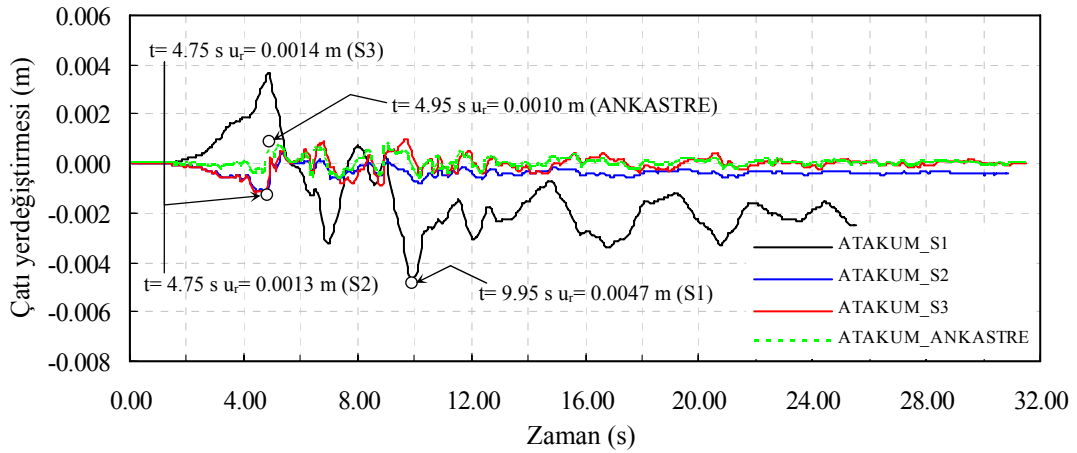
İnceleme konusu olan depo için gerçekleştirilen dinamik analizler sonucunda; S1, S2, S3 temel zemini ve ankastre taban koşullarında yatay yerdeşiftirmelerin depo dış duvarı yüksekliği boyunca depo duvarı temel seviyesine nazaran grelı değişimleri Şekil 142’de, bu zemin koşullarında yatay yerdeşiftirmelerin zamanla değişimleri Şekil 143’de verilmektedir.



Şekil 142. Depo dış duvarındaki yatay yerdeşiftirmelerin depo yüksekliği boyunca değişimleri

Şekil 142’deki depo dış duvarı yüksekliği boyunca değişimler incelendiğinde, temel zemini rijitliğindeki değişimlerin duvar davranışı üzerindeki etkisi açıkça görülmektedir. S2 ile S3 türü zemin kabulü için elde edilen değişimler benzer gerçekleşmekte ve hemen hemen aynı sonuçlar elde edilmektedir. Ek olarak ankastre sistem üzümünden elde edilen davranış, zemin rijitliğinin azalması ile tamamen farklılaşmakta, zeminin ötelenme hareketi yapı davranışını ankastre kabule nazaran tersinir bir hal almaya zorlamakta ve dönme rijitliğindeki azalma duvar yerdeşiftirmelerini yükseklik boyunca artırmaktadır. Bu durumun, genel eğilimden farklı olarak, yapıda meydana gelen ötelenme ve dönmelerden daha fazla meydana gelen temel/zemin sistemindeki ötelenme ve dönmelerin yapı deprem davranışını kontrol etmesinden kaynaklandığı söylenebilir.

Şekil 143'deki depo çatı yerdeğiştirmelerinin zamanla değişimleri incelendiğinde, azalan temel/zemin rijitliğine bağlı olarak davranışın değiştiği açıkça görülmektedir. Bir önceki depo için dolgunun ve sıvının olmadığı durumun söz konusu olduğu hatırlanacak olursa yerdeğiştirmelerin değişiminde böylesi bir davranış değişikliği ile karşılaşmadığını hatırlatmak burada uygun olacaktır. Şekil 143'den açıkça görülebileceği gibi, ankastre sistemin davranışı ile diğer zemin koşullarındaki davranış tamamen farklı karakterler sergilemektedir. Ankastre modele ait yerdeğiştirmeler, azalan zemin rijitliğine bağlı olarak artmakta ve daha önce de bahsedildiği üzere zeminin ötelenme hareketi nedeniyle tepki tersinir bir hal almaktadır. Örneğin; en az rijitliğe sahip S1 zemini koşullarında depo çatı yerdeğiştirmesi 9.95 s'de 0.0047 m olarak gerçekleşirken, bu tepki daha rijit olan S2 zemini koşullarında 4.75 s'de 0.0013 m, S3 zemini koşullarında 4.75 s'de 0.0014 m ve ankastre sistem koşullarında 4.95 s'de diğer zemin türlerine göre tersinir olarak 0.0010 m olarak gerçekleşmektedir.



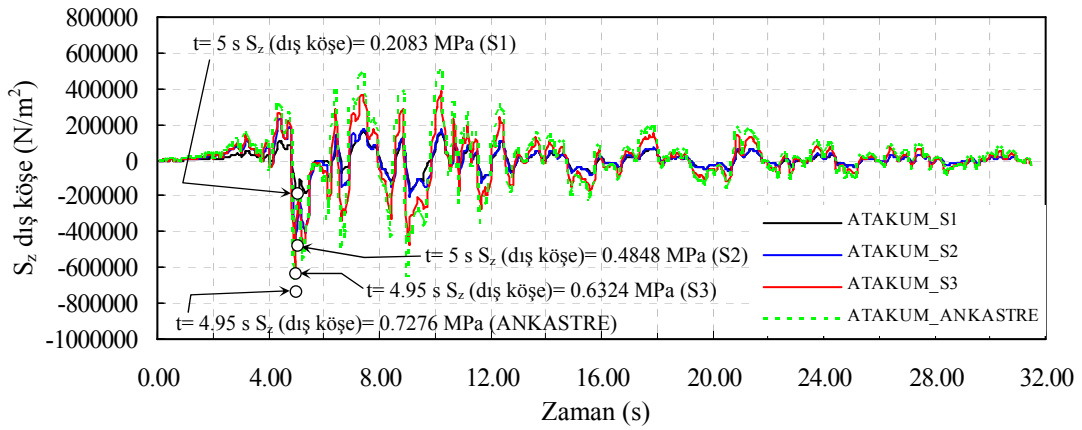
Şekil 143. Depo çatı yerdeğiştirmelerinin zamanla değişimleri

- Gerilmeler

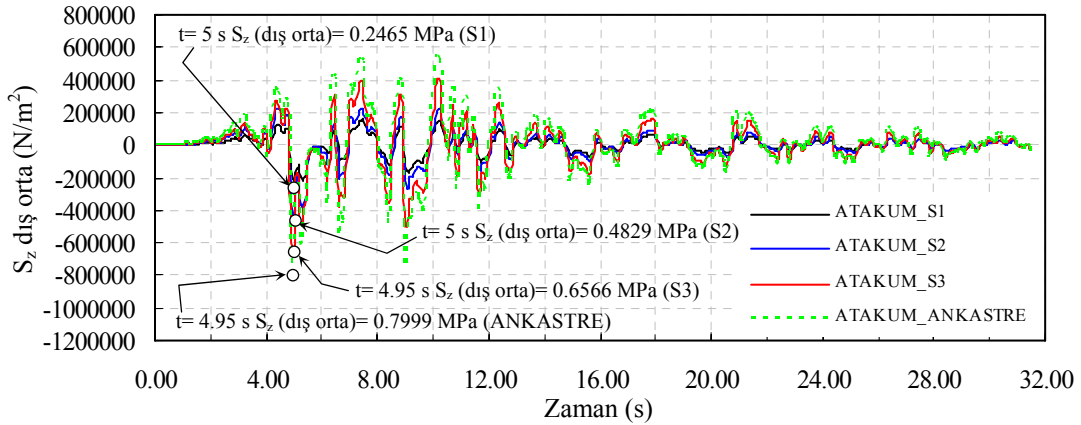
Gerçekleştirilen çözümler sonucunda; S1, S2, S3 türü temel/zemin sistemleri ve ankastre sistem koşullarında, depo dış duvarı dış ve iç yüzünde tespit edilmiş olan duvar kritik kesitlerinde oluşan gerilmeler değerlendirilerek bu kesitler için en büyük gerilme değerleri ve gerilmelerin zamanla değişimleri elde edilmiştir. Çözümlerden; incelenen farklı temel zemini sistemleri için elde edilen bu gerilmelerin şiddetlerinin önemli mertebelerde değişebildiği görülmektedir. Ayrıca diğer depo sistemlerinde olduğu gibi, bu

depo için de, kritik kesitlerin temel üst seviyesinin yaklaşık 0.5 m kadar üzerinde olduğu gözlemlenmiştir.

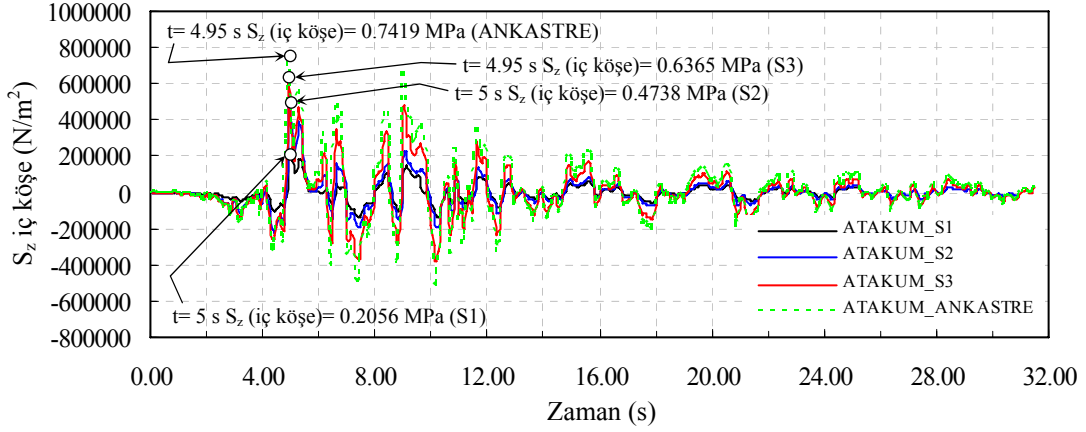
Söz konusu depo dikkate alınarak dört farklı temel zemini sistemi (S1, S2, S3 ve ankastre) için z doğrultusunda, depo dış duvarı kritik kesitleri olarak belirlenen dış köşe, dış orta, iç köşe ve iç orta noktalarda oluşan gerilmelerin en büyük değerleri ve bu gerilmelerin zamanla değişimleri Şekil 144~147'de verilmektedir.



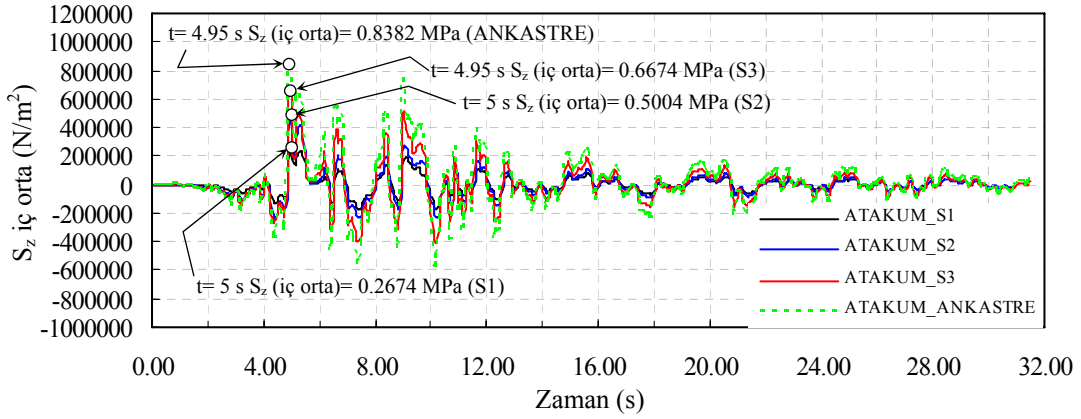
Şekil 144. Depo dış duvarı dış yüz köşe noktasında z doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi



Şekil 145. Depo dış duvarı dış yüz orta noktasında z doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi



Şekil 146. Depo dış duvarı iç yüz köşe noktasında z doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi

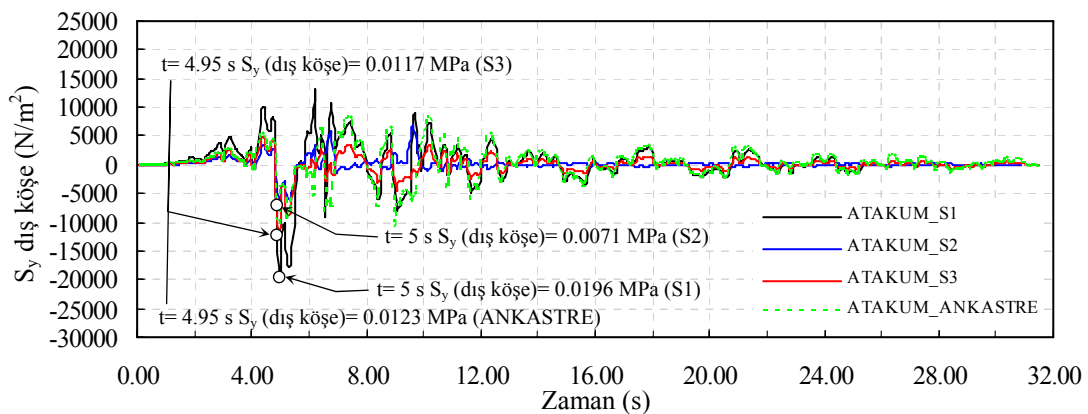


Şekil 147. Depo dış duvarı iç yüz orta noktasında z doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi

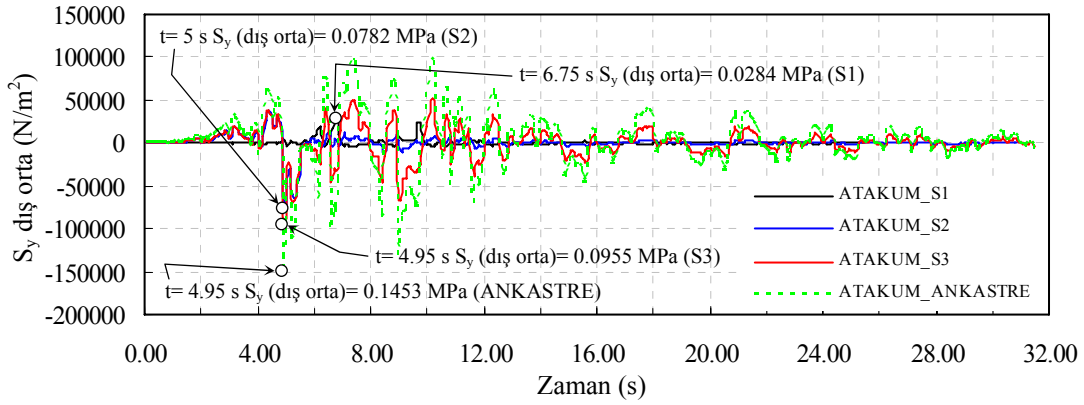
Şekil 144~147'deki depo dış duvarında kritik kesitlerdeki S_z gerilmelerinin zamanla değişimleri incelendiğinde, zemin sistemindeki değişimlere bağlı olarak oluşan gerilmelerin şiddetleri önemli mertebelerde değişmekle birlikte, söz konusu gerilmelerin davranış açısından benzer bir karakter sergilediği söylenebilir. Dolgu etkileşim etkilerinin söz konusu olduğu daha önce incelenen depoların aksine, bu depoda kısmen dolgu etkisi mevcut olduğundan gerilmeler açısından benzer bir davranışın ortaya çıkması; özellikle duvara etkiyen dolgu zemini yüksekliğinin 2.2 m olması, diğer bir ifadeyle dolgu zemininin depo dış duvarı yüksekliğinin yaklaşık 1/3'ü ile etkileşim içerisinde olması ile açıklanabilir. Zira, dış duvar yüksekliği boyunca belirli bir geometriye sahip dolgu etkisine maruz depolar için gerilmelerin oldukça farklı karakterler sergilediği daha önce incelenen depolarda ifade edilmişti. Bunlara ek olarak kritik kesitlerdeki gerilmeler değerlendirilecek

olursa, Şekil 145'deki depo dış duvarı dış yüz orta noktasındaki gerilmelerde; ankastre sistem koşullarında en büyük gerilme, basınç olarak 0.7999 MPa düzeyinde hesaplanırken, bu değer azalan zemin rijitliğiyle birlikte sürekli azalma eğilimi göstermekte, S2 zemini koşullarında %40 oranında bir azalmayla basınç olarak 0.4829 MPa mertebesinde ve S1 zemini koşullarında %69 oranında bir azalmayla yine basınç olarak 0.2465 MPa mertebesinde gerçekleşmektedir. Şekil 147'deki depo dış duvarı iç yüz orta noktasındaki gerilmeler incelendiğinde ise; bütün gerilmeler çekme olmakla birlikte, ankastre sistem koşullarında en büyük gerilme 4.95 s'de 0.8382 MPa olarak gerçekleşmekte ve azalan zemin rijitliğiyle sürekli azalma eğilimi göstererek S1 zemini koşullarında %68 oranında bir azalmayla 5 s'de 0.2674 MPa mertebesinde gerçekleşmektedir. Burada dikkat edilmesi gereken diğer bir husus da, sıvı etkileşiminin olmadığı bu depo için, elde edilen en büyük iç kuvvet tepkileri bakımından, farklı rijitliğe sahip zemin koşulları için gerilmelerin yön değiştirmedeği, elde edilen en büyük gerilmelerin iç noktalarda tümüyle çekme, dış noktalarda ise tümüyle basınç gerilmelerinin oluştuğudur. Ayrıca en büyük iç kuvvet tepkilerinin gerçekleşme zamanları incelendiğinde, iç ve dış noktalarda, tüm zemin koşullarında kayda değer bir farklılığın olmadığı ve tüm tepkilerin 4.9~5 s civarında meydana geldiği görülmektedir.

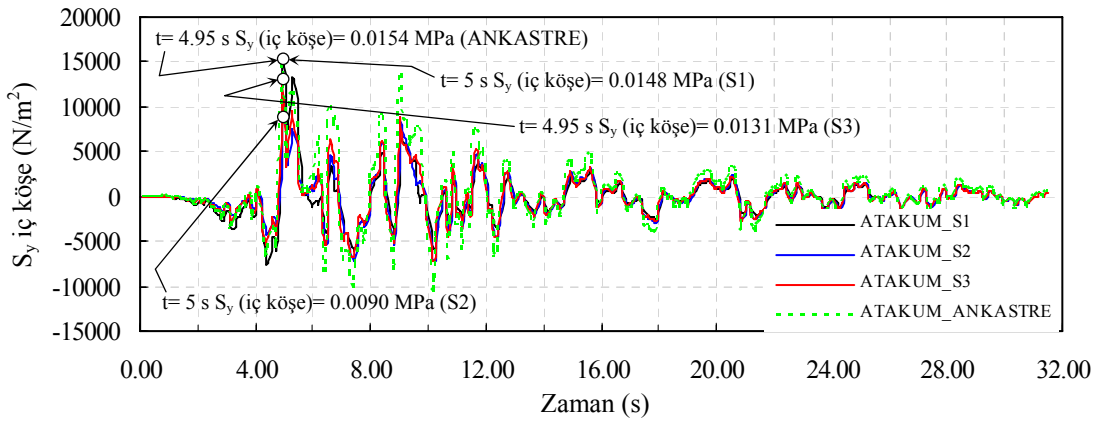
Gerilmeler açısından yapılan bu karşılaştırmalar, inceleme konusu depo dikkate alınarak dört farklı temel zemini sistemi (S1, S2, S3 ve ankastre) için y doğrultusunda da yapılmakta ve belirlenmiş olan kritik noktalarda oluşan gerilmelerin en büyük değerleri ve bu gerilmelerin zamanla değişimleri Şekil 148~151'de verilmektedir.



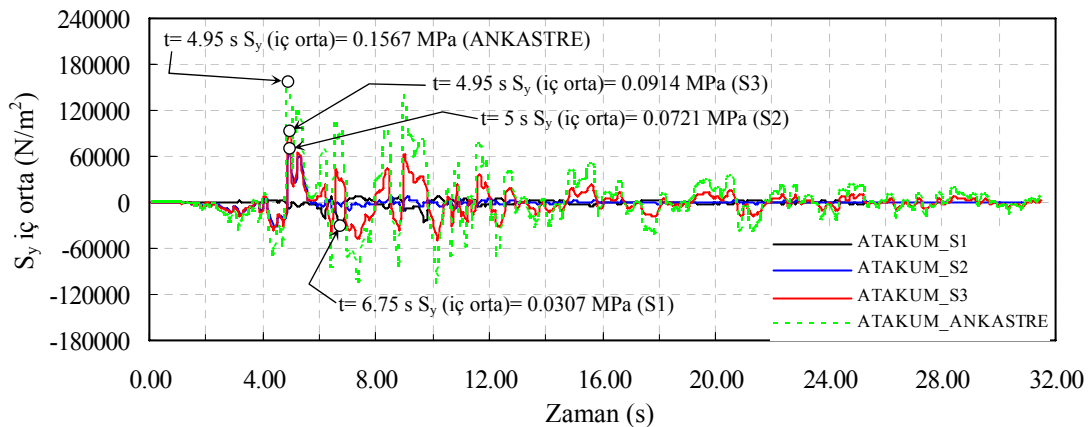
Şekil 148. Depo dış duvarı dış yüz köşe noktasında y doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi



Şekil 149. Depo dış duvarı dış yüz orta noktasında y doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi



Şekil 150. Depo dış duvarı iç yüz köşe noktasında y doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi



Şekil 151. Depo dış duvarı iç yüz orta noktasında y doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi

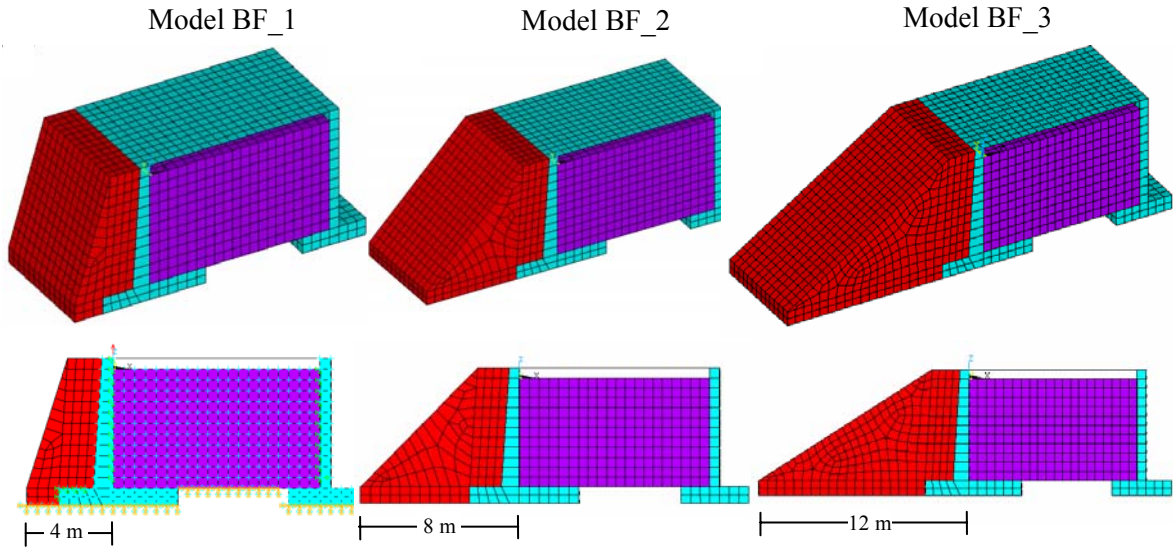
Şekil 148~151'deki depo dış duvarında kritik kesitlerdeki S_y gerilmelerinin zamanla değişimleri incelendiğinde, iç ve dış yüzde oluşan en büyük gerilmelerin, z doğrultusunda olduğu gibi azalan temel zemini rijitliğiyle azalma eğiliminde olduğu görülmektedir. Söz konusu gerilmeler, orta noktalarda S1 zemini koşullarında hesaplananların dışında, hemen hemen eş zamanlı gerçekleşmektedir (4.9~5 s). Ayrıca z doğrultusunun aksine, burada, en büyük iç kuvvet tepkileri bakımından, S1 zemini koşullarına geçilirken, orta noktalarda iç kuvvetlerin yön değiştirdiği de açıkça görülmektedir. Tüm bunlara ek olarak, iç kuvvet tepkilerinin, azalan zemin rijitliğiyle mutlaka azalma eğiliminde olmadığı bir kez daha karşımıza çıkmaktadır. Bu duruma örnek olarak, Şekil 150'deki depo dış duvarı iç köşe noktada hesaplanan gerilmeler verilebilir. Şekil 150'den görülebileceği gibi, ankastre sistemde 0.0154 MPa olarak hesaplanan gerilme, S3 zemini koşullarında %15 oranında azalarak 0.0131 MPa, S2 zemini koşullarında %41 oranında azalarak 0.0090 MPa düzeylerinde gerçekleşmekte, fakat S1 zemini koşullarında artarak 0.0148 MPa düzeyine ulaşmaktadır.

2.6. Dikdörtgen Depo Sistemlerinin Deprem Davranışları Üzerinde Dolgu Geometrisi Etkilerinin Değerlendirilmesi

Çalışmanın bu bölümünde, yapı deprem davranışı üzerinde dolgu geometrisi etkilerini inceleyebilmek amacıyla, Atakum 10000 m³ hacmindeki dikdörtgen kesitli prizmatik depoya ait yapısal özellikler kullanılarak ve üç farklı dolgu geometrisi dikkate alınarak Şekil 152'de görülen elastik sonlu eleman modelleri geliştirilmiştir. Burada yapının çok rijit kaya zemin üzerine inşa edildiği yani temel-zemin etkileşiminin olmadığı kabul edilmektedir. Bu modellerde dış duvar ve dolgu her bir noktasında üç serbestliğe sahip sekiz düğüm noktalı katı elemanlar vasıtasıyla modellenirken, sıvı ise her bir noktasında toplam üç ötelenme serbestliğine sahip yine sekiz düğüm noktalı sıvı eleman vasıtasıyla modellenmiştir. Söz konusu sıvı eleman, haznenin serbest yüzeyinde meydana gelen salınım etkilerini de dikkate alacak kabiliyete sahiptir. Çözümlemelerde yapıya ait elastisite modülü, yapıda C20/25 olarak isimlendirilen beton sınıfı kullanıldığından, $E=28000$ MPa, Poisson oranı $\nu = 0.20$ ve birim hacim ağırlık 25 kN/m³ olarak dikkate alınırken; sıvı birim kütlesi 1000 kg/m³ ve hacimsel elastisite (bulk) modülü 2068 MPa olarak dikkate alınmıştır. Depoda maksimum 5.5 m'lik bir işletme seviyesi kullanıldığından, modellemelerde deponun olabilecek en büyük doluluk oranı dikkate

alınmıştır. Tüm bunlara ek olarak oluşturulan elastik modellerde dolgu zemininin birim kütlesi 1800 kg/m^3 , elastisite modülü $E=75 \text{ MPa}$ ve Poisson oranı $\nu=0.4$ olarak dikkate alınmıştır.

Dolgu geometrisinin yapı davranışı üzerindeki etkilerini dikkate alabilmek için Şekil 152’de görülen üç farklı dolgu geometrisi kullanılmıştır. Bunlar dolgu uç sınırının depo dış duvarına olan uzaklığı kullanılarak üretilmiştir. Şekil 152’de verilen modellere ek olarak deponun dolgusuz olduğu durum da dikkate alınmıştır. Bunlara ek olarak bütün bu dört farklı durumda deponun boş olması durumu da göz önüne alınarak hesaplamalar tekrarlanmıştır. BF_1, BF_2 ve BF_3 modelleri depoda dolgu ve sıvı etkisinin olduğu durumları temsil ederken, B_1, B_2 ve B_3 modelleri dolgu etkisinin olduğu fakat sıvı etkisinin olmadığı durumları temsil etmektedir. Bunlara ek olarak F modeli depoda sadece sıvı etkisinin olduğu durumu, W modeli ise depoda sıvı ve dolgu etkilerinin olmadığı durumu temsil etmektedir.



Şekil 152. Dolgu-dış duvar-sıvı sistemi için sonlu eleman modelleri

Hesaplamalardan elde edilen en büyük çatı ve salınım yerdeğiştirmeleriyle, depo dış duvarının iç ve dış yüzeyindeki mutlak değerce en büyük gerilme değerleri ve bunların gerçekleşme zamanları, deponun dolu ve boş durumlarında sırasıyla Tablo 14 ve Tablo 15’de verilmektedir.

Tablo 14. Dolu depo sistemleri için elde edilen en büyük tepkiler ve gerçekleşme zamanları

	DOLU DEPO							
	F		BF 1		BF 2		BF 3	
	<i>t(s)</i>	değer	<i>t(s)</i>	değer	<i>t(s)</i>	değer	<i>t(s)</i>	değer
Çatı yerdeğiştirmesi (m)	11.45	-0.0028	12.30	-0.0054	7.40	-0.0051	7.40	-0.0048
Salınım Sol	9.95	-1.2610	13.55	-1.7206	9.95	-1.2603	9.95	-1.2601
yerdeğiştirmesi (m) Sağ	9.95	1.2673	13.55	1.7279	9.95	1.2610	9.95	1.2608
Gerilme (S_z) (Dış yüz) (MPa)	11.45	-1.2790	12.30	-1.4649	7.4	-1.2524	7.4	-1.1862
Gerilme (S_z) (İç Yüz)	11.45	1.5830	12.30	1.1260	7.4	0.9099	7.4	0.8356
Gerilme (S_x) (Dış yüz)	11.45	0.3380	12.30	0.4047	7.4	0.3264	7.4	0.3003
Gerilme (S_x) (İç Yüz)	11.45	-0.9120	12.30	-0.4041	7.4	-0.3405	7.4	-0.3222

Tablo 14’de verilen değerlerden görülebileceği gibi deponun dolu olduğu durumda dolgu geometrisine ve dolgunun varlığına bağı olarak tepkilerin gerçekleşme zamanları ve şiddetlerinde farklılıklar görülmektedir. Buna karşın BF_2 ve BF_3 modellerinin benzerlikleri de dikkat çekicidir. Deponun boş hali için gerçekleştirilen hesaplamalardan elde edilen sonuçlar irdelendiğinde ise farklı davranış şekilleri tespit edilmektedir. Gerçekleşme zamanları B_1 ile B_2 için benzerlikler gösterirken, diğer durumlarda ise farklı tepkiler elde edilmektedir.

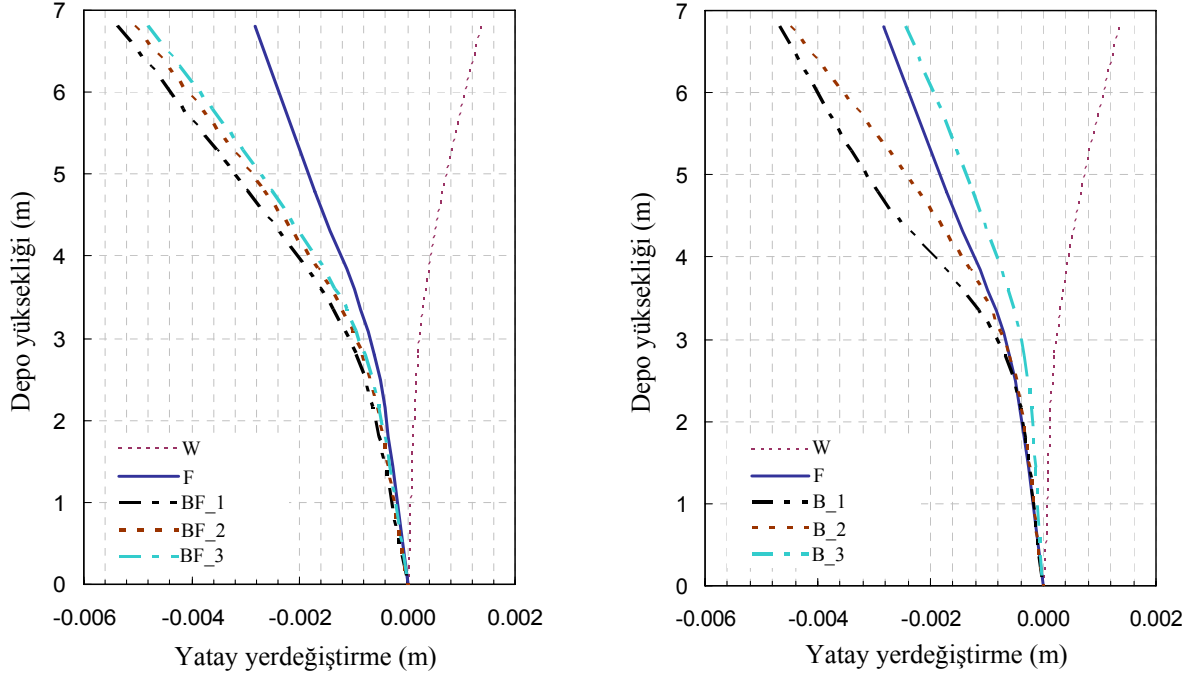
Tablo 15. Boş depo sistemleri için elde edilen en büyük tepkiler ve gerçekleşme zamanları

	BOŞ DEPO							
	W		B 1		B 2		B 3	
	<i>t(s)</i>	değer	<i>t(s)</i>	değer	<i>t(s)</i>	değer	<i>t(s)</i>	değer
Çatı yerdeğiştirmesi (m)	4.9	0.0013	10.2	-0.0047	10.2	-0.0045	10.2	-0.0024
Gerilme (S_z) (Dış yüz) (MPa)	4.9	0.1740	10.2	0.7464	10.2	-0.9316	7.2	-1.1862
Gerilme (S_z) (İç Yüz)	4.9	-0.7260	10.2	-1.0733	10.2	0.6046	4.95	-0.5497
Gerilme (S_x) (Dış yüz)	4.9	-0.1270	10.2	-0.3136	10.2	0.2410	4.95	-0.1526
Gerilme (S_x) (İç Yüz)	4.9	0.2730	10.2	0.2940	10.2	-0.2728	10.15	-0.6821

- Yatay yerdeğiştirmeler

Gerçekleştirilen toplam sekiz farklı analizden elde edilen yatay yerdeğiştirmelerin yükseklikle değişimleri Şekil 153’de verilmektedir. Şekil 153’den görülebileceği gibi deponun dolu olduğu durumda dolgu, depo duvarındaki yerdeğiştirmeyi önemli ölçüde arttırmaktadır. Ek olarak yine Şekil 153’de dolgu geometrisindeki değişimlerin de duvar davranışı üzerindeki etkisi görülmektedir. Özellikle dolgu genişliğinin artmasıyla duvardaki yerdeğiştirmenin azaldığı söylenebilir. Bunun deponun boş olduğu durumda çok

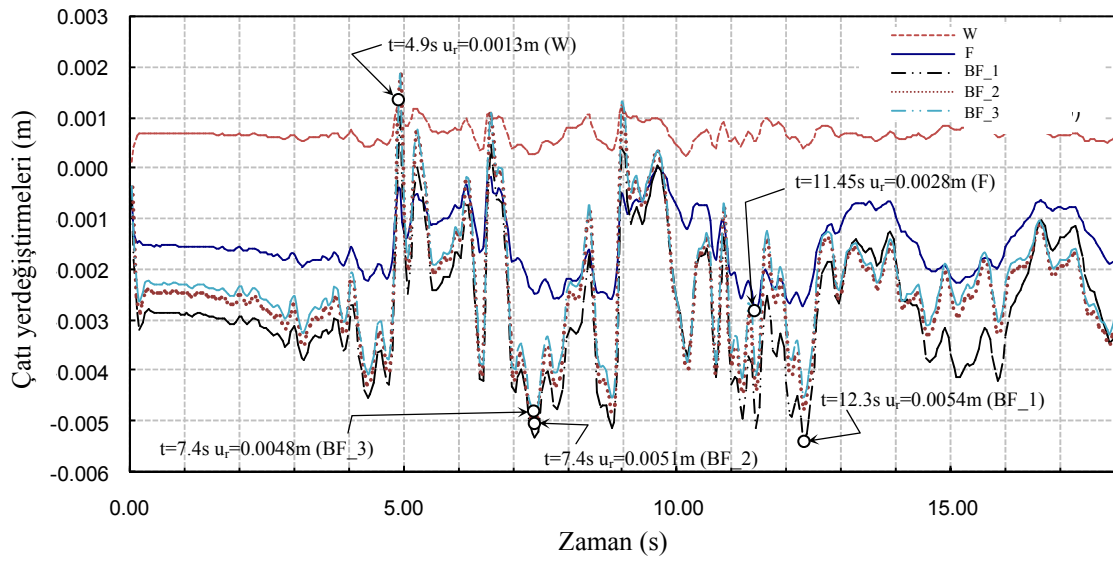
daha belirgin bir şekilde ortaya çıktığı özellikle B_2 ile B_3 modelleri arasında elde edilen farklılardan görülmektedir.



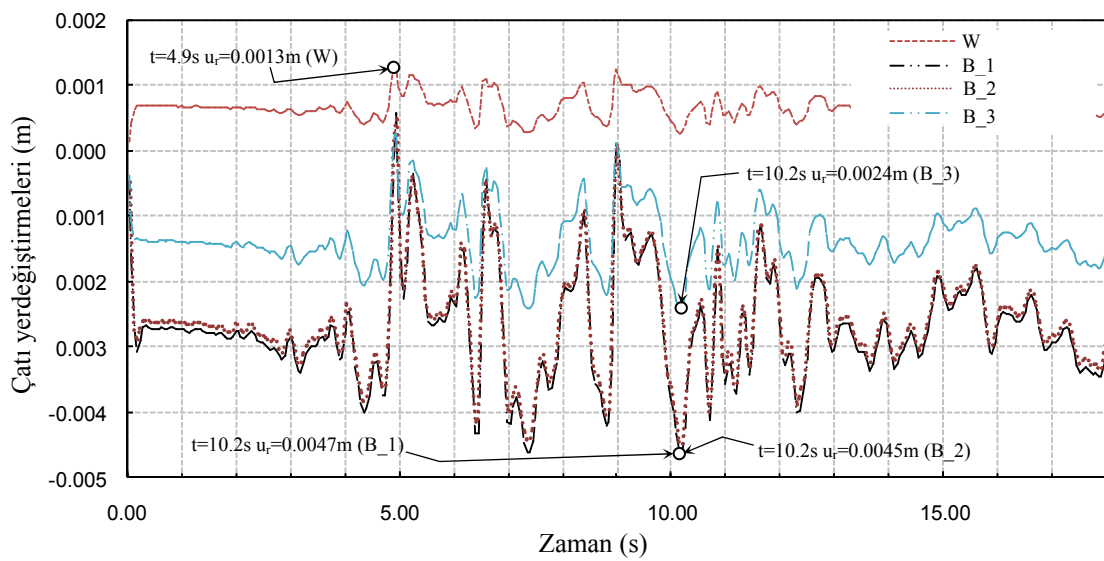
Şekil 153. Depo dış duvarı boyunca en büyük yerdeğiştirmelerin yükseklikle değişimleri

Depolarda meydana gelen çatı yerdeğiştirmelerinin zamanla değişimleri, dolu depo durumu için Şekil 154'de, boş depo durumu için ise Şekil 155'de verilmektedir. Dolu depo durumu incelendiğinde dolgusuz halde en büyük yerdeğiştirmenin 11.45 s'de 0.0028 m olarak gerçekleştiği, dolgulu durumlarda ise dolgu genişliğinin artmasına bağlı olarak sırasıyla 0.0054; 0.0051 ve 0.0048 m olarak elde edildiği görülmektedir. Tepkilerin zamanla değişimleri incelendiğinde dolu durumda dolgu geometrisinin davranışı önemli mertebelerde etkilemediği söylenebilirken, benzer değerlendirmeler boş hal için yapıldığında, davranışın özellikle B_3 modelinde dikkate alınan dolgu zemininden önemli ölçüde etkilendiği ve yatay yerdeğiştirmenin B_1 modelinden elde edilene göre yarı yarıya azaldığı görülmektedir. Dolgunun ve sıvının olmadığı (W modeli) durumda elde edilen yerdeğiştirmenin B_1 modelinde dikkate alınan dolgu sebebiyle meydana gelen yerdeğiştirmeyle karşılaştırılmasından da ilginç sonuçlar elde edilmektedir. Buna göre W modelinde 0.0013 m düzeyinde gerçekleşen yerdeğiştirme değeri, dolgunun B_1 modelindeki gibi seçilmesi durumunda 0.0047 m mertebesine yükselmektedir. Yapılan tüm bu karşılaştırmalardan ve elde edilen sonuçlardan dolgu geometrisiyle duvar arasındaki

etkileşimin deponun dolu ve boş durumlarda hemen hemen aynı doğrultuda olduğu, ancak boş durumda etkileşimin duvar üzerinde çok daha etkili olduğu görülmektedir. Başka bir açıdan bakıldığında dolgunun BF_1 modelinde dikkate alındığı gibi dik bir geometriye sahip olduğu durumlarda dolgu eylemsizliğinin etkisinin beklendiği gibi azaldığı, buna karşın kütlelerinin depo duvarının kütlelerini arttırmak suretiyle depo duvarının sismik etkilerle ötelenmesinin önemli ölçüde artabildiği görülmektedir.



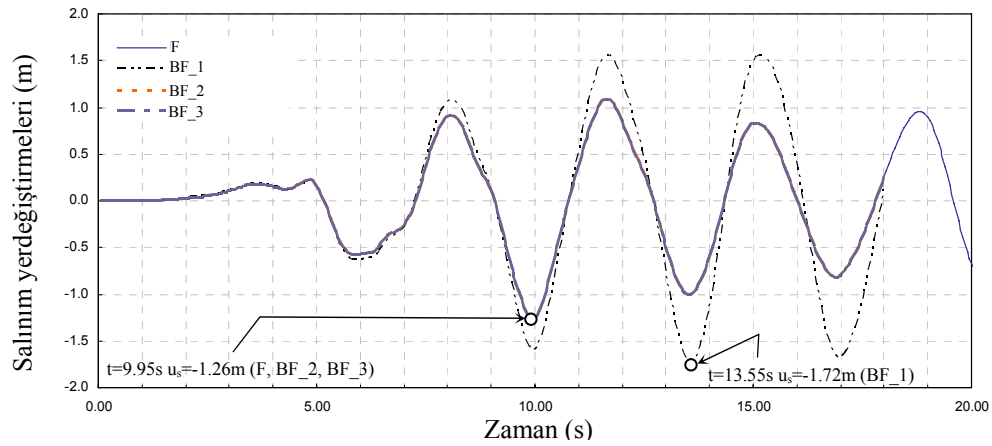
Şekil 154. Farklı dolgu geometrileri için dolu depo durumunda çatı yer değiştirmesinin zamanla değişimlerinin karşılaştırılması



Şekil 155. Farklı dolgu geometrileri için boş depo durumunda çatı yer değiştirmesinin zamanla değişimlerinin karşılaştırılması

- Salınım yerdeğiştirmeleri

İncelenen depoların dolu olduğu durumlar dikkate alındığında salınımın zamanla değişimleri karşılaştırmalı olarak Şekil 156'da verilmektedir. Şekil 156'dan görülebileceği gibi BF_1 modeli haricindeki tüm salınım değişimleri hemen hemen çakışmaktadır. Diğer taraftan yerdeğişirme bahsinde ifade edildiği gibi BF_1 modelinde dikkate alınan dolgunun depo duvarının yerdeğiştirmesini önemli ölçüde arttırmasına ek olarak salınım yerdeğiştirmesini de arttırdığı görülmektedir. Salınım parametresi, depoların işletme seviyesinde meydana gelebilecek değişimler üzerinde etkili olduğundan, bu artışın tasarımı etkileyecek parametrelerden biri olduğu söylenebilir. BF_1 modelindeki dolgunun, salınımda %37'lik bir artışa neden olması, bu parametrenin dolguyla olan etkileşimini ortaya koymaktadır.



Şekil 156. Dolu depo modelleri için salınım yerdeğiştirmelerinin zamanla değişimleri

- Gerilmeler

Gerçekleştirilen hesaplamalardan elde edilen en büyük gerilmelerin zamanla değişimleri, duvar dış ve i yüzeyleri için karşılaştırmalı olarak Şekil 157 ve Şekil 158'de verilmektedir. Bu değişimlerden görülebileceği gibi dikkate alınan sistemlerde doluluk ve dolgu durumlarına göre oldukça farklı gerilme değişimleri elde edilebilmektedir. Bununla birlikte gerilmeler ve bunların oluştukları bölgeler incelendiğinde en büyük çekme gerilmelerinin depo i yüzeyinde temel üst yüzeyinin 0.5 m kadar üzerinde, basınc gerilmesi ise depo dış yüzeyinde temel üst yüzeyi seviyesinde oluşmaktadır. İncelenen farklı durumlar için bu gerilmelerin Şiddetlerinin önemli mertebelerde değişebileği ve

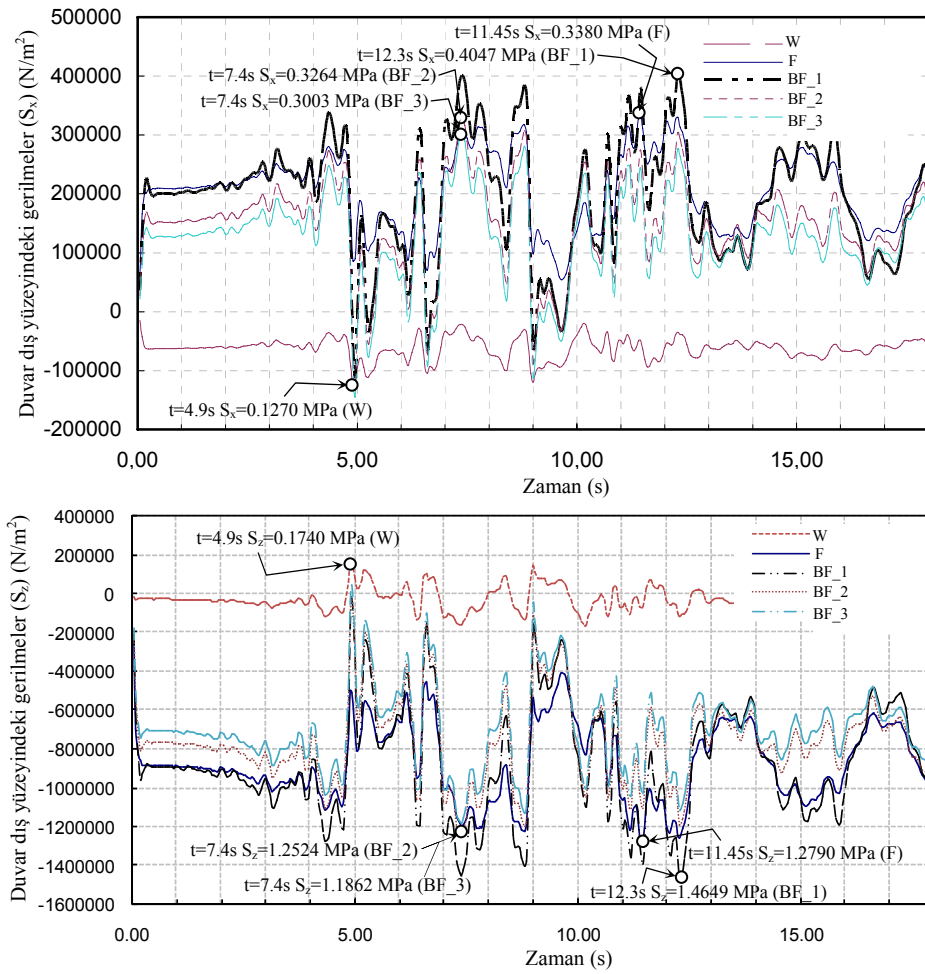
gerilmelerin yön dahi değiştirebildiği gerçekleştirilen hesaplamalardan elde edilen başka bir bulgudur.

Dış yüzeyde meydana gelen kritik gerilmeler karşılaştırmalı olarak Şekil 157'de verilmektedir. İç yüzeyde meydana gelen gerilme değişimlerine nazaran, dış yüzeyde meydana gelen en büyük gerilmelerin değişimleri ve eğilimleri farklı olmaktadır. S_z ve S_x gerilmelerinin değişimleri incelendiğinde, dolu depo durumunda dolgunun olmadığı modelde (F modeli) oluşan S_z gerilmesinin BF_1 sistemi için %15 oranında arttığı tespit edilmiştir. Diğer dolgu sistemleri için ise bu oranın azaldığı ve kısmen dolgusuz durumdan daha az gerilmelerin oluştuğu görülmektedir. Boş durumda ise bu oranların etkili bir biçimde arttığı ve dolgusuz durumda oluşan en büyük gerilmenin, B_1 dolgu sisteminde kullanılan dolgu nedeniyle, 0.1740 MPa mertebesinden 0.7464 MPa mertebesine ulaştığı görülmektedir. Diğer dolgu sistemleri için ise bu durum işaretin yön değiştirmesine neden olmakla beraber mutlak değerce gerilmenin artışı yine devam etmektedir. Benzer karşılaştırma x doğrultusundaki gerilmeler için yapıldığında ise dolgu taban genişliğinin artışına bağlı olarak gerilme düzeyinin de azaldığı görülmektedir. Özellikle dolgunun olmadığı ve depo sisteminin hem dolu hem de boş olduğu durumlarda, BF_1 ve B_1 sistemindeki artışın diğer dolgu sistemlerine göre daha büyük olduğu görülmektedir. Bu durumun boş halde daha belirgin bir şekilde gerçekleştiği dolu durumda ise eğilimi aynı doğrultuda olmakla birlikte bu denli şiddetli olmadığı görülmektedir.

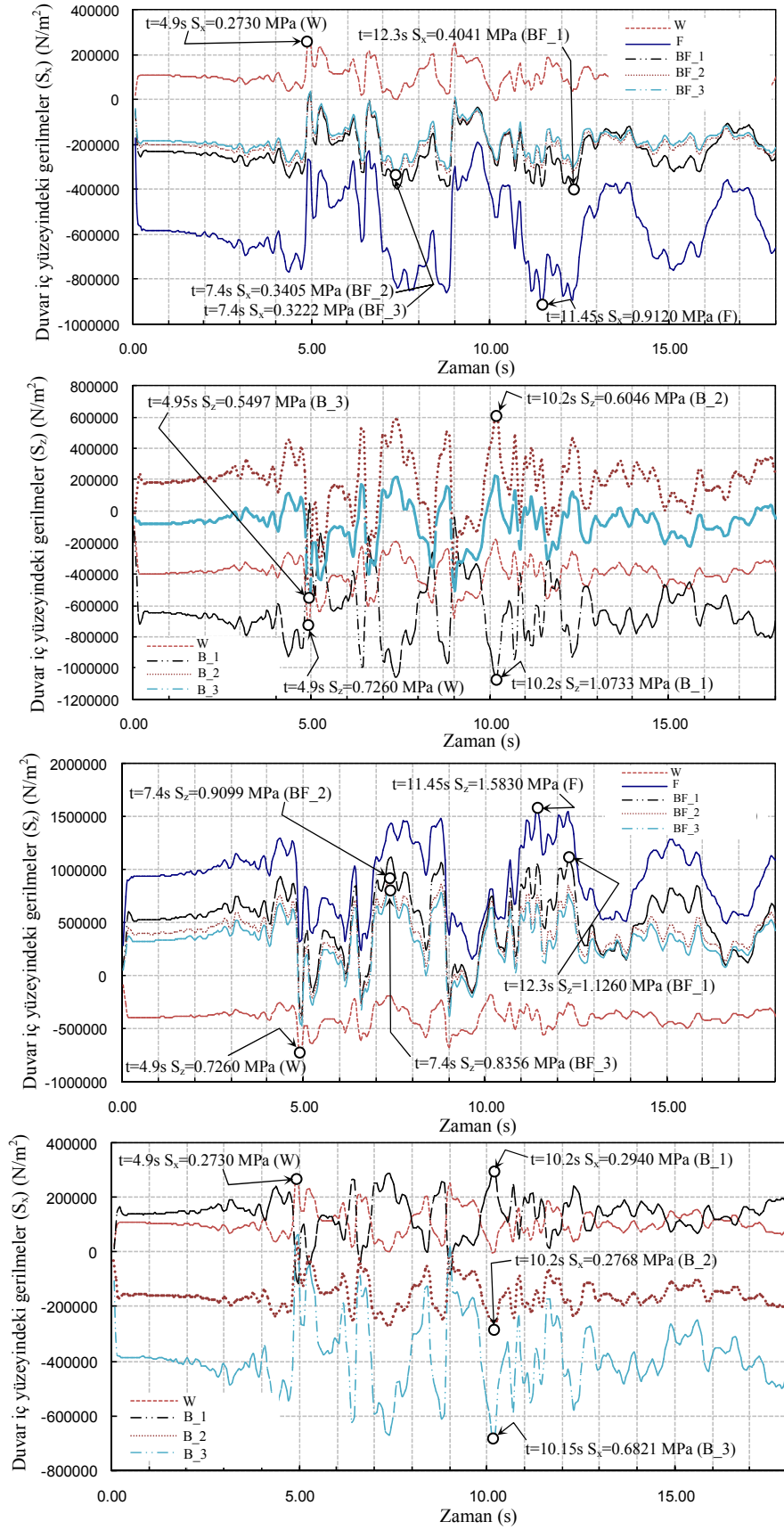
Şekil 158'de depo iç yüzeyinde oluşan S_x ve S_z gerilmelerinin zamanla değişimleri verilmektedir. Bu değişimlerden görülebileceği gibi dolu ve boş depoda oluşan gerilmelerin zamanla değişimleri şiddet ve davranış açısından birbirlerinden oldukça farklı karakter sergilemektedir. Örneğin; dolu depo (F modeli) iç yüzeyinde z doğrultusundaki en büyük gerilme 1.5830 MPa düzeyinde iken, boş depoda (W modeli) bu değer basınç olarak 0.7260 MPa mertebesinde oluşabilmektedir. Bu değerlerde, dolgunun olduğu durumlar da dikkate alındığında, dolgu geometrisindeki genişlemeye bağlı olarak bir azalma eğilimi gözlemlenmektedir. Bu azalmanın deponun dolu olduğu durumda %47'ye varan oranlarda gerçekleşebildiği, boş durumlarda ise bu oranın %24 düzeyinde kaldığı belirtilebilir.

Dolgulu sistemler kendi içlerinde karşılaştırıldıklarında ise benzer davranışların ortaya çıktığı verilen şekillerden görülmektedir. Örneğin; dolgu taban genişliğinin artmasına bağlı olarak, diğer bir ifadeyle dolgunun ataletindeki artışa bağlı olarak, duvar iç yüzeyindeki S_z gerilmesinin azaldığı görülebilmektedir. Bu azalma, dikkate alınan BF_1 ile BF_3 sistemleri arasında dolu durumda %26 oranında gerçekleşmektedir. İç yüzeydeki x

doğrultusunda oluşan gerilmeler incelendiğinde, dolu durumda S_z gerilmelerinde olduğu gibi artan dolgu taban genişliğine bağlı olarak azalma eğilimi görülürken, boş durumda tersine bir artma eğilimi gözlemlenmektedir. Dolayısıyla burada ortaya çıkan bir diğer bulgu, dolgunun geometrisine bağlı olarak tabanda oluşan kesme etkisinin önemli ölçüde artabildiğidir. Örnek olarak dolu durumda BF_1 sisteminde dikkate alınan dolgu, sistemde dolgunun olmadığı duruma göre kesme gerilmesinde %56 oranında bir azalmaya neden olmaktadır. Bu oran artan taban genişliğine ve dolgu ataletine bağlı olarak artmaktadır. Zira, BF_3 sistemi için söz konusu azalış %64 düzeyine çıkmaktadır.



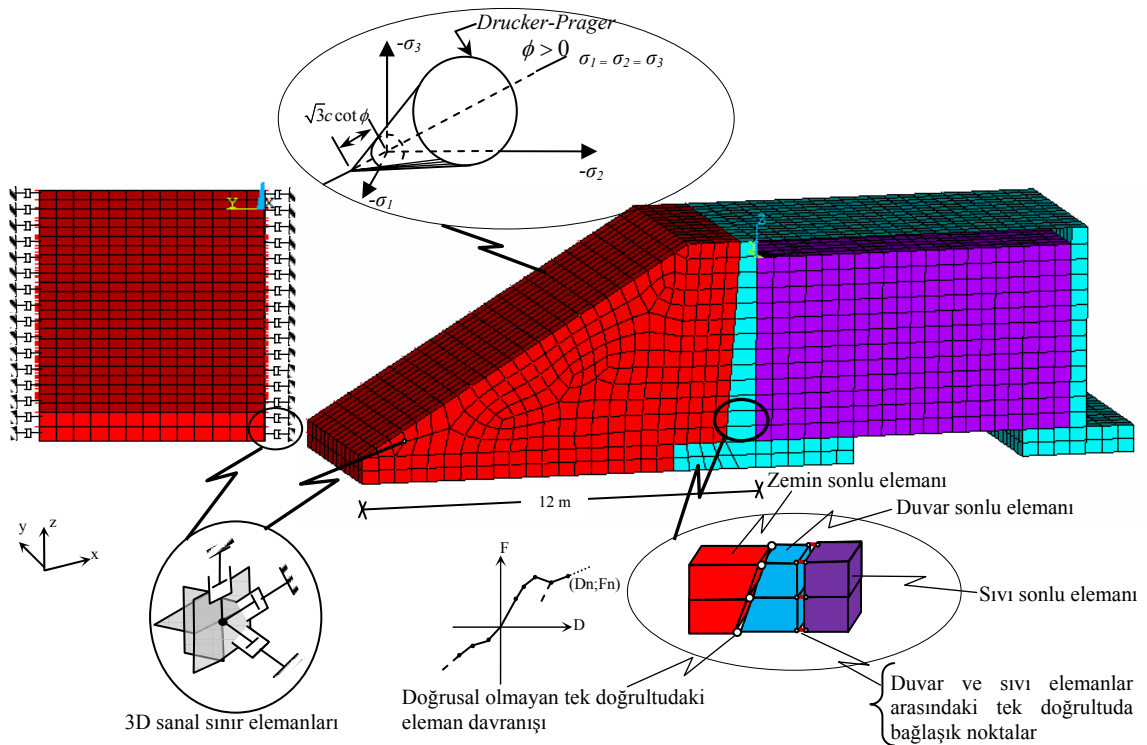
Şekil 157. Depo dış duvarı dış yüzeyinde oluşan en büyük gerilmelerin zamanla değişimleri



Şekil 158. Depo dış duvarı iç yüzeyinde oluşan en büyük gerilmelerin zamanla değişimleri

2.7. Dikdörtgen Depo Sistemlerinin Deprem Davranışları Üzerinde Dolgu ve Sıvı Etkileşim Etkilerinin Değerlendirilmesi

Çalışmanın bu bölümünde, yapı deprem davranışı üzerinde dolgu ve sıvı etkileşim etkilerini değerlendirebilmek amacıyla, bir önceki elastik modellerden farklı olarak, dolgu-dış duvar etkileşim yüzeyinde doğrusal olmayan ilişkinin ve elastik olmayan zemin davranışının dikkate alınabildiği ve çalışmanın (2.1.1) bölümünde ayrıntılı olarak sunulmuş yaklaşımlar kullanılarak Şekil 159'da görülen sonlu eleman modeli geliştirilmiştir. Burada da yapının çok rijit kaya zemin üzerine inşa edildiği yani temel-zemin etkileşiminin olmadığı kabul edilmektedir. Sayısal model oluşturulurken, Atakum 10000 m³ hacmindeki dikdörtgen kesitli prizmatik depoya ait yapısal özellikler ve bir önceki bölümde ifade edilen BF_3 modeline ait dolgu geometrisi kullanılmıştır. Çözümlemelerde yapıya ait elastisite modülü $E=28000$ MPa, Poisson oranı $\nu=0.20$ ve birim hacim ağırlık 25 kN/m³ olarak dikkate alınırken; sıvı birim kütlesi 1000 kg/m³ ve hacimsel elastisite (bulk) modülü 2068 MPa olarak dikkate alınmıştır.



Şekil 159. Dikkate alınan dolgu-depo-sıvı etkileşimi için sonlu eleman modeli

Sistemin dinamik analizleri, dolgu zeminine ait dört farklı içsel sürtünme açısı değeri ($25^\circ, 30^\circ, 35^\circ, 40^\circ$) dikkate alınarak haznede sıvının olduğu ve olmadığı durumlarla birlikte, dolgunun olmadığı halde dolu ve boş durumlar için gerçekleştirilmiştir. Çalışmada kullanılan modellere ilişkin bilgiler ve kullanılan dolgu zeminine ait özellikler Tablo 16'da verilmektedir. Burada; depo yerlerinde yapılan arazi gözlemlerinden ve zemin etüd raporlarının incelenmesinden, siltli kum zeminle sıklıkla karşılaşıldığından çözümlenelerde dolgu zemini olarak siltli kum zeminin dikkate alındığını belirtmek uygun olmaktadır.

Tablo 16. Çalışmada kullanılan modellere ilişkin bilgiler ve kullanılan zemine ait özellikler

Model Adı	F	BF25	BF30	BF35	BF40	W	B25	B30	B35	B40	
Dolgu	×	■	■	■	■	×	■	■	■	■	
Sıvı	■	■	■	■	■	×	×	×	×	×	
Zemin Özellikleri	ϕ	×	25	30	35	40	×	25	30	35	40
	E (MPa)	×	20	20	20	20	×	20	20	20	20
	ν	×	0.3	0.3	0.3	0.3	×	0.3	0.3	0.3	0.3
	γ (kN/m ³)	×	19	19	19	19	×	19	19	19	19

E :Elastisite Modülü ; ϕ :İçsel sürtünme açısı ; ν : Poisson oranı ; × : Olmadığı durum ; ■ : Olduğu durum

Dolgu zemininin en üst seviyesinde, duvar yüzünde ve dış yüzde oluşan en büyük düşey yerdeğıştirmeler, çatı yerdeğıştirmeleri, x ve z doğrultularında sıvı yüzünde ve zemin yüzünde meydana gelen maksimum gerilmeler ve bunların gerçekleşme zamanları dolu depolar için Tablo 17'de; boş depolar için Tablo 18'de verilmektedir. Ayrıca dolu depo durumunda sıvı için en büyük salınım yerdeğıştirmesi değerleri ve gerçekleşme zamanları da Tablo 17'de verilmektedir.

Tablo 17. Dolu depo durumunda elde edilen en büyük tepkiler ve gerçekleşme zamanları

Model Adı	F		BF25		BF30		BF35		BF40	
	t(s)	Değer	t(s)	Değer	t(s)	Değer	t(s)	Değer	t(s)	Değer
u_{vi} (m)	--	--	16.0	-0.4563	16.0	-0.3711	16.0	-0.2654	16.0	-0.2626
u_{ve} (m)	--	--	16.0	-0.4267	16.0	-0.3347	16.0	-0.2277	16.0	-0.2269
u_r (m)	5.0	0.0028	4.95	0.0078	4.95	0.0079	4.95	0.0079	4.95	0.0079
u_{sl} (m)	10.0	-1.2573	9.95	-1.2613	9.95	-1.2613	9.95	-1.2613	9.95	-1.2613
u_{sr} (m)	10.0	1.2591	9.95	1.2631	9.95	1.2631	9.95	1.2630	9.95	1.2630
S_{ze} (MPa)	12.35	-1.9754	4.95	5.3383	4.95	5.2959	4.95	5.2890	4.95	5.2890
S_{zi} (MPa)	12.35	1.7916	4.95	-5.5741	4.95	-5.7034	4.95	-5.6167	4.95	-5.6992
S_{xe} (MPa)	12.35	-0.0530	11.2	-0.1025	4.95	0.0467	4.95	0.0461	4.95	0.0461
S_{xi} (MPa)	12.35	-0.0491	11.2	-0.0929	12.3	-0.0456	7.45	-0.0424	7.45	-0.0424

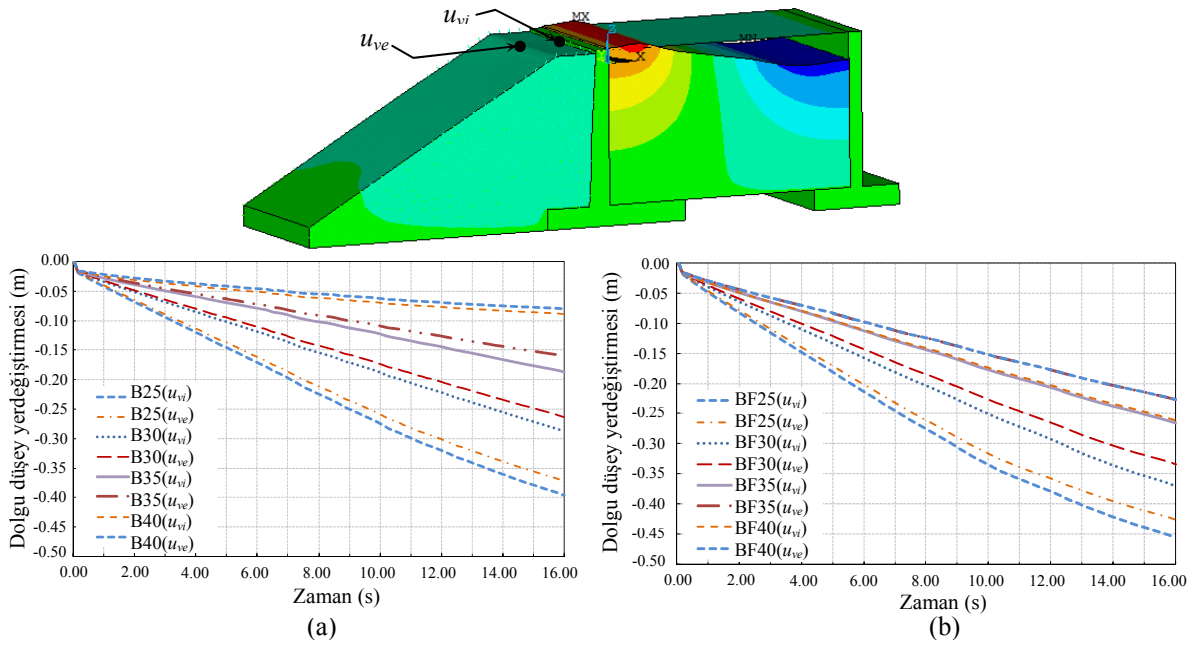
u_{vi} : Dolgunun en üst seviyesinde duvar yüzündeki en büyük düşey yerdeğiştirme ; u_{ve} : Dolgunun en üst seviyesinde dış yüzdeki en büyük düşey yerdeğiştirme ; u_r : Duvara ait en üst seviyedeki yatay yerdeğiştirme ; S_{ze} : Zemin yüzünde duvarda z doğrultusundaki en büyük gerilme ; S_{zi} : Sıvı yüzünde duvarda z doğrultusundaki en büyük gerilme ; S_{xe} : Zemin yüzünde duvarda x doğrultusundaki en büyük gerilme ; S_{xi} : Sıvı yüzünde duvarda x doğrultusundaki en büyük gerilme ; u_{sl} ve u_{sr} : Deponun her iki yüzünde sıvının en büyük salınım yerdeğiştirmeleri

Tablo 18. Boş depo durumunda elde edilen en büyük tepkiler ve gerçekleşme zamanları

Model Adı	W		B25		B30		B35		B40	
	t(s)	Değer	t(s)	Değer	t(s)	Değer	t(s)	Değer	t(s)	Değer
u_{vi} (m)	--	--	16.0	-0.3966	16.0	-0.2885	16.0	-0.1875	16.0	-0.0881
u_{ve} (m)	--	--	16.0	-0.3727	16.0	-0.2638	16.0	-0.1601	16.0	-0.0797
u_r (m)	5.0	0.0019	5.0	0.0068	5.0	0.0069	5.0	0.0068	5.0	0.0065
S_{ze} (MPa)	5.0	1.1182	5.0	5.7839	5.0	5.2646	5.0	5.7735	5.0	4.9202
S_{zi} (MPa)	5.0	-1.4136	5.0	-6.0802	5.0	-6.1427	5.0	-6.0698	5.0	-5.8052
S_{xe} (MPa)	5.0	0.0293	15.65	-0.0357	4.9	-0.0204	5.0	-0.0051	5.0	0.0054
S_{xi} (MPa)	5.0	0.0138	5.0	0.0781	5.0	0.0786	5.0	0.0772	5.0	0.0734

- Dolgu Zemininin Düşey Yerdeğiştirmesi

Dolgu zemini, dinamik etkiler altında dinamik zemin basınçlarının oluşmasına neden olduğu gibi kendi içerisinde de oluşan gerilmelere bağlı olarak düşey olarak stabilitesini kaybedecek şekilde hareket edebilmektedir. Buradan hareketle dolgunun en üst seviyesinde duvar yüzünde ve dış yüzde düşey yerdeğiştirmelerinin zamanla değişimi hem dolu hem de boş depo durumlarında Şekil 160'da verilmektedir. Görüldüğü üzere en büyük düşey yerdeğiştirmeler yüklemenin sonunda gerçekleşmektedir (t=16.00 s).

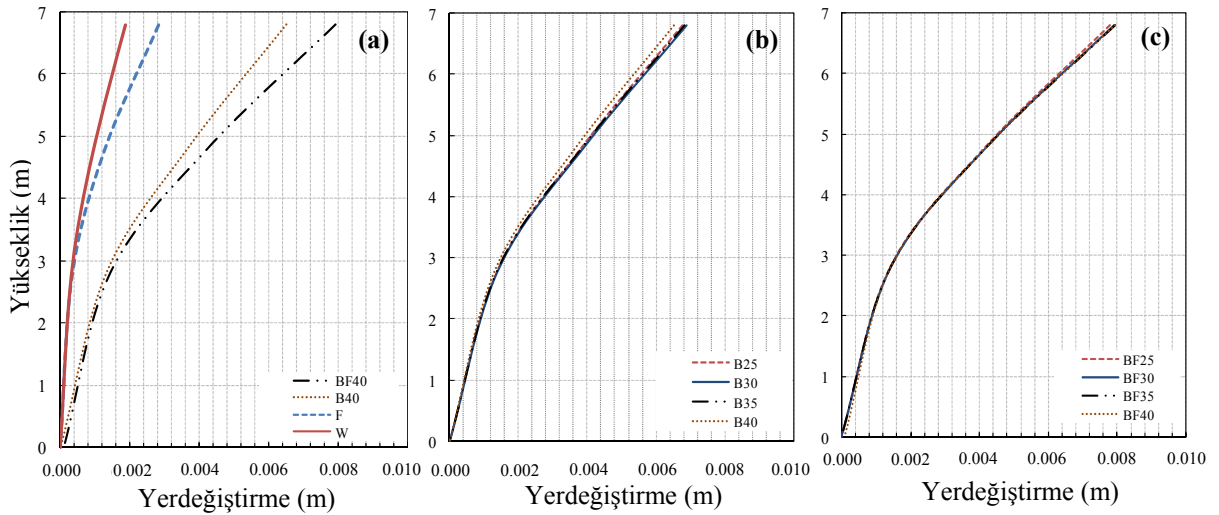


Şekil 160. Dolgu en üst seviyesinde elde edilen düşey yerdeğiştirmelerin zamanla değişimi
a)boş depo durumu b)dolu depo durumu

Şekil 160'da görüldüğü gibi dolgunun her iki yüzündeki düşey yerdeğiştirmeler zamanla adım adım artmaktadır. Bu artışın da plastik deformasyona bağlı olarak önemli mertebelerde kalıcı yerdeğiştirmelere sebep olduğu yine şekilden görülmektedir. Örneğin BF25 modeli için en büyük düşey yerdeğiştirme duvar yüzünde ve dış yüzde sırasıyla 0.4563 m ve 0.4267 m olarak elde edilmektedir. Bu sonuçlar sıvının olmadığı B25 modeli için ise 0.3966 m ve 0.3727 m olarak elde edilmektedir. Buna göre sıvı etkileşimi nedeniyle duvar yüzünde düşey yerdeğiştirmenin %15 civarında arttığı görülmektedir. Bu sonuçlardan; sıvının varlığının duvarın dinamik davranışını etkilediği ve duvarın da dolgu ile etkileşim halinde olması nedeniyle dolgu davranışını değiştirdiği ve yerdeğiştirmeleri artırdığı söylenebilir. Benzer bir karşılaştırma büyük içsel sürtünme açısı değeri için yapılmak istenirse BF40 modeli için duvar yüzündeki düşey yerdeğiştirme 0.2626 m , B40 modeli için aynı değer 0.0881 m olarak elde edilmektedir. Bu durumda sıvı etkileşimi nedeniyle söz konusu artışın %198 mertebelerine çıktığı görülmektedir. Bu durum yüksek içsel sürtünme açısı değerlerinde etkinin daha belirgin olduğu şeklinde yorumlanabilir. Sonuç olarak her durumda etkinin aşikar olması, dolgu stabilitesi açısından sıvı etkileşiminin mutlaka dikkate alınması gerektiği vurgulanabilir.

- Yatay yerdeşistirmeler

Depo dış duvarı yüksekliği boyunca yatay yerdeşistirmelerin değişimi Şekil 161'de görülmektedir. Şekil 161a'da BF40, B40, F ve W modelleri arasında yapılan karşılaştırmalardan dolgunun ve sıvının yapı üzerindeki etkileri açık bir biçimde gözlemlenmektedir. Örneğin; sadece depo duvarının modellendiği (W modeli), diğer bir ifadeyle deponun boş olduğu ve dolgu etkisinde olmadığı durumda elde edilen en büyük yerdeşistirme 0.0019 m iken, BF40 modeli için söz konusu değer 0.0079 m seviyesine çıkmaktadır. Bu durum dolgu ve sıvı etkileşiminin dikkate alınması durumunda tepkinin yaklaşık %315 gibi büyük mertebelerde arttığını ortaya koymaktadır. Sadece depo ve sıvının modellendiği, dolgu etkisinin olmadığı F modeli için ise söz konusu değer 0.0028 olarak elde edilmektedir. Buradan sadece sıvı etkileşimi nedeniyle tepkinin %47 civarında arttığı görülmektedir. Bu karşılaştırmalardan dolgu etkileşiminin tepkiyi sıvı etkileşiminden daha büyük mertebelerde arttırdığı düşünülebilir. Fakat bu tür yapıların yerdeşistirmeye de duyarlı yapılar olması nedeniyle her iki etkileşimin de tasarımda mutlaka dikkate alınması gerektiği söylenebilir.

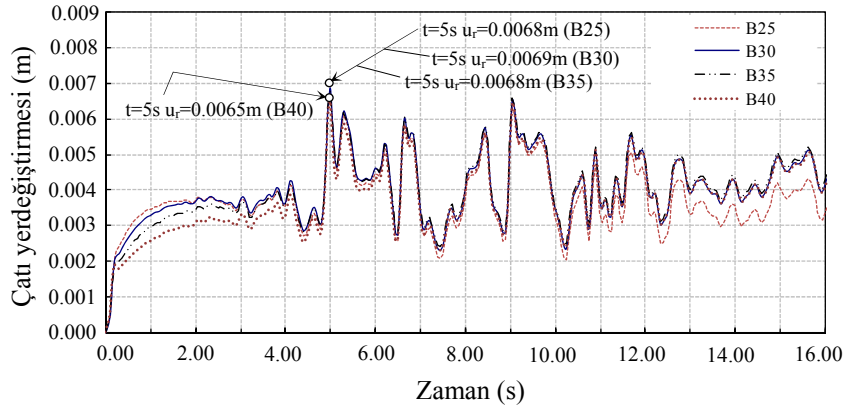


Şekil 161. Yükseklik boyunca elde edilen yerdeşistirmelerin a) Dört farklı model için b) boş depo durumunda içsel sürtünme açısına bağlı olarak c) dolu depo durumunda içsel sürtünme açısına bağlı olarak karşılaştırılmaları

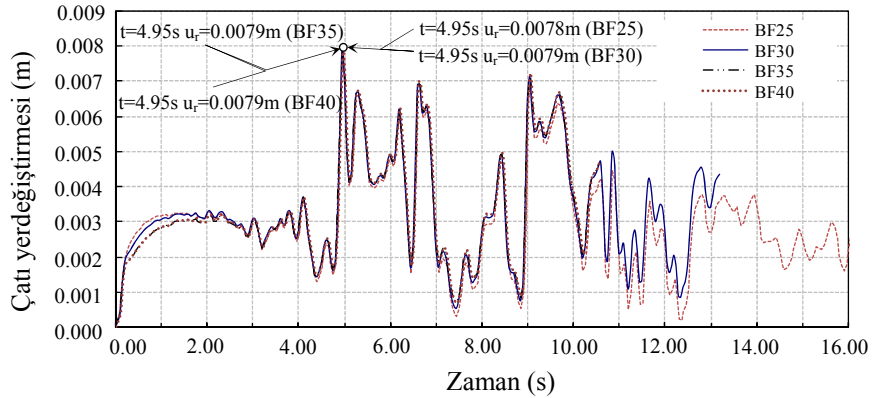
Hesaplanan yerdeşistirmelerin dolgu zemini için kullanılan dört farklı içsel sürtünme açısı değerine bağlı olarak değişimleri boş depo durumunda Şekil 161b'de, dolu depo durumunda Şekil 161c'de verilmektedir. Boş depo durumu incelendiğinde, depo duvarının

dolguya ait içsel sürtünme açısının değişiminden az miktarda etkilendiği görülmektedir. Örneğin; B25 modeli için adı geçen yerdeğiştirme değeri 0.0068 m iken B40 modeli için 0.0065 m olmakta ve değişim yaklaşık %5 mertebesinde kalmaktadır. Dolu depo durumunda ise tepkinin içsel sürtünme açısı değişiminden hemen hemen hiç etkilenmediği ve tepkinin 0.0079 m mertebesinde gerçekleştiği gözlemlenmektedir. Sonuç olarak incelenen zemin durumlarında içsel sürtünme açısının değişimi etkisinin, burada incelenilen aralık için, mühendislik açısından ihmal edilebileceği söylenebilir.

Benzer şekilde adı geçen yerdeğiştirmelerin zamanla değişimleri içsel sürtünme açısının değişimine bağlı olarak deponun boş olduğu durum için Şekil 162’de, dolu olduğu durum için Şekil 163’de verilmektedir. Şekil 162 ve 163’de görüldüğü üzere, boş durumda küçük sapmalar olmasına rağmen davranışlar benzerlik arz etmekte; dolu durumda ise değişimler hemen hemen üst üste çakışmaktadır.

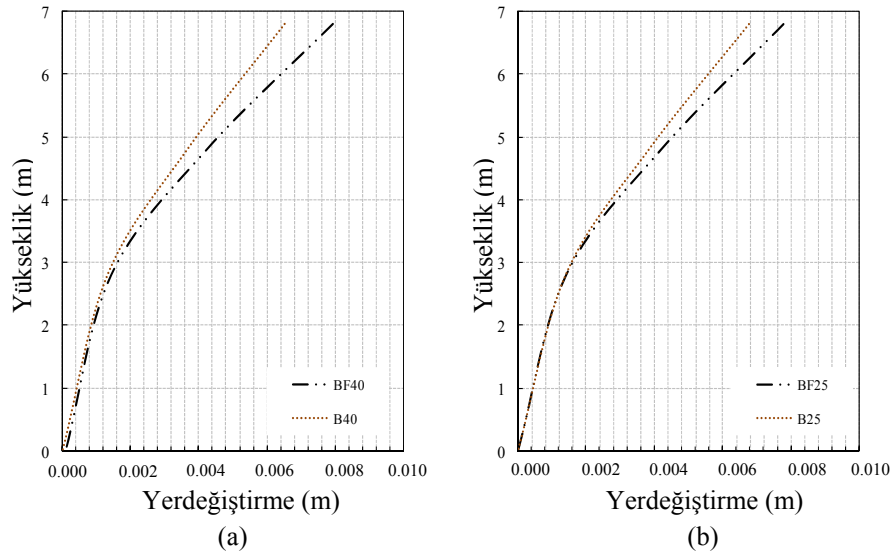


Şekil 162. Boş depo durumunda içsel sürtünme açısına bağlı olarak çatı yerdeğiştirmesinin zamanla değişimi



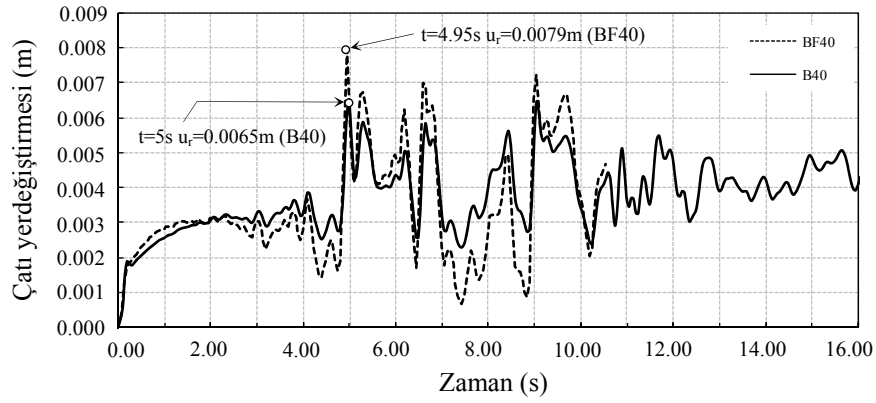
Şekil 163. Dolu depo durumunda içsel sürtünme açısına bağlı olarak çatı yerdeğiştirmesinin zamanla değişimi

Sıvı etkileşiminin dış duvarın yatay yerdeğiştirmeleri üzerindeki etkilerini değerlendirebilmek amacıyla Şekil 164’de görülen karşılaştırmalar yapılabilir. Şekil 164 incelendiğinde, deponun dolu olması durumunda duvara ait yerdeğiştirmelerin arttığı ve bu durumun içsel sürtünme açısının büyük değerleri için daha belirgin olduğu görülmektedir. Örneğin; B25 modeli için en büyük çatı yerdeğiştirmesi 0.0068 m iken, BF25 modeli için aynı değer %15’lik bir artışla 0.0078 m değerine çıkmaktadır. Benzer karşılaştırma B40 ve BF40 modelleri arasında yapılırsa çatı yerdeğiştirmesinin sıvı etkileşimi nedeniyle 0.0065 m düzeyinden %22’lik bir artışla 0.0079 m düzeyine çıktığı açıkça görülmektedir. Buradan sıvı etkileşim etkilerinin tasarımda mutlaka dikkate alınması gerekliliği bir kez daha karşımıza çarpıcı olarak çıkmaktadır.



Şekil 164. Depo dış duvarındaki yerdeğiştirmenin yükseklikle değişimi a) BF40 ve B40 arasında b)BF25 ve B25 arasında

Sıvı etkileşim etkileri, çatı yerdeğiştirmelerinin zamanla değişimi üzerinden değerlendirilmek istenirse, BF40 ve B40 modelleri arasında Şekil 165’deki değişim elde edilebilir. Şekil 165’den sıvının impuls ve salınım etkilerinin duvar yerdeğiştirmelerini artırdığı açıkça görülmektedir.

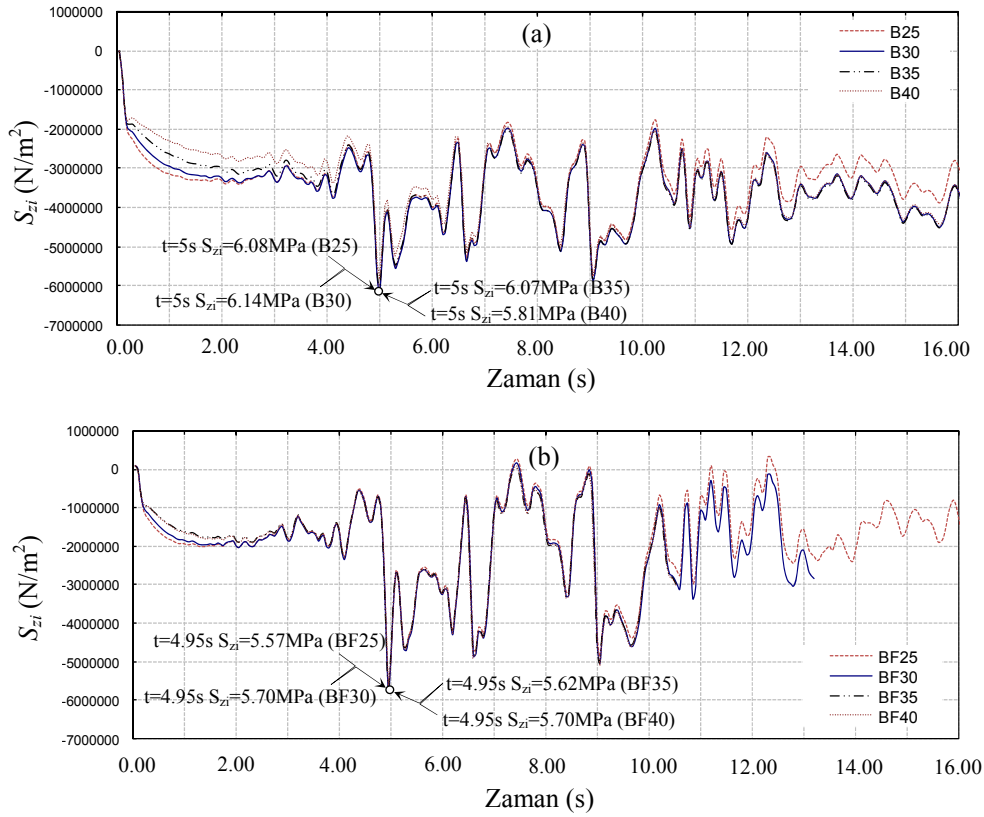


Şekil 165. BF40 ve B40 modelleri için çatı yerdeğiştirmelerinin zamanla değişimi

Uygulamada olan birçok yönetmelik dolgu etkisindeki duvarların potansiyel olarak deformasyona uğrayacakları kabulüyle hareket edip bu durumu yerdeğiştirmeye duyarlı olanlar için sınırlandırmaktadırlar. Örneğin; Yunanistan’da uygulamada olan Regulatory Guide E39/93 üç farklı mesnetlenme koşuluna göre duvara ait çatı yerdeğiştirmesinin duvar yüksekliğine oranını sınırlama yoluna gitmektedir (Gazetas vd., 2004). Bu izin verilebilir yerdeğiştirme oranları genellikle %0.05 ile %0.1 arasında olmaktadır. Bu çalışmada BF40 modeli için çatı yerdeğiştirmesi 0.0079 m olduğundan yerdeğiştirme oranı %0.13 olmakta ve sınır değer aşılmaktadır. B40 modeli için ise çatı yerdeğiştirmesi 0.0065 m ve adı geçen oran %0.108 civarında olmaktadır. Bu durum bir kez daha sıvı etkileşiminin önemine işaret etmektedir. Benzer şekilde dolgunun olmadığı durumda dolu depoda bu oran %0.047 olarak elde edilmektedir. Buradan da dolgu etkileşim etkilerinin önemi ve tasarım aşamasında mutlaka hesaba katılması gerektiği görülmektedir.

- Salınım yerdeğiştirmeleri

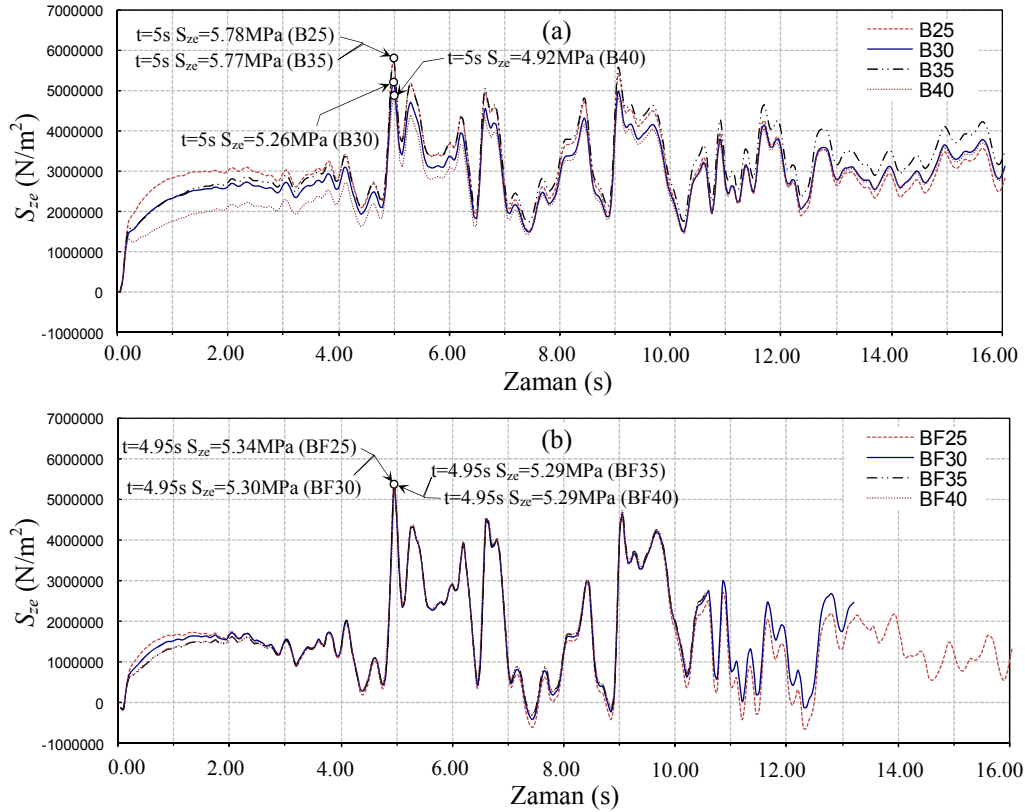
Dolu ve dolgu etkisindeki depolar için gerçekteştirilen dört adet çözümlemeden elde edilen salınım yerdeğiştirmelerinin zamanla değişimleri Şekil 166’da verilmektedir. Şekil 166’dan görüleceği üzere, her bir model için salınım yerdeğiştirmelerinin zamanla değişimleri çakışmakta ve en büyük salınım yerdeğiştirmesi 9.95 s’de 1.26 m civarında elde edilmektedir.



Şekil 167. Depo dış duvarı iç yüzünde farklı içsel sürtünme açılarına göre hesaplanan gerilmelerin zamanla değişimleri a) boş depo durumu b) dolu depo durumu

Benzer şekilde depo dış duvarı dış yüzünde oluşan gerilmelerin zamanla değişimleri Şekil 168’de verilmektedir. Bu yüzde de oluşan en kritik gerilmeler duvarın aynı kesitinde ve ortasında hesaplanmıştır. Şekil 168’den görüleceği üzere depo dış duvarı dış yüzünde hem boş durumda hem de dolu durumda oluşan gerilmeler içsel sürtünme açısının artmasına bağlı olarak bir miktar azalmaktadır. Örneğin; B25 modeli için hesaplanan gerilme değeri 5.7839 MPa iken B40 modeli için hesaplanan değer 4.9202 MPa olmakta ve söz konusu azalış yaklaşık %15 mertebesinde gerçekleşmektedir. Burada vurgulanması gereken bir husus da içsel sürtünme açısının artışına bağlı olarak depo dış duvarı iç yüzünde %4.5 mertebesinde hesaplanan gerilme azalışının, dış yüzde %15 mertebelerine çıkabildiğidir. Bu durum kesitte dinamik zemin basıncının artmış olduğunun bir göstergesi olarak algılanabilir. Teorik olarak depo dış duvarında oluşan gerilmelerin kullanılan betonun çekme ya da basınç dayanımıyla olan ilişkisini irdelemek, tasarım için gerekli fakat yeterli olmayan bir husus olmasına rağmen bir öngörü teşkil edecektir. Genel olarak ülkemizde inşa edilen bütün depolar için kullanılan beton sınıfının C20 olduğu dikkate

alınır, kesitin beton tasarım çekme dayanımı (f_{ctd}) yaklaşık 1 MPa civarında olacaktır. Hesaplanan çekme gerilmelerinin de en büyüğünün boş durumda ve tasarım çekme dayanımının yaklaşık 6 katı olduğu dikkate alınır, kesitin çatlamasını önlemek pek mümkün görülmemektedir. Bu durum sıvı depolarında istenmeyen sızıntılara ve su tutma problemlerine yol açabilmektedir.



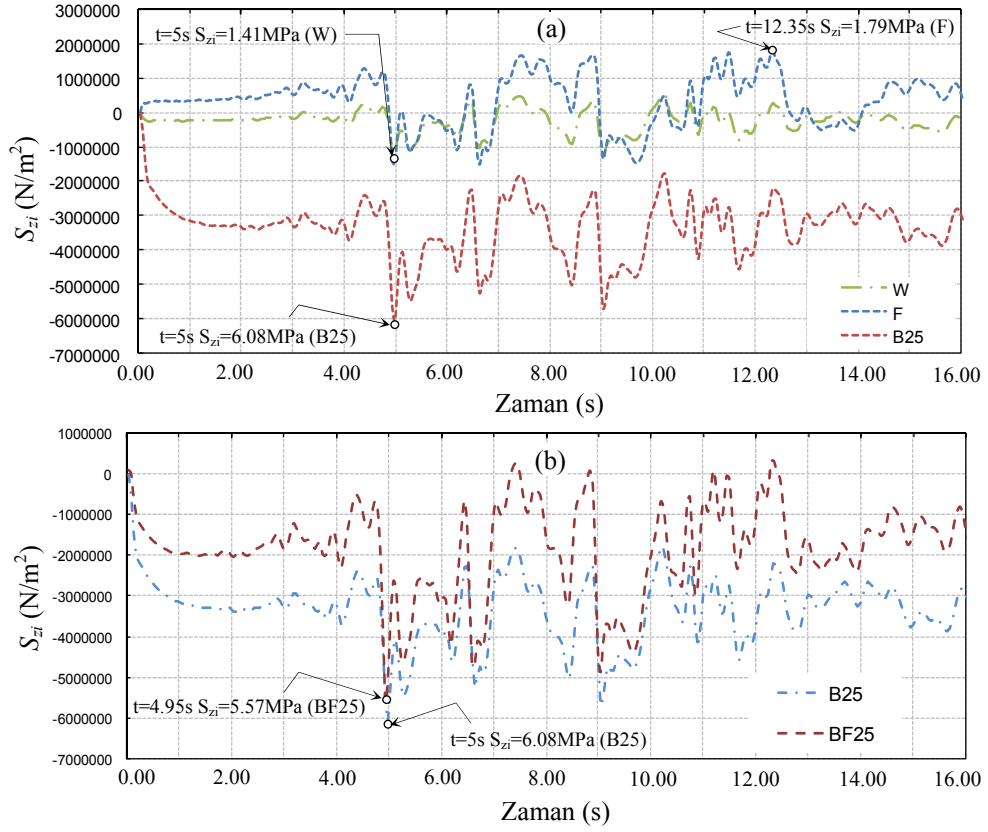
Şekil 168. Depo dış duvarı dış yüzünde farklı içsel sürtünme açılarına göre hesaplanan gerilmelerin zamanla değişimleri a) boş depo durumu b)dolu depo durumu

Şekil 167 ve Şekil 168 birlikte değerlendirildiğinde, sıvı etkileşiminin dikkate alınmasının (dolu depo durumu) depo dış duvarında oluşan gerilmeleri etkilediği açıkça görülmektedir. Dolu depo durumlarında, depo dış duvarı dış yüzünde hesaplanan gerilmeler belli zaman aralıklarında (7 s ve 8 s aralığında) çekme bölgesinden basınç bölgesine; iç yüzde ise basınç bölgesinden çekme bölgesine geçmekte diğer bir ifadeyle yön değiştirmektedir. Ancak boş depo durumlarında gerilmenin zamanla değişimi tek bölge (basınç veya çekme) içerisinde kalmaktadır. Burada belirtilmesi gereken bir diğer

durum da oluşan en büyük gerilmelerin dış yüzde çekme, iç yüzde ise basınç şeklinde meydana gelmesidir.

Depo dış duvarı dış yüzünde x doğrultusunda orta ve kenarda oluşan gerilmeler incelendiğinde içsel sürtünme açısı artarken gerilmelerin önemli derecede azaldığı görülmektedir. Örneğin; BF25 modeli için dış yüzde x doğrultusundaki gerilme değeri basınç olarak 0.1025MPa, BF40 modeli için çekme olarak 0.0461MPa mertebelerinde elde edilmekte ve söz konusu azalışın mutlak olarak %55 civarında olduğu görülmektedir. Ayrıca elde edilen en büyük gerilmelerin gerçekleşme zamanları hemen hemen çakışmaktadır. Ek olarak gerilme değerleri incelendiğinde, kullanılan malzemenin kesme kapasitesine oranla oldukça küçük oldukları ve yapının bu konuda stabilite probleminin olmadığı vurgulanabilir.

Dolgu ve sıvı etkileşim etkileri dikkate alınarak önerilen modellerle, yönetmeliklerde (ACI 350.3-01/350.3R-01, 2001; Eurocode 8 part 4, 2006; Eurocode 8 part 5, 2003) önerilen yaklaşımların birlikte değerlendirilmesi durumunda oldukça çarpıcı sonuçlar elde edilmektedir. Örneğin; söz konusu yönetmelikler genel olarak duvar kütlelerini artırarak ve ek bir salınım kütleleri dikkate almak suretiyle sıvı etkisini hesaba katıp sistemin modellenmesi gerektiğini, zeminin dikkate alındığı durumlarda ise farklı seviyelerde duvara etkileyen zemin itkilerinin göz önüne alınması gerektiğini ifade etmektedirler. Tüm bu işlemler ise depo duvarının boş ve dolgusuz halinin üzerine eklenmektedir. Diğer bir ifadeyle duvarın kütlesi artırılarak periyodu uzatılmış ve zemin itkisi yönünde gelen etkiler büyütülmüş olmaktadır. Bu durumda W sisteminin hareketinin zorlanması yoluyla önerilen sistemin davranışı elde edilmiş olacaktır. Fakat Şekil 169'da sistemler arasındaki davranış farklılıkları gözlemlendiğinde, dolgu ve sıvı etkisindeki depo duvarının gerçek davranışının bu yolla elde edilmesi mümkün olmayacaktır. Ancak yaklaşık bir hesapla davranışı temsil etmek mümkün olabilecektir. Bu nedenle, ilgili yönetmeliklerde önerilen yöntemlerin doğrudan birleştirilmesi de uygun olmayacaktır. Adı geçen etkilerin ihmal edilmesi ise tasarım için önemli hatalara yol açarak dinamik yük etkisindeki sistemde, önemli kesitlerde dayanım kayıplarına ve yapıda stabilite kayıplarına neden olacaktır. Örneğin; W modeli için elde edilen en büyük S_{ze} gerilmesi 1.12MPa iken, aynı gerilme değeri BF25 modeli için 5.34MPa ve B25 modeli için 5.78MPa olarak elde edilmektedir. Tüm bu durumlar göz önüne alındığında, söz konusu yapının gerçekçi bir şekilde modellenmesinin elzem olduğu rahatlıkla söylenebilir.



Şekil 169. Depo dış duvarı iç yüzünde farklı modeller için hesaplanan gerilmelerin zamanla değişimleri a) W, F ve B25 modelleri arasında b) B25 ve BF25 modelleri arasında

3. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Çalışma kapsamında; sıvı ve zemin etkileşimlerine maruz dikdörtgen depo dış duvarlarının modal karakteristikleri, önerilen analitik ve sayısal yöntemler ile modal testler vasıtasıyla belirlenmiş ve bu yapıların deprem davranışları önerilen sayısal modellerle incelenmiştir. Çalışmadan elde edilen sonuçlar ve öneriler aşağıda maddeler halinde sunulmaktadır.

1. Dolgu, temel/zemin ve sıvı etkileşimleri, her bir etkileşimin doğrultusu, etki oranı ve/veya mertebesi farklı olmakla birlikte, yapı davranışını önemli ölçüde etkileyebilmektedir. Bu etkilenmeler, analitik, sayısal ve deneysel çalışmalardan elde edilen modal karakteristiklerin ve yerdeğiştirme ile iç kuvvet tepkilerinin değerlendirilmesinden açıkça görülmektedir.
2. Önerilen sayısal yöntemlerle depoların dinamik davranışları; elastoplastik zemin davranışı ve dolgu-duvar etkileşim yüzeyinde doğrusal olmayan ilişki belirli bir yaklaşıklıkla dikkate alınarak incelenebilmektedir. Bu yöntemlerle, dolgu zemininin davranışını ve yayılmaya bağlı sönüm etkilerini gerçekçi bir şekilde hesaba katabilmek mümkün olmaktadır.
3. Çalışmada sayısal modellere ek olarak, hesap hacmini ve zamanını oldukça kısaltan analitik yöntemler önerilmektedir. Önerilen yöntemlerle, incelenen sistemlerin bu çalışma kapsamında gerçekleştirilen modal çözümlemelerine ek olarak, doğrudan integrasyon yöntemleri kullanılarak yatay yerdeğiştirmelerin, sıvı salınım yerdeğiştirmelerinin, taban kesme kuvvetleri ile devrilme momentlerinin pratik bir şekilde elde edilebilmesi mümkündür. Ayrıca önerilen modellerin ürettiği sonuçlar, modal testlerden elde edilenlerle karşılaştırılarak güvenilirlikleri ve kullanılabilirlikleri test edilmiş ve önerilen yöntemlerin, incelenen sistemlerin davranışlarını oldukça küçük sayılabilecek hata oranlarıyla temsil edebileceği görülmüştür.
4. İncelenen sistemlerin çözümlenmesinden; depoya ait yapısal boyutların ve zemin sistemine ait mekanik özelliklerin sonuçlar üzerinde oldukça etkili olabileceği görülmüştür. Bu bağlamda söz konusu parametrelerin doğru bir şekilde tespit edilmesi büyük önem arz etmektedir.
5. Yapı-temel/zemin etkileşiminin dikkate alındığı depo sistemleri için gerçekleştirilen modal çözümlemelerden, etkileşimden beklendiği üzere zemin rijitliğinin azalmasıyla

frekans değerlerinin azaldığı ve bu etkileşimin dolgu etkisinin olmadığı depo sistemlerinde çok daha belirgin bir şekilde ortaya çıktığı açıkça görülmektedir.

6. Zemin sisteminin değişimine bağlı olarak elde edilen iç kuvvet tepkileri değerlendirildiğinde; azalan zemin rijitliğiyle, iç kuvvet tepkileri tümüyle azalma eğiliminde olmadığından, bu tepkilerin azalan zemin rijitliğiyle mutlaka azalacağı yargısına varmanın, bu çalışma kapsamında incelenilen yapı sistemleri için çok da mümkün olmadığı görülmektedir.
7. Yapı-temel/zemin etkileşiminin dikkate alındığı sistemlerin çözümlenmeleri yatay yerdeğiştirmeler açısından değerlendirildiğinde, dolgu etkisinin olmadığı sistemlerde, etkileşimin diğer yapı türlerinde ve literatürde genel olarak elde edildiği gibi olduğu ve azalan zemin rijitliğiyle yerdeğiştirmelerin arttığı görülmektedir. Fakat dolgu etkisinin olduğu sistemlerde; davranış tamamen farklılaşmakta, tersinir bir hareket ortaya çıkmakta ve yerdeğiştirmeler yön değiştirmektedir. Bu durumun, yapı hareketinden daha fazla meydana gelen temeldeki dönme ve ötelenmelerin yapı deprem davranışını kontrol etmesinden kaynaklandığı söylenebilir.
8. Esnek depo olarak nitelendirilebilecek Hisar deposu için yapılan çözümlenmeden elde edilen yatay yerdeğiştirme ve iç kuvvet değerlerinin, rijit depo olarak değerlendirilebilecek inceleme konusu diğer depolara nazaran oldukça büyük elde edildiği görülmektedir. Bu bağlamda, esnek depolar için yapı-temel/zemin etkileşiminin çok daha önemli olduğu ve mutlak suretle yerdeğiştirme tabanlı bir değerlendirmenin yapılması gerekliliği açıktır.
9. Dolgu geometrisinin depo davranışı üzerindeki etkilerini belirleyebilmek için önerilen elastik sonlu eleman modellerinin ürettiği sonuçlardan; dolgu taban/yükseklik oranı veya dolgu eğimi ile depo duvarının deprem davranışı arasında önemli bir ilişki olduğu görülmektedir. Bu ilişki, tasarım için önemli bir parametre olarak değerlendirilebilir.
10. Dolgu geometrisi BF_1 modelindeki gibi seçildiğinde, yapı davranışının bu durumdan olumsuz bir şekilde etkilendiği görülmektedir. Dolgu geometrisiyle duvar arasındaki etkileşimin deponun dolu ve boş olduğu durumlarda hemen hemen aynı doğrultuda olduğu, ancak boş durumda etkileşimin duvar üzerinde çok daha etkili olduğu söylenebilir.
11. BF_1 modelinden elde edilen sonuçların diğer modellerle ve dolgusuz durumla karşılaştırılmasından, belirli bir formdaki dolgudan daha yüksek taban/yükseklik oranına sahip bir dolgu geometrisinin kullanılmasının gerekliliği görülmektedir. Modeller arasındaki davranış farklılığı; bazı durumlarda ataletin, bazı durumlarda ise kütlelinin etkileşim üzerinde baskın rol oynamasıyla ifade edilebilir.

12. Zeminin doğrusal olmayan elastoplastik davranışının dikkate alındığı ve duvar ile dolgu zemini arasında çekmenin oluşmadığı varsayımıyla gerçekleştirilen ankastre çözümlerden, deponun boş durumda iken dolgudan daha belirgin bir şekilde etkilendiği görülmektedir. Bu durum sıvının genel sistem üzerinde kimi zaman bir sönümleyici etkisinin olabileceğine işaret etmektedir.
13. Depo deprem davranışı üzerinde, haznede sıvının olduğu ve olmadığı durumlarla birlikte, dolgu etkisinin olduğu ve olmadığı durumların değerlendirildiği ankastre sayısal modellerin ürettiği sonuçlardan, dolgu etkileşimi çok daha belirgin olmakla birlikte, dolgu ve sıvı etkileşim etkilerinin davranışı oldukça değiştirdiği görülmektedir.
14. Bir önceki maddede belirtilen sayısal modellerin çözümlenmesinden, dolgu etkileşiminin sıvı salınım yerdeğiştirmeleri üzerinde kayda değer bir etkisinin olmadığı görülmektedir. Bu durum yapı-temel/zemin etkileşimi açısından değerlendirildiğinde, maksimum işletme seviyesindeki depolarda benzer bir davranışın ortaya çıktığı, fakat düşük işletme seviyesindeki depolarda etkileşimin salınım yerdeğiştirmeleri üzerinde etkili olduğu görülmektedir.
15. Dolgu zemininin içsel sürtünme açısının artmasının, depo duvarının yerdeğiştirmesini, boş depo durumunda, bir miktar azalttığı gözlemlenmektedir.
16. Çözümler dolgu zemininin düşey yerdeğiştirmesi açısından değerlendirildiğinde, sıvı etkileşimi nedeniyle yerdeğiştirmelerin arttığı ve bu durumun yüksek içsel sürtünme açısı değerlerinde çok daha belirgin olduğu açıkça görülmektedir. Dolayısıyla sıvı etkileşiminin dolgu stabilitesi açısından mutlaka dikkate alınması büyük önem arz etmektedir.
17. Sıvı ve dolgu etkisindeki depo dış duvarları, yerdeğiştirmeye de duyarlı yapı elemanları olduklarından bazı yönetmeliklerde, duvar yatay yerdeğiştirme miktarları sınırlandırılmaktadır. Fakat 13. maddede belirtilen sayısal modellerin çözümlenmesinden, sıvı ve dolgu etkileşimleri nedeniyle izin verilebilir yerdeğiştirme miktarlarının aşıldığı görülmektedir. Bu bağlamda, bu etkileşimler güvenilir bir tasarım için, tasarım aşamasında mutlaka dikkate alınmalıdır.
18. Sıvı ve zemin etkileşimleri nedeniyle, dış duvarların belirlenen bazı kritik kesitlerinde, betonun tasarım çekme dayanımından oldukça büyük çekme gerilmelerinin oluştuğu görülmüştür. Bu durum, çatlamanın son derece önemli olduğu sıvı tutucu yapılarda istenmeyen sızıntılara ve su tutma problemlerine yol açabileceğinden bu etkileşimlerin tasarımda mutlaka dikkate alınması gerekliliği bir kez daha karşımıza çıkmaktadır.

19. İncelenen sistemlerin dinamik davranışlarının, deprem ile yerel zemin koşullarının karmaşık ve karşılıklı etkileşiminden oldukça etkilenebileceği gözlemlendiğinden, depoları tip projelere göre projelendirmek yerine, farklı zemin sınıflarını dikkate alacak şekilde projelendirmek daha uygun görülmektedir. Ayrıca depoların bazı durumlarda daha az rijitliğe sahip zeminler üzerine inşa edilmesi de söz konusu olabileceğinden, önerilen modeller kullanılarak ve daha geniş bir aralıkta farklı mekanik özelliklere sahip zemin sistemleri dikkate alınarak çözümlenmeler gerçekleştirilebilir.
20. Bu çalışmada önerilen analitik modeller, esas olarak depo üst yüzeyinden belirli bir eğimle yer seviyesine kadar inen bir dolgu sistemini de içeren birleşik sistemleri idealize etmek için geliştirilmiştir. Ancak, Atakum 10000 m³ hacmindeki depoda olduğu gibi, bazı durumlarda deponun bir kısmı tamamen zemin içerisine gömülü, bir kısmı ise açıkta bırakılabilmektedir. Bu tür sistemlerde burada önerilen analitik modellerin kullanılması hata oranlarının artmasına neden olabilmektedir. Bu konuda literatürde de genel bir eksiklik bulunduğundan, bu tür sistemler gömme depolar üzerine yapılacak sonraki çalışmalarda ayrıntılı bir şekilde incelenebilir.
21. İncelenen depoların, farklı deprem kayıtlarına göre çözümlenmeleri gerçekleştirilerek, bu çalışmalar daha da geliştirilebilir. Bu yolla değişik frekans içeriğine ve karaktere sahip depremlerin dikkate alınması sonuçların daha da genelleştirilebilmesine olanak sağlayacaktır.
22. Dikdörtgen depoların deprem davranışlarının belirlenmesine yönelik henüz bir Türk standardı bulunmamaktadır. Bu bağlamda burada sunulan modeller dikdörtgen depoların dolgu, temel/zemin ve sıvı etkileşimleri de dikkate alınarak deprem hesabının yapılabilmesi için hazırlanacak olan böylesi bir yönetmelikte taban teşkil edecektir.

4. KAYNAKLAR

- Abramson, N.N., 1966. The Dynamic Behavior of Liquids in Moving Containers, Report No:NASA-SP-106.
- A.C.I., 1995. Guide for the Analysis, Design and Construction of Concrete-Pedestal Water Tower, ACI 371R-98, American Concrete Institute, USA.
- A.C.I., 2001. Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures (ACI 350.3-01) and Commentary (350.3R-01), American Concrete Institute, ACI Committee 350, Environmental Engineering Concrete Structures, USA.
- Alampalli, S., 1990. Earthquake response of retaining walls: full scale testing and computational modeling, Ph.D. thesis, Dep. Of Civ. Engrg., Rensselaer Polytechnic Inst., Troy, N.Y.
- Aliev, H., Mamedov, H. ve Radgabova, T., 1973. Investigation of the seismic pressure of soils on the retaining walls and interdependence between foundation soils and construction, Proc. Symp. On Earth & Earth Struct. Under Earthquake & Dyn. Loads, Roorkee, India, 3-10.
- Allotey, N. ve El Naggat, M.H., 2008. An Investigation into The Winkler Modeling of the Cyclic Response of Rigid Footings, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 28, 1, 44-57.
- Andersen, G.R., Whitman, R.V. ve Germaine, J.T., 1987. Tilting Response of Centrifuge-Modeled Gravity Retaining Wall to Seismic Shaking, Research Report R87-14, Department of Civil Engineering, MIT.
- Anderson, D.G. ve Stokoe, K.H., 1978. Shear Modulus: A Time-Dependent Soil Property, Dynamic Geotechnical Testing, ASTM STP654, 66-90.
- Ambrosini, R.D., Riera, J.D. ve Danesi, R.F., 2000. On the Influence of Foundation Flexibility on the Seismic Response of Structures, Computers and Geotechnics, 27, 179-197.
- Andrade, P.W., 1999. Implementation of Second-Order Absorbing Boundary Conditions in Frequency-Domain Computations, PhD Thesis, The University of Texas at Austin, Texas.
- Ansal, A., Erken, A., Yıldırım, H., İyisan, R., Okur, V., Güllü, H., Bayraklı, Y. ve Özçimen, N., 1999. Zeminlerin Tekrarlı Gerilmeler Altında Davranışları ve 17 Ağustos Kocaeli Depremi, Türkiye Mühendislik Haberleri, 44, 404, 23-33.
- ANSYS 10, 2006. ANSYS Inc., Canonsburg, PA.

- Apsel, R.J. ve Luco, J.E., 1987. Impedance Functions for Foundations Embedded in A Layered Medium: An Integral Equation Approach, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 15, 2, 213-231.
- Arias, A., Sanchez-Sesma, F.J. ve Ovando-Shelley, E., 1981. A Simplified Elastic Model for Seismic Analysis of Earth-Retaining Structures with Limited Displacement, Proc. of International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, MO, April 26-May 3, 1, 235-240.
- Aviles, J. ve Perez-Rocha, L.E., 1996. A Simplified Procedure for Torsional Impedance Functions of Embedded Foundations in A Soil Layer, Comput Geotech, 19, 2, 97-115.
- Aviles, J. ve Perez-Rocha, L.E., 1998. Effect of Foundation Embedment During Building-Soil Structure Interaction, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 27, 1523-1540.
- Aydinoğlu, M.N., 1977. Üstyapı-Zemin Ortak Sisteminin Deprem Hesabı, Doktora Tezi, İ.T.Ü., İnşaat Fakültesi, İstanbul.
- Bardet, J.P., 1997. Experimental Soil Mechanics, Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey, 584s.
- Barkan, D.D., 1962. Dynamics of bases and foundations, McGraw-Hill, New York, 464s.
- Barnes, G., 2000. Soil Mechanics: Principles and Practice, Palgrave Publishers, Second Edition, 493s.
- Barton, D.C. ve Parker, J.V., 1987. Finite Element Analysis of the Seismic Response of Anchored and Unanchored Liquid Storage Tanks, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 15, 3, 299-322.
- Bathe, J.K., 1996. Finite Element Procedures, Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey, 1050 s.
- Bauer, H.F. ve Siekmann, J., 1971. Dynamic Interaction of A Liquid with the Elastic Structure of Circular Cylindrical Container, Ingenieur Archiv, 49, 8, 266-280.
- Bauer, H.F., 1972. On the Destabilizing Effect of Liquids in Various Vehicles (Part 1), Vehicles System Dynamics, 1, 227-260.
- Bauer, H.F., 1981. Hydroelastic Vibrations in A Rectangular Container, International Journal Solids and Structure, 17, 639-652.
- Bauer, H.F., 1992. Coupled Frequencies of A Liquid in Circular Cylindrical Container with Elastic Liquid Surface Cover, Report No:LRT-WE-9-FB-9, Universitat Der Bundeswehr Munchen.

- Bauer, H.F. ve Eidel, W., 1987. Non-linear Hydroelastic Vibrations in Rectangular Containers, Institut für Raumfahrttechnik, Forschungsbericht:LRT-WE-9-FB-7.
- Bolton, M.D. ve Steedman, R.S., 1984. The Behavior of Fixed Cantilever Subjected to Lateral Shaking, Proc. of A Symposium on The Application of Centrifuge Modeling to Geotechnical Design, April, Manchester, 301-313.
- Borja, R.I., Chao, H.Y., Montans, F.J. ve Lin, C.H., 1999. SSI Effects on Ground Motion at Lotung LLST Site, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 125, 760-770.
- Bowles, J.E., 1996. Foundation Analysis and Design, Fifth Edition, The McGraw-Hill Companies, Inc.
- Chang, C.Y., Power, M.S., Mok, C.M., Tang, Y.K. ve Tang, H.T., 1990. Analysis of dynamic lateral earth pressures recorded on Lotung reactor containment model structure, Proc. 4th Nat. Conf. on Earthquake Engrg., Palm Springs, California, 3, 643-652.
- Chao, Y.H., 1996. Nonlinear Dynamic Soil-Structure Interaction Analysis and Application to Lotung Problem, PhD Dissertation, Department of Civil Engineering, Stanford University.
- Chen, W.F. ve Mizuno, E., 1990. Nonlinear Analysis in Soil Mechanics, Elsevier Science Publishers, Amsterdam, 661 s.
- Chen, J.Z. ve Kianoush, M.R., 2005. Seismic Response of Concrete Rectangular Tanks for Liquid Containing Structures, Canadian Journal of Civil Engineering, 32, 739-752.
- Chen, J.Z. ve Kianoush, M.R., 2009. Generalized SDOF System for Seismic Analysis of Concrete Rectangular Liquid Storage Tanks, Engineering Structures, 31, 2426-2435.
- Chen, S.S. ve Hou, J.G., 2009. Modal Analysis of Circular Flexible Foundations Under Vertical Vibration, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 29, 898-908.
- Cho, K.H., Kim, M.K., Lim, Y.M. ve Cho, S.Y., 2004. Seismic Response of Base-Isolated Liquid Storage Tanks Considering Fluid-Structure-Soil Interaction in Time Domain, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 24, 839-852.
- Chopra, A.K., 2007. Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering, Prentice Hall, Third edition, 876 s.
- Choudhury, D. ve Nimbalkar, S.S., 2006. Pseudo-Dynamic Approach of Seismic Active Earth Pressure Behind Retaining Wall, Geotechnical and Geological Engineering, 24, 1103-1113.

- Choudhury, D., Sitharam, T.G. ve Subba Rao, K.S., 2004. Seismic Design of Earth-Retaining Structures and Foundations, Special section:Geotechnics and Earthquake Hazards, Current science, 87, 1417-1425.
- Choudhury, D. ve Singh, S., 2006. New Approach for Estimation of Static and Seismic Active Earth Pressure, Geotechnical and Geological Engineering, 24, 117-127.
- Choudhury, D. ve Ahmad, S.M., 2007. Stability of Waterfront Retaining Wall Subjected to Pseudo-Static Earthquake Forces, Ocean Engineering, 34, 1947-1954.
- Coduto, D.P., 2001. Foundation Design: Principles and Practices, Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey, 883 s.
- Çakıroğlu, A. ve Özer, E., 1980. Malzeme ve Geometri Değişimi Bakımından Lineer Olmayan Sistemler I, Matbaa Teknisyenler Basımevi, İstanbul, 215s.
- Çelebi, M., 1998. Turkish Earthquakes: Two reports. Lessons from the Adana-Ceyhan Quake and Dinar aftershock EERI newsletter, 32, 9, 8.
- Çelebi, E., Fırat, S. ve Çankaya, İ., 2006. Dikdörtgen Rijit Temellerin Dinamik Empedans Fonksiyonları, İMO Teknik Dergi, 3827-3849.
- Dobry, R. ve Gazetas, G., 1986. Dynamic Response of Arbitrarily Shaped Foundations, Journal of Geotechnical Engineering, 112, 2, 109-135.
- Dobry, R., Gazetas, G. ve Stokoe, K.H., 1986. Dynamic Response of Arbitrarily Shaped Foundations:Experimental Verification, Journal of Geotechnical Engineering, 112, 2, 136-154.
- Dobry, R. ve Vucetic, M., 1987. State-of-art report: Dynamic Properties and Response of Soft Clay Deposits, Proc. Int. Symp. on Geotechnical Engineering of Soft Soils, 2, 51-87.
- Doğangün, A., 1995. Dikdörtgen Kesitli Su Depolarının Sonlu Elemanlar Yöntemiyle Depo-Sıvı-Zemin Etkileşimini Dikkate Alarak Analitik Yöntemlerle Karşılaştırmalı Deprem Hesabı, Doktora .Tezi, K.T.Ü., Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon.
- Doğangün, A., Durmuş, A. ve Ayvaz, Y., 1996a. Finite Element Analysis of Seismic Response of Rectangular Tanks Using Added Mass and Lagrangian Approach, Proceedings of the 2nd International Conference on Civil Engineering Computer Applications Research and Practice, April, Bahrain, I, 371-379.
- Doğangün, A., Durmuş, A. ve Ayvaz, Y., 1996b. Static and Dynamic Analysis of Rectangular Tanks by Using the Lagrangian Fluid Finite Element, Computers & Structures, 59, 547-552.

- Doğangün, A., Durmuş, A. ve Ayvaz, Y., 1997. Earthquake Analysis of Flexible Rectangular Tanks by Using the Lagrangian Fluid Finite Element, Eur. J. Mech., A/Solids, 16, 165-182.
- Doğangün, A., 2002. Sıvı Tutucu Yapıların Dinamik Hesapları, IV. Mühendislik- Mimarlık Sempozyumu, Eylül, Balıkesir, Bildiriler Kitabı: 297-308.
- Doğangün, A. ve Livaoğlu, R., 2004. Hydrodynamic Pressures Acting on the Walls of Rectangular Fluid Containers, Structural Engineering and Mechanics, An International Journal, 17, 2, 203-214.
- DBYBHY, 2007. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı.
- Dominguez, J. ve Roesset, J.M., 1978. Dynamic Stiffness of Rectangular Foundations, MIT Research Report, R. 78-20.
- Donea, J., Giuliani, S. ve Halleux, J.P., 1982. An Arbitrary Lagrangian-Eulerian Finite Element Method for Transient Dynamic Fluid-Structure Interaction, Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 33, 689-723.
- Elgamal, A.W., Alampalli, S. ve Laak, P.V., 1996. Forced Vibration of Full-Scale Wall-Backfill System, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 122, 849-858.
- El Mezaini, N., 2006. Effects of Soil-Structure Interaction on Analysis of Cylindrical Tanks, Practice Periodical on Structural Design and Construction, ASCE, 11, 50-57.
- Elms, D.G. ve Richards, R., 1990. Seismic Design of Retaining Walls, Design and Performance of Earth Retaining Structures, Geotechnical Pub. No.25, ASCE, Proc. of A Conference, June, Cornell Univ., 854-871.
- Epstein, H.I., 1976. Seismic Design of Liquid Storage Tanks, J.Struct. Div., ASCE, 102, 1659-1673.
- Eurocode 8, 2003. Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 5: Foundations, Retaining Structures and Geotechnical Aspects, Final Draft, European Committee for Standardization, December, Brussels, Belgium.
- Eurocode 8, 2006. Design of Structures for Earthquake Resistance - part 4: Silos, Tanks and Pipelines, Final draft, European Committee for Standardization, Jan, Brussels, Belgium.
- Faltinsen, O.M., Rognebakke, O.F. ve Timokha, A.N., 2003. Resonant Three-Dimensional Nonlinear Sloshing in A Square-Base Basin, J. Fluid Mech., 487, 1-42.
- Faltinsen, O.M., Rognebakke, O.F. ve Timokha, A.N., 2005. Classification of Three-Dimensional Nonlinear Sloshing in A Square-Base Tank with Finite Depth, Journal of Fluids and Structures, 20, 81-103.

- Filho, F.V., De Barros, F.C.P., Almeida, M.C.F. ve Ferreira, W.G., 1997. Soil-Structure Interaction Analysis of NPP Containments: Substructure and Frequency Domain Methods, Nuclear Engineering and Design, 174, 165-176.
- Fujita, K., 1982. A Seismic Response Analysis of A Cylindrical Liquid Storage Tank on An Elastic Foundation, Bulletin of JSME, 25, 1977-1984.
- Fukuoka, M. ve Imamura, Y., 1984. Researches on Retaining Walls During Earthquakes, Proc. of 8th World Conf. On Earthquake Engrg., San Francisco, Calif., 3, 501-508.
- Gazetas, G. ve Tassoulas, J.L., 1987a. Horizontal Stiffness of Arbitrarily Shaped Embedded Foundations, Journal of Geotechnical Engineering, 113, 5, 440-457.
- Gazetas, G. ve Tassoulas, J.L., 1987b. Horizontal Damping of Arbitrarily Shaped Embedded Foundations, Journal of Geotechnical Engineering, 113, 5, 458-475.
- Gazetas, G., 1991. Formulas and Charts for Impedances of Surface and Embedded foundations, Journal of Geotechnical Engineering, 117, 9, 1363-1381.
- Gazetas, G. ve Stokoe, K.H., 1991. Free Vibration of Embedded Foundations: Theory Versus Experiment, Journal of Geotechnical Engineering, 117, 9, 1382-1401.
- Gazetas, G., Psarropoulos, P.N., Anastasopoulos, I. ve Gerolymos, N., 2004. Seismic Behaviour of Flexible Retaining Systems Subjected to Short-Duration Moderately Strong Excitation, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 24, 537-550.
- Goto, Y. ve Shirasuna, T., 1984. Studies on Earthquake-Resistant Design of Grouped Underground Tanks in Soft Ground, The 8th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, 405-412.
- Graham, E.W. ve Rodriguez, A.M., 1952. Characteristics of Fuel Motion Which Affect Airplane Dynamics, J Appl. Mech., 19, 381-388.
- Hadjian, A.H., Luco, J.E. ve Tsai, C.N., 1974a. Soil-Structure Interaction: Continuum or Finite Element, Nuclear Engineering and Design, 31, 151-167.
- Hadjian, A.H., Niehoff, D. ve Guss, J., 1974b. Simplified Soil-Structure Interaction Analysis with Strain Dependent Soil Properties, Nuclear Engineering and Design, 31, 218-233.
- Hadjian, A.H., 1976. Soil-Structure Interaction- An Engineering Evaluation, Nuclear Engineering and Design, 38, 267-272.
- Halbritter, A.L., Krutzik, N.J., Boyadjiev, Z. ve Katona, T., 1998. Dynamic Analysis of VVER Type Nuclear Power Plants Using Different Procedures for Consideration of Soil-Structure Interaction Effects, Nuclear Engineering and Design, 182, 73-92.

- Hamada, M., Izumi, H. ve Omori, K., 1975. Behavior of Underground Tanks During Earthquakes, The 5th European Conference on Earthquake Engineering, İstanbul, 1-5.
- Hardin, B.O. ve Black, W.L., 1968. Vibration Modulus of Normally Consolidated Clay, J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, 94, 2, 353-369.
- Hardin, B.O. ve Drnevich, V.P., 1972. Shear Modulus and Damping in Soils: Measurement and Parameter Effects, J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, 98, 6, 603-624.
- Hardin, B.O., 1978. The Nature of Stress-Strain Behavior for Soils, Proc. ASCE Geotech. Engrg. Div. Specialty Conf. On Earthquake Engineering and Soil Dynamics, 1, 3-90.
- Haroun, M.A. ve Chen, W., 1989. Seismic Large Amplitude Liquid Sloshing-Theory, In: Proceedings of the Sessions Related to Seismic Engng., AI Structures Congree 89, 418-427.
- Haroun, M.A., 1984. Stress Analysis of Rectangular Walls Under Seismically Induced Hydrodynamic Loads, Bull. Seism. Soc. Am., 74, 1031-1041.
- Haroun, M.A. ve Ellaithy, M.H., 1985. Seismically Induced Fluid Forces on Elevated Tanks Journal of Technical Topics in Civil Engineering, 111, 1, 1-15.
- Hoskins, L.M. ve Jacobsen, L.S., 1934. Water Pressure in A Tank Caused by Simulated Earthquake, Bull. Seism. Soc. Am., 24, 1-32.
- Housner, G.W., 1957. Dynamic Pressures on Accelerated Fluid Containers, Bull. Seism. Soc. Am., 47, 15-35.
- Housner, G.W., 1963. Dynamic Behavior of Water Tanks, Bull. Seism. Soc. Am., 53, 381-387.
- Idriss, I.M., Dobry, R., Doyle, E.H. ve Singh, R.D., 1976. Behavior of Soft Clays Under Earthquake Loading Conditions, Proc. Eighth Annual Offshore Tech. Conf., 605-616.
- İnan, M., 1996. Cisimlerin Mukavemeti, İ.T.Ü Vakfı Yayınları, İstanbul, 560 s.
- Isaacson, M. ve Ryu, C.S., 1998. Directional Effects of Earthquake-Induced Sloshing in Rectangular Tanks, Canadian Journal of Civil Engineering, 25, 376-382.
- Ishibashi, I. ve Fang, Y.S., 1987. Dynamic Earth Pressures with Different Wall Movement Modes, Soils and Foundations, 27, 4, 11-22.
- Ishibashi, I., Osada, M. ve Uwabe, T., 1994. Dynamic Lateral Pressures Due to Saturated Backfills on Rigid Walls, Journal of Geotechnical Engineering, 120, 10, 1747-1767.

- Iwatate, T., Kokusho, T. ve Ooaku, S., 1980. Seismic Stability of Embedded Tank, The 7th World Conference on Earthquake Engineering, İstanbul, 173-180.
- Jaya, K.P. ve Prasad, A.M., 2002. Embedded Foundation in Layered Soil Under Dynamic Excitations, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 22, 485-498.
- Kianoush, M.R. ve Chen, J.Z., 2006. Effect of Vertical Acceleration on Response of Concrete Rectangular Liquid Storage Tanks, Engineering Structures, 28, 704-715.
- Kim, T.C. ve Novak, M., 1981. Dynamic Properties of Some Cohesive Soils of Ontario, Can. Geotech. J., 18, 3, 371-389.
- Kim, M.K., Lim, Y.M., Cho, S.Y., Cho, K.H. ve Lee, K.W., 2002. Seismic Analysis of Base-Isolated Liquid Storage Tanks Using the BE-FE-BE Coupling Technique, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 22, 1151-1158.
- Kim, S.R., Jang, I.S., Chung, C.K. ve Kim, M.M., 2005. Evaluation of Seismic Displacement of Quay walls, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 25, 451-459.
- Kim, J.K., Park, J.Y. ve Jin, B.M., 1998. The Effects of Soil Structure Interaction on the Dynamics of 3-D Flexible Rectangular Tanks, In: Proceedings of the Sixth East Asia-Pacific Conf.on Struc. Engng. & Construction, January, Taipei, Taiwan.
- Kim, J.K., Koh, H.M. ve Kwahk, I.J., 1996. Dynamic Response of Rectangular Flexible Fluid Containers, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 122, 9, 807-817.
- Koçak, A., 1999. Tarihi Yapıların Statik ve Dinamik Yükler Altında Lineer ve Non-Lineer Analizi: Küçük Ayasofya Camii Örneği, Doktora Tezi, Yıldız Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Koh, H.M., Kim, J.K. ve Park, J.H., 1998. Fluid-Structure Interaction Analysis of 3-D Rectangular Tanks by A Variationally Coupled BEM-FEM and Comparison with Test Results, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 27, 109-124.
- Kokusho, T., Yoshida, Y. ve Esashi, Y., 1982. Dynamic Properties of Soft Clay for Wide Strain Range, Soils Found., 22, 4, 1-18.
- Kramer, S.L., 1996. Geotechnical Earthquake Engineering, Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall.
- Krizek, R.J., McLean, F.G. ve Giger, M.W., 1974. Effect of Particle Characteristics on Wave Velocity, J. Geotech. Engrg. Div., ASCE, 100, 1, 89-94.
- Kuribayashi, E., Iwasaki, T. ve Tatsuoka, F., 1974. Effects of Stress Conditions on Dynamic Properties of Sands, Bulletin Intl. of Seismology and Earthquake Engineering, 12, Tokyo, Japan.
- Lepelletier, T.G. ve Raichlen, F., 1988. Nonlinear Oscillations in Rectangular Tanks, Journal of Engineering Mechanics, 114, 1, 1-23.

- Li, X., 1999. Dynamic Analysis of Rigid Walls Considering Flexible Foundation, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 125, 9, 803-806.
- Liou, G.S. ve Chung, I.L., 2009. Impedance Matrices for Circular Foundation Embedded in Layered Medium, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 29, 677-692.
- Livaoğlu, R., 2005. Ayaklı Depoların Sıvı-Yapı-Zemin Etkileşimleri Dikkate Alınarak Deprem Davranışlarının İncelenmesi, Doktora Tezi, K.T.Ü., Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon.
- Livaoğlu, R. ve Doğangün, A., 2006. Simplified Seismic Analysis Procedures for Elevated Tanks Considering Fluid-Structure-Soil Interaction, Journal of Fluids and Structures, 22, 421-439.
- Livaoğlu, R. ve Doğangün, A., 2007a. Effect of Foundation Embedment on Seismic Behavior of Elevated Tanks Considering Fluid-Structure-Soil Interaction, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 27, 855-863.
- Livaoğlu, R. ve Doğangün, A., 2007b. Seismic Behaviour of Cylindrical Elevated Tanks with A Frame Supporting System on Various Subsoil, Indian Journal of Engineering&Materials Sciences, 14, 133-145.
- Livaoğlu, R., 2008. Investigation of Seismic Behavior of Fluid-Rectangular Tank-Soil/Foundation Systems in Frequency Domain, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 28, 132-146.
- Luco, J.E. ve Hadjian, A.H., 1974. Two-Dimensional Approximations to the Three-Dimensional Soil-Structure Interaction Problem, Nuclear Engineering and Design, 31, 195-203.
- Luco, E.J., Hadjian, A.H. ve Bos, H.D., 1974. The Dynamic Modeling of the Half-Plane by Finite Elements, Nuclear Engineering and Design, 31, 184-194.
- Lysmer, J. ve Kuhlemeyer, R.L., 1969. Finite Dynamic Model for Infinite Media, Engineering Mechanics Division Journal, ASCE, 95, 859-877.
- Madabhushi, S.P.G. ve Zeng, X., 1998. Seismic Response of Gravity Quay Walls. II: Numerical Modeling, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 124, 418-427.
- Madabhushi, S.P.G. ve Zeng, X., 2007. Simulating Seismic Response of Cantilever Retaining Walls, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 133, 539-549.
- Matsui, T., Ohara, H. ve Ito, T., 1980. Cyclic Stress-Strain History and Shear Characteristics of Clay, J. Geotech. Engrg. Div., ASCE, 106, 10, 1101-1120.
- Minowa, C., 1984. Experimental Studies of Seismic Properties of Various Type Water Tanks, In: Proceedings of Eighth WCEE, San Francisco, 945-952.

- Mita, A. ve Luco, J.E., 1989. Dynamic Response of A Square Foundation Embedded in An Elastic Half-Space, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 8, 54-67.
- Mononobe, N. ve Matsuo, H., 1929. On the Determination of Earth Pressures During Earthquakes, In: Proceedings of World Engineering Congress, Tokyo, Japan, 9, 179-187.
- Mylonakis, G. ve Gazetas, G., 2000. Seismic Soil-Structure Interaction: Beneficial or Detrimental?, Journal of Earthquake Engineering, 4, 277-301.
- Mylonakis, G., Nikolaou, S. ve Gazetas, G., 2006. Footings Under Seismic Loading: Analysis and Design Issues with Emphasis on Bridge Foundations, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 26, 824-853.
- 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, 957-969
- Navarro, C. ve Samartin, A., 1989. Dynamic Earth Pressures Against A Retaining Wall Caused by Rayleigh Waves, Engineering Structures, 11, 31-36.
- Nadim, F. ve Whitman, R.V., 1983. Seismically Induced Movement of Retaining Walls, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 109, 7, 915-931.
- 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, 1122-1131.
- Nandakumaran, P., 1973. Behavior of Retaining Walls Under Dynamic Loads, PhD Thesis, Roorkee, India.
- Nazarian, H.N. ve Hadjian, A.H., 1979. Earthquake-Induced Lateral Soil Pressures on Structures, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 105, 1049-1066.
- Nofal, E.M.H., 1998. Analysis of Non-linear Soil-Pile Interaction under Dynamic Lateral Loading, PhD Thesis, University Of California Irvine.
- Okabe, S., 1924. General Theory of Earth Pressure and Seismic Stability of Retaining Wall and Dam, Journal of the Japan Society of Civil Engineers, 10, 6, 1277-1323.
- Olson, L.G. ve Bathe, K.J., 1983. A Study of Displacement-Based Fluid Finite Elements for Calculating Frequencies of Fluid and Fluid-Structure Systems, Nuclear Engineering and Design, 76, 2, 137-151.
- Ortiz, L.A., Scott, R.F. ve Lee, J., 1983. Dynamic Centrifuge Testing of A Cantilever Retaining Wall, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 11, 251-268.

- Pahwa, A., Whitman, R.V. ve Lee, J., 1987. Quick Release Tests on Centrifuge of Wall Retaining Saturated Sand Backfill, Seismic Design of Retaining Walls, Research Report R87-18, Department of Civil Engineering, MIT.
- Park, J.H., Koh, H.M. ve Kim, J.K., 2000. Seismic Isolation of Pool-Type Tanks for the Storage of Nuclear Spent Fuel Assemblies, Nuclear Engng. Design, 199, 143-154.
- Prakash, S., Wu, Y. ve Rafnsson, E.A., 1996. DDRW-1- Software to Compute Dynamic Displacements of Rigid Retaining Walls, Shamsheer Prakash Foundation, August, Rolla MO.
- Priestley, M.J.N., Davidson, B.J., Honey, G.D., Hopkins, D.C., Martin, R.J., Ramsay, G., Vessey, J.V. ve Wood, J.H., 1986. Seismic Design of Storage Tanks: Recommendation of a Study Group of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, December, 180 s.
- Psarropoulos, P.N., Klonaris, G. ve Gazetas, G., 2005. Seismic Earth Pressures on Rigid and Flexible Retaining Walls, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 25, 795-809.
- Rafnsson, E.A., 1991. Displacement Based Design of Rigid Retaining Walls Subjected to Dynamic Loads Considering Soil Nonlinearity, Ph.D. Dissertation, Univ. Of Missouri-Rolla, USA.
- Richards, R. ve Elms, D.G., 1979. Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 105, GT4, 449-464.
- Richart, F.E., 1975. Some Effects of Dynamic Soil Properties on Soil Structure Interaction, J. Geotech. Engrg. Div., ASCE, 101, 12, 1193-1240.
- Schnobrich, W.C., 2000. Role of Membrane Forces in Seismic Design of Reinforced Concrete Liquid Storage Structures, Structural Engineering and Mechanics, 10, 6, 533-543.
- Scott, R.F., 1973. Earthquake-Induced Pressures on Retaining Walls, Proc.5th World Conf. Earthquake Engrg., Rome, Italy, 2, 1611-1620.
- Seeber, R., Fischer, F.D. ve Rammerstorfer, F.G., 1990. Analysis of A Three-Dimensional Tank-Liquid-Soil Interaction Problem, Journal of Pressure Vessel Technology, 112, 28-33.
- Seed, H.B. ve Idriss, I.M., 1970. Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses, Report No. EERC 70-10, University of California, Berkeley, California.

- Seed, H.B. ve Whitman, R.V., 1970. Design of Earth Retaining Structures for Dynamic Loads, In: Proceedings of Speciality Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures. Ithaca, New York: ASCE, 103-147.
- Seed, H.B., Wong, R.T., Idriss, I.M. ve Tokimatsu, K., 1986. Moduli and Damping Factors for Dynamic Analyses of Cohesionless Soils, Journal of Geotechnical Engineering, 112, 11, 1016-1032.
- Sevim, B., 2010. Kemer Barajların Dinamik Davranışlarının Sonlu Eleman ve Deneysel Modal Analiz Yöntemleriyle Belirlenmesi, Doktora Tezi, K.T.Ü., Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon.
- Sherif, M.A., Ishibashi, I. ve Lee, C.D., 1982. Earth Pressures Against Rigid Retaining Walls, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 108, GT5, 679-695.
- Shirasuna, T. ve Goto, Y., 1984. Response Behavior of Large-Scale Underground Tank During Earthquake, The 8th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, 413-420.
- Siddharthan, R., Gowda, P.K. ve Norris, G.M., 1991. Displacement Based Design of Retaining Walls, Proc. of Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, March, St. Louis, MO, 657-661.
- Sim, L.C. ve Berill, J.B., 1979. Shaking Table Tests on A Model Retaining Wall, Proc. of South Pacific Regional Conference on Earthquake Engineering, 1, 301-311.
- Small, J.C., 2001. Practical Solutions to Soil-Structure Interaction Problems, Prog. Struct. Engng Mater. 3, 305-314.
- Song, C. ve Wolf, J.P., 1994. Dynamic Stiffness of unbounded medium based on solvent damping extraction method, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 23, 1073-1086.
- Spyrakos, C.C. ve Xu, C., 2003. Seismic Soil-Structure Interaction of Massive Flexible Strip-Foundations Embedded in Layered Soils by Hybrid BEM-FEM, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 23, 383-389.
- Spyrakos, C.C. ve Xu, C., 2004. Dynamic Analysis of Flexible Massive Strip-Foundations Embedded in Layered Soils by Hybrid BEM-FEM, Computers and Structures, 82, 2541-2550.
- 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.
- Stewart, J.P., Seed, R.B. ve Fenves, G.L., 1999. Seismic Soil-Structure Interaction in Buildings. II: Empirical Findings, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 125, 1, 38-48.

- Şafak, E., 2006. Time-Domain Representation of Frequency-Dependent Foundation Impedance Functions, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 26, 65-70.
- Takewaki, I., Takeda, N. ve Uetani, K., 2003. Fast Practical Evaluation of Soil-Structure Interaction of Embedded Structures, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 23, 195-202.
- Tang, A., Rai, D.C., Ames, D., Murty, C.V.R., Jain, S.K., Dash, S.R., Kaushik, H.B., Mondal, G., Muruges, G., Plant, G., McLaughlin, J., Yashinsky, M., Eskijian, M. ve Surrampalli, R., 2006. Lifeline Systems in the Andaman and Nicobar Islands (India) after the December 2004 Great Sumatra Earthquake and Indian Ocean Tsunami, Earthquake Spectra, 22, S3, 581-606.
- Tassoulas, J.L. ve Kausel, E., 1983. On the Effect of the Rigid Sidewall on the Dynamic Stiffness of Embedded Circular Footings, Earthquake Eng Struct Dyn, 11, 3, 403-414.
- Ting, N.H. ve Whitman, R.V., 1995. Centrifuge Modeling of A Tilting Wall with Liquefiable Backfill, Proc. of Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, April 2-7, St. Louis, MO, 1, 143-148.
- T.S.E., 1990. Zemin Dayanma Yapıları; Sınıflandırma, Özellikleri ve Projelendirme Esasları, TS-7994, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- Tsai, N.C., Niehoff, D., Swatta, M. ve Hadjian, A.H., 1974. The Use of Frequency-Independent Soil-Structure Interaction Parameters, Nuclear Engineering and Design, 31, 168-183.
- Tsompanakis, Y., Psarropoulos, A.S., Zania, V. ve Tsimpourakis, S., 2007. Effects of Soil Non-Linearity on the Seismic Response of Rigid Non-Sliding Retaining Walls, 4th International Conference on Earthquake Engineering, June, Thessaloniki, Greece, paper no:1271.
- Veletsos, A.S. ve Yang, J.Y., 1976. Dynamics of Fixed-Base Liquid Storage Tanks, Proceedings of USA-Japan Seminar for Earthquake Engineering Research with Emphasis on Lifeline System, Tokyo, 317-341.
- Veletsos, A.S., 1984. Seismic Response and Design of Liquid Storage Tanks, Guidelines for the Seismic Design of Oil and Gas Pipeline Systems, ASCE, New York, 255-461.
- Veletsos, A.S. ve Younan, A.H., 1994a. Dynamic Modeling and Response of Soil-Wall Systems, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 120, 12, 2155-2179.
- Veletsos, A.S. ve Younan, A.H., 1994b. Dynamic Soil Pressures on Rigid Vertical Walls, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 23, 3, 275-301.

- Veletsos, A.S. ve Younan, A.H., 1997. Dynami Response of Cantilever Walls, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 123, 2, 161-172.
- Vucetic, M., 1988. Normalized Behavior of Offshore Clay Under Uniform Cyclic Loading, Can. Geotech. J., 25, 1, 33-42.
- Vucetic, M. ve Dobry, R., 1988. Degradation of Marine Clays Under Cyclic Loading, J. Geotech. Engrg., ASCE, 114, 2, 133-149.
- Vucetic, M. ve Dobry, R., 1991. Effects of Soil Plasticity on Cyclic Response, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 117,1, 89-107.
- Vucetic, M., 1994. Cyclic Threshold Shear Strains in Soils, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 120, 12, 2208-2228.
- Westergaard, H.M., 1931. Water Pressures on Dams During Earthquakes, Proceedings of the ASCE, 57, 1303.
- Whitman, R.V. ve Ting, N.H., 1993. Experimental Results for Tilting Wall with Saturated Backfill, International Conference on the Verification of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems, Arulanandan ve Scott (eds), 2, 15151528.
- Wilson, E.L. ve Khalvati, M., 1983. Finite Elements for the Dynamic Analysis of Fluid-Solid Systems, International Journal for Numerical Methods in Engineering, 19, 11, 1657-1668.
- Wilson, E.L., 2002. Three-dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures- A Physical Approach with Emphasis on Earthquake Engineering, Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA, 423 s.
- Wolf, J.P., 1985. Dynamic Soil-Structure Interaction, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 466 s.
- Wolf, J.P., 1988. Soil-Structure Interaction Analysis in Time Domain, Englewoods Cliffs, NJ:Prentice-Hall, 446 s.
- Wolf, J.P., 1994. Foundation Vibration Analysis Using Simple Physical Models, Prentice-Hall, Englewood, 423 s.
- Wolf, J.P. ve Song, C., 1995. Doubly Asymptotic Multi-Directional Transmitting Boundary for Dynamic Unbounded Medium-Structure-Interaction Analysis, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 24, 2, 175–188.
- Wolf, J.P. ve Song, C., 1996a. Finite Element Modelling of Unbounded Media, Chichester: John Wiley&Sons, 331 s.
- Wolf, J.P. ve Song, C., 1996b. Finite Element Modelling of Unbounded Media, 11th World Conference on Earthquake Engineering, paper no:70, 1-8.

- Wolf, J.P. ve Song, C., 1998. The Semi-Analytical Scaled Boundary Finite-Element Method to Model Unbounded soil, 11th European Conference on Earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam, 1-12.
- Wolf, J.P. ve Song C., 2002. Some Cornerstones of Dynamic Soil-Structure Interaction, Engineering Structures, 24, 13-28.
- Wolf, J.P. ve Preisig, M., 2003. Dynamic Stiffness of Foundation Embedded in Layered Halfspace Based on Wave Propagation in Cones, Earthquake Eng Struct Dyn, 32, 7, 1075–1098.
- Wood, J.H., 1973. Earthquake-Induced Soil Pressures on Structures, Report EERL 73-05, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology.
- Wood, J.H., 1975. Earthquake-Induced Pressures on A Rigid Wall Structure, Bull N Z Natl Earthquake Engng, 8, 175-186.
- Woodward, P.K., 1997. Earth Pressure Coefficients Based on the Lade-Duncan Failure Criterion, Engineering Structures, 19, 9, 733-737.
- Wu, Y., 1995. Displacement Based Seismic Design Charts for Rigid Retaining Walls, M.S. Thesis, Univ. of Missouri-Rolla, USA.
- Wu, G. ve Finn, W.D.L., 1996. Seismic Pressures Against Rigid Walls. Analysis and Design of Retaining Structures Against Earthquakes, ASCE Geot.Spec. Pub. No. 60, 1-18.
- Wu, Y., 1999. Displacement-Based Analysis and Design of Rigid Retaining Walls During Earthquakes, Ph.D. Dissertation, Univ. Of Missouri-Rolla, USA.
- Wu, W.H., 1997. Equivalent Fixed Base Models for Soil-Structure Interaction Systems, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 16, 323-336.
- Yang, J. ve Lung, W.H., 2007. Seismic Design of Retaining Walls Considering Vertical Ground Acceleration, 4th International Conference on Earthquake Engineering, June 25-28, Thessaloniki, Greece, paper no:1371.
- Younan, A.H. ve Veletsos, A.S., 2000. Dynamic Response of Flexible Retaining Walls, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 29, 1815-1844.
- Youssef, A., 1998. Seismic Response of Inelastic Structures on Compliant Foundations, PhD Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Northeastern University Boston, Massachusetts.
- Zeng, X., 1998. Seismic Response of Gravity Quay Walls I:Centrifuge Modeling, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 124, 5, 406-417.
- Zerfa, Z. ve Loret, B., 2004. A Viscous Boundary for Transient Analyses of Saturated Porous Media, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 110, 33-89.

Zienkiewicz, O.C. ve Bettess, P., 1978. Fluid-Structure Dynamic Interaction and Wave Forces. An Introduction To Numerical Treatment, International Journal for Numerical Methods in Engineering, 13, 1, 1-16.

5. EKLER

Ek-1 Ankastre analitik modellerin çözümü için geliştirilen program kodu

```
% _____ Ankastre sistemler için program kodu _____
% _____ Tufan Çakır _____
% _____ BİRİMLER N/m _____
% _____ BİLİNENLER _____
Hw= 6; h=3.5; B=6.1; L=9.05; ro=1 ;g=9.81; %L ve B tank boyutları
qzmn=2100; Lb=6; het=0.65*Hw;

% h sıvı yüksekliği
% g yerçekimi ivmesi
% Hw duvar yüksekliği
f0=1; w=3.82; % yük fonksiyonu için yük çarpanı
% w yük fonksiyonu
E=28000E6; I=0.140 ; % E duvara ait young modulu
% I duvarın ortalama kesitteki ataleti
G=19230769; Fs=15.25; % G zemine ait kayma modülü
% Fs indirgenmiş kesit alanı
snm1= 0.005 ; snm2=0.05; % snm1 sıvıya ait sönüm oranı diğeri ise 2. moda ait sönüm oranı
% _____ salınım ve impuls kütlelerinin (m) yüksekliği _____
hi= 3/8*h; h1=hi;
hc= h*(1-(cosh(1.581*h/(L/2))-1)/((1.581*h/(L/2))*sinh(1.581*h/(L/2)))); h2=hc;
hb=0.637*Hw; h3=hb;

if ((h/L)>1.5)
    disp('DEPO DERIN OLDUGUNDAN FORMULLER GECERLI DEGIL')
else

mw=B*L*h*1000; %mw toplam sıvı kütlesi
mwl=60627; % mwl duvar kütlesi
mct=24997; % mct çatı kütlesi
mb=B*qzmn*het^2*Lb/(2*Hw); m3=mb; % mb dolgu kütlesi

% _____ HESAPLAMALAR _____

mi=mw*h/(1.732*(L/2))*tanh(1.732*(L/2)/h); %İMPULS KÜTLESİ
```

Ek-1'in devamı

$m1=mi+mct+mwl;$

$mc=mw*0.527*(L/2)/h*\tanh(1.581*h/(L/2));$ % SALINIM KÜTLESİ

$m2=mc;$

$k1=12*E*I/(het)^3;$ % duvar rijitliği

$kc=mc*g/(L/2)*1.581*\tanh(1.581*h/(L/2));$ $k2=kc;$ % salınım rijitliği

$k3=G*Fs;$ % dolgu rijitliği

$[m,fi_1,fi_2,fi_3,Ln1,Ln2,Ln3,w01,w02,w03,C1,C2,C3,M1et,M2et,M3et,k1et,k2et,k3et,h1et,h2et,h3et]=$

$uc_ktl(k1,k2,k3,m1,m2,m3,h1,h2,h3,f0,snm1,snm2);$

end

Ek-2 Temel/zemin etkileşimli analitik modellerin çözümü için geliştirilen program kodu

% _____ Etkileşimli sistemler için program kodu _____

% _____ Tufan Çakır _____

%veriler_bilinenler(birimler newton)

format long

$E=75*10^6$; $q=18000$; $g=9.81$; $\nu=0.4$; $f=4$; $B=2.75$; $L=3.05$; $ksi1=0.05$; $ksi2=0.005$; $ksi3=0.05$;

%E zemine ait elastisite modülü(N/m^2)

%q zeminin birim hacim ağırlığı(N/m^3)

%g yerçekimi ivmesi

%nu poisson oranı

%f yükleme frekansı(hz)

%B ve L temele ait yarı uzunluk ve yarı genişlik

%ksi1,ksi2,ksi3 sıra ile impuls,salınım

%ve dolgu sönüm oranları

$G=E/(2*(1+\nu))$; %G zemine ait kayma modülü

$ro=q/g$; %ro zeminin yoğunluğu (kg/m^3)

$Vs=\sqrt{G/ro}$; %Vs zemine ait kayma dalgası hızı(m/s)

$w=2*3.141592654*f$; %w dış yük açısız frekansı

$a0=w*B/Vs$; %a0 boyutsuz frekans

% _____ DİKKATE ALINACAK STATİK VE DİNAMİK RİJİTLİKLER _____

% _____ ÖTELENME İÇİN _____

$Ky=(2*G*L/(2-\nu))*(2+2.5*(B/L)^{0.85})$; %Ky dikdörtgen temel için yatay ötelenme statik rijitliği(N/m)

%Ötelenme için dinamik rijitlik katsayısı(ky)'ni ($L/B;a0$)a bağlı olarak şekil 19-b den al

$ky=1$; %ky dinamik rijitlik katsayısı

$Kh=Ky*ky$; %Kh dinamik ötelenme rijitliği(N/m)

% _____ DÖNME İÇİN _____

$Ibx=(4/3)*L*B^3$; %Ibx atalet momenti

$Krx=(G/(1-\nu))*(Ibx^{0.75})*((L/B)^{0.25})*(2.4+0.5*(B/L))$; %Krx yatay dönme statik rijitliği

Ek-2'nin devamı

$krx=1-0.20*a0;$ % krx Dönme için dinamik rijitlik katsayısı

$Kr=Krx*krx;$

% _____ DİKKATE ALINAN RADYASYONEL SÖNÜMLER VE TOPLAM SÖNÜM DEĞERLERİ _____

% _____ Yatay ötelenme modu için sönüm değeri _____

$Ab=4*B*L;$

% cy sönüm katsayısını ($L/B;a0$) a bağlı olarak şekil 19-d den al

$cy=0.90;$ $bet=0.05;$ % bet zemine ait histeresis(malzeme) sönümü

$Cy=(ro*Vs*Ab)*cy;$ % Cy Yatay ötelenmede radyasyonel sönüm değeri

$Ch=Cy+2*Kh*bet/w;$ % Ch malzeme ve radyasyonel sönümün kapsandığı toplam sönüm değeri

% _____ Dönme modu için sönüm değeri _____

% crx sönüm katsayısını ($L/B;a0$) a bağlı olarak şekil 19-e den al

$crx=0.20;$

$VLa=3.4*Vs/(3.141592654*(1-nu));$ % VLa Lysmer analog dalga hızı

$Crx=(ro*VLa*Ibx)*crx;$ %Dönme modunda radyasyonel sönüm değeri

$Cr=Crx+2*Kr*bet/w;$ % Cr malzeme ve radyasyonel sönümün kapsandığı toplam sönüm değeri

$m1=169970;m2=110650;m3=97420;$

$h1=1.3125;h2=1.94;h3=3.822;h4=0;h5=0;$

$k1=793000000;k2=318760;k3=293270000;$

% $c1=2*ksi1*sqrt(k1*m1);$

% $c2=2*ksi2*sqrt(k2*m2);$

% $c3=2*ksi3*sqrt(k3*m3);$

[$m,M1et,M2et,M3et,M4et,M5et,k1et,k2et,k3et,k4et,k5et$] = bes_ktl($k1,k2,k3,Kh,Kr,m1,m2,m3,h1,h2,h3$);

Ek-3 Kullanılan alt program kodları

```

%_____MODAL ANALİZ_____
function[m,fi_1,fi_2,fi_3,Ln1,Ln2,Ln3,w01,w02,w03,C1,C2,C3,M1et,M2et,M3et,k1et,k2et,k3et,h1et,h2et,h3et]
= uc_ktl(k1,k2,k3,m1,m2,m3,h1,h2,h3,f0,snm1,snm2)
%disp('----SİSTEMİN RİJİTLİK MATRİSİ----')
k=[k1+k2+k3,-(k2),-(k3)
-k2,k2,0
-k3,0,k3];

%disp('SİSTEMİN KÜTLE MATRİSİ')
m=[m1,0,0
0,m2,0
0,0,m3];
[a,l]=eig(k,m);

lamda1=l(1,1);
lamda2=l(2,2);
lamda3=l(3,3);

disp('----sistemin dairesel frekansları----')
w01=sqrt(lamda1);
w02=sqrt(lamda2);
w03=sqrt(lamda3);

disp('----sistemin periyotları----')
t01=2*3.141592654/w03;
t02=2*3.141592654/w02;
t03=2*3.141592654/w01;

disp('----MOD VEKTÖRLERİ----')
fi_1=[a(1,1);a(2,1);a(3,1)];
fi_2=[a(1,2);a(2,2);a(3,2)];
fi_3=[a(1,3);a(2,3);a(3,3)];

disp('----GENELLEŞTİRİLMİŞ KÜTLELER----')
M1=fi_1'*m*fi_1;
M2=fi_2'*m*fi_2;
M3=fi_3'*m*fi_3;

```

Ek-3'ün devamı

disp('----GENELLEŞTİRİLMİŞ RİJİTLİKLER----')

$$K1=f\hat{i}_1'*k*f\hat{i}_1;$$

$$K2=f\hat{i}_2'*k*f\hat{i}_2;$$

$$K3=f\hat{i}_3'*k*f\hat{i}_3;$$

disp('----ETKİN KÜTLELER----')

$$Ln1 = m1*f\hat{i}_1(1,1)+m2*f\hat{i}_1(2,1)+m3*f\hat{i}_1(3,1);$$

$$Ln2 = m1*f\hat{i}_2(1,1)+m2*f\hat{i}_2(2,1)+m3*f\hat{i}_2(3,1);$$

$$Ln3 = m1*f\hat{i}_3(1,1)+m2*f\hat{i}_3(2,1)+m3*f\hat{i}_3(3,1);$$

$$Lq1 = h1*m1*f\hat{i}_1(1,1)+h2*m2*f\hat{i}_1(2,1)+h3*m3*f\hat{i}_1(3,1);$$

$$Lq2 = h1*m1*f\hat{i}_2(1,1)+h2*m2*f\hat{i}_2(2,1)+h3*m3*f\hat{i}_2(3,1);$$

$$Lq3 = h1*m1*f\hat{i}_3(1,1)+h2*m2*f\hat{i}_3(2,1)+h3*m3*f\hat{i}_3(3,1);$$

$$M1et = Ln1^2/M1;$$

$$M2et = Ln2^2/M2;$$

$$M3et = Ln3^2/M3;$$

disp('----ETKİN RİJİTLİKLER----')

$$k1et=w01^2*M1et;$$

$$k2et=w02^2*M2et;$$

$$k3et=w03^2*M3et;$$

disp('----ETKİN YÜKSEKLİKLER----')

$$h1et= Lq1/Ln1;$$

$$h2et= Lq2/Ln2;$$

$$h3et= Lq3/Ln3;$$

%disp('----MODA AİT YERDEĞİŞTİRMELER(SÖNÜMLÜ)----')

% _____ SÖNÜMLÜ ZORLANMIŞ TİTREŞİM İÇİN _____

%Rayleigh sönümü kullanıldı sönümü için a0 ve a1 katsayılarının hesabında birinci ve ikinci moda

% ait farklı sönümler için hesap yapıldı

$$a=inv(0.5*[1/w01,w01;1/w02,w02])*[snm1;snm2];$$

$$c=a(1,1)*m+a(2,1)*k;$$

$$C1=f\hat{i}_1'*c*f\hat{i}_1;$$

$$C2=f\hat{i}_2'*c*f\hat{i}_2;$$

$$C3=f\hat{i}_3'*c*f\hat{i}_3;$$

$$ksi1=C1/(2*M1*w01); ksi2=C2/(2*M2*w02); ksi3=C3/(2*M3*w03);$$

Ek-3'ün devamı

```

% _____MODAL ANALİZ_____
function
[m,M1et,M2et,M3et,M4et,M5et,k1et,k2et,k3et,k4et,k5et]=bes_ktl(k1,k2,k3,Kh,Kr,m1,m2,m3,h1,h2,h3)
%disp('----SİSTEMİN RİJİTLİK MATRİSİ----')
k=[(k1+k2+k3) -k2 -k3 0 0; -k2 k2 0 0 0; -k3 0 k3 0 0; 0 0 0 Kh 0; 0 0 0 0 Kr];

%disp('SİSTEMİN KÜTLE MATRİSİ')
m=[m1 0 0 0 0; 0 m2 0 0 0; 0 0 m3 0 0; 0 0 0 m1+m2+m3 0; 0 0 0 0 m1*h1^2+m2*h2^2+m3*h3^2];

[a,l]=eig(k,m);

lamda1=l(1,1)
lamda2=l(2,2)
lamda3=l(3,3)
lamda4=l(4,4)
lamda5=l(5,5)

disp('----sistemin dairesel frekansları----')

w01=sqrt(lamda1)
w02=sqrt(lamda2)
w03=sqrt(lamda3)
w04=sqrt(lamda4)
w05=sqrt(lamda5)

disp('----sistemin periyotları----')
t01=2*3.141592654/w05;
t02=2*3.141592654/w04;
t03=2*3.141592654/w03;
t04=2*3.141592654/w02;
t05=2*3.141592654/w01;

disp('----sistemin frekansları----')
f01=1/t01
f02=1/t02

```

Ek-3'ün devamı

$$f03=1/t03$$

$$f04=1/t04$$

$$f05=1/t05$$

disp('----MOD VEKTÖRLERİ----')

$$f\hat{i}_1=[a(1,1);a(2,1);a(3,1);a(4,1);a(5,1)]$$

$$f\hat{i}_2=[a(1,2);a(2,2);a(3,2);a(4,2);a(5,2)]$$

$$f\hat{i}_3=[a(1,3);a(2,3);a(3,3);a(4,3);a(5,3)]$$

$$f\hat{i}_4=[a(1,4);a(2,4);a(3,4);a(4,4);a(5,4)]$$

$$f\hat{i}_5=[a(1,5);a(2,5);a(3,5);a(4,5);a(5,5)]$$

disp('----GENELLEŞTİRİLMİŞ KÜTLELER----')

$$M1=f\hat{i}_1' * m * f\hat{i}_1$$

$$M2=f\hat{i}_2' * m * f\hat{i}_2$$

$$M3=f\hat{i}_3' * m * f\hat{i}_3$$

$$M4=f\hat{i}_4' * m * f\hat{i}_4$$

$$M5=f\hat{i}_5' * m * f\hat{i}_5$$

disp('----GENELLEŞTİRİLMİŞ RİJİTLİKLER----')

$$K1=f\hat{i}_1' * k * f\hat{i}_1$$

$$K2=f\hat{i}_2' * k * f\hat{i}_2$$

$$K3=f\hat{i}_3' * k * f\hat{i}_3$$

$$K4=f\hat{i}_4' * k * f\hat{i}_4$$

$$K5=f\hat{i}_5' * k * f\hat{i}_5$$

disp('----ETKİN KÜTLELER----')

$$Ln1=m1 * f\hat{i}_1(1,1)+m2 * f\hat{i}_1(2,1)+m3 * f\hat{i}_1(3,1)+(m1+m2+m3) * f\hat{i}_1(4,1)+(m1 * h1^2+m2 * h2^2+m3 * h3^2) * f\hat{i}_1(5,1);$$

$$Ln2=m1 * f\hat{i}_2(1,1)+m2 * f\hat{i}_2(2,1)+m3 * f\hat{i}_2(3,1)+(m1+m2+m3) * f\hat{i}_2(4,1)+(m1 * h1^2+m2 * h2^2+m3 * h3^2) * f\hat{i}_2(5,1);$$

$$Ln3=m1 * f\hat{i}_3(1,1)+m2 * f\hat{i}_3(2,1)+m3 * f\hat{i}_3(3,1)+(m1+m2+m3) * f\hat{i}_3(4,1)+(m1 * h1^2+m2 * h2^2+m3 * h3^2) * f\hat{i}_3(5,1);$$

$$Ln4=m1 * f\hat{i}_4(1,1)+m2 * f\hat{i}_4(2,1)+m3 * f\hat{i}_4(3,1)+(m1+m2+m3) * f\hat{i}_4(4,1)+(m1 * h1^2+m2 * h2^2+m3 * h3^2) * f\hat{i}_4(5,1);$$

$$Ln5=m1 * f\hat{i}_5(1,1)+m2 * f\hat{i}_5(2,1)+m3 * f\hat{i}_5(3,1)+(m1+m2+m3) * f\hat{i}_5(4,1)+(m1 * h1^2+m2 * h2^2+m3 * h3^2) * f\hat{i}_5(5,1);$$

Ek-3'ün devamı

$$Lq1 = h1*m1*fi_1(1,1)+h2*m2*fi_1(2,1)+h3*m3*fi_1(3,1);h4=0;h5=0;$$

$$Lq2 = h1*m1*fi_2(1,1)+h2*m2*fi_2(2,1)+h3*m3*fi_2(3,1);$$

$$Lq3 = h1*m1*fi_3(1,1)+h2*m2*fi_3(2,1)+h3*m3*fi_3(3,1);$$

$$Lq4 = h1*m1*fi_4(1,1)+h2*m2*fi_4(2,1)+h3*m3*fi_4(3,1);$$

$$Lq5 = h1*m1*fi_5(1,1)+h2*m2*fi_5(2,1)+h3*m3*fi_5(3,1);$$

$$M1et = Ln1^2/M1$$

$$M2et = Ln2^2/M2$$

$$M3et = Ln3^2/M3$$

$$M4et = Ln4^2/M4$$

$$M5et = Ln5^2/M5$$

disp('---ETKİN RİJİTLİKLER---')

$$k1et=w01^2*M1et$$

$$k2et=w02^2*M2et$$

$$k3et=w03^2*M3et$$

$$k4et=w04^2*M4et$$

$$k5et=w05^2*M5et$$

disp('---ETKİN YÜKSEKLİKLER---')

$$h1et= Lq1/Ln1$$

$$h2et= Lq2/Ln2$$

$$h3et= Lq3/Ln3$$

$$h4et= Lq4/Ln4$$

$$h5et= Lq5/Ln5$$

ÖZGEÇMİŞ

Tufan ÇAKIR 1979 yılında Trabzon'da doğdu. Lise öğrenimini Trabzon Fatih Süper Lisesi'nde tamamladı. 1998-1999 eğitim öğretim yılında Karadeniz Teknik Üniversitesi Mühendislik Mimarlık Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'nde lisans öğrenimine başladı. Lisans öğrenimi boyunca birçok kez "Onur" ve "Yüksek Onur" öğrencisi olarak ödüllendirildi. 2002 yılında lisans öğrenimini başarıyla tamamladıktan sonra aynı yıl KTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı'nda Yüksek Lisans yapmaya hak kazandı. 2002 yılı ekim ayında KTÜ tarafından açılan sınavı kazanarak KTÜ Gümüşhane Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Geoteknik Anabilim Dalı'na Araştırma Görevlisi olarak atandı. Temmuz 2005'de yüksek lisans öğrenimini tamamlayarak aynı yıl eylül ayında doktora öğrenimine başladı. 2008 yılında Gümüşhane Üniversitesi'nin kurulmasını takiben, Gümüşhane Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Geoteknik Anabilim Dalı'na yeniden Araştırma Görevlisi olarak atandı. Halen bu görevine devam eden Tufan ÇAKIR, iyi derecede İngilizce bilmektedir.