

**KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ  
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**

**YAKIN VE UZAK-FAY YER HAREKETİNE MARUZ BETON AĞIRLIK  
BARAJLARIN YAPISAL PERFORMANSINA BOYUT ETKİSİNİN  
İNCELENMESİ**

**İnş. Müh. Fatma GÜL**

**TEMMUZ 2009**

**TRABZON**

**KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ  
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**

**YAKIN VE UZAK-FAY YER HAREKETİNE MARUZ BETON AĞIRLIK  
BARAJLARIN YAPISAL PERFORMANSINA BOYUT ETKİSİNİN  
İNCELENMESİ**

**İnş. Müh. Fatma GÜL**

**Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsünde  
“İnşaat Yüksek Mühendisi”  
Unvanı Verilmesi İçin Kabul Edilen Tezdir.**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih: 12.06.2009  
Tezin Savunma Tarihi : 02.07.2009**

**Tez Danışmanı : Yrd. Doç. Dr. Mehmet AKKÖSE  
Jüri Üyesi : Prof. Dr. Alemdar BAYRAKTAR  
Jüri Üyesi : Yrd. Doç. Dr. Murat ERDURAN**

**Enstitü Müdürü : Prof. Dr. Salih TERZİOĞLU**

**Trabzon 2009**

## ÖNSÖZ

“Yakın ve Uzak-Fay Yer Hareketine Maruz Beton Ağırlık Barajların Yapısal Performansına Boyut Etkisinin İncelenmesi” isimli bu çalışma; Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı’nda Yüksek Lisans Tezi olarak gerçekleştirilmiştir.

Böyle önemli bir konuya yönelmemi sağlayan, çalışmamın her aşamasında ilgi ve alakasını hiçbir zaman eksik etmeyen, çalışmam boyunca kıymetli bilgi ve tecrübelerinden daima yararlandığım, yönetici hocam Sayın Yrd. Doç. Dr. Mehmet AKKÖSE’ye minnet ve şükranlarımı sunmayı her zaman için bir borç bilirim.

Çalışmalarım sırasında bilgi ve yardımlarını esirgemeyen Araş. Gör. Dr. Hasan Basri BAŞAĞA’ya, Dr. Yasemin BAYRAM’a, Araş. Gör. Barış SEVİM’e ve Araş. Gör. Ahmet Can ALTUNIŞIK’a teşekkür ederim. Ayrıca, öğrenim hayatım süresince bana bilgi ve emeği geçen, tüm hocalarımı saygıyla anarım.

Öğrenim hayatımın her aşamasında maddi ve manevi desteklerini hiçbir zaman eksik etmeyen babam Murat ELİTOK’a, annem Şehriban ELİTOK’a, ağabeyim Lütfü ELİTOK’a, ablam Hatice ELİTOK’a ve çalışmalarım sırasında gösterdiği sabır ve şefkatinden dolayı sevgili eşim Süleyman GÜL’e teşekkürlerimi bir borç bilirim. Ayrıca bu çalışmanın ülkemize faydalı olmasını temenni ederim.

Bu yüksek lisans tez çalışmasından aşağıdaki yayın yapılmıştır;

- Akköse, M. ve Gül, F. (2009), Yakın ve Uzak-Fay Yer Hareketine Maruz Beton Ağırlık Barajlarda Boyut Etkisi, 2. Ulusal Baraj Güvenliği Sempozyumu ve Sergisi, Sayfa 553-565, 13-15 Mayıs 2009, Eskişehir.

Fatma GÜL  
Trabzon 2009

## İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa No</u>
ÖNSÖZ.....	II
İÇİNDEKİLER.....	III
ÖZET.....	V
SUMMARY.....	VI
ŞEKİLLER DİZİNİ.....	VII
TABLolar DİZİNİ.....	XII
SEMBOLLER DİZİNİ.....	XIII
1. GENEL BİLGİLER.....	1
1.1. Giriş.....	1
1.2. Literatür Araştırması.....	3
1.3. Tezin İçeriği.....	5
1.4. Yakın ve Uzak-Fay Yer Hareketleri.....	5
1.5. Yapısal Performans ve Hasar Kriterleri.....	6
1.6. Lineer-Elastik Malzeme Modeli.....	7
1.7. Lagrange Yaklaşımına Göre Sıvı-Yapı Sistemlerinin Sonlu Eleman Formülasyonu.....	10
1.7.1. Sıvı Davranışının Esasları.....	11
1.7.2. Lagrange Sıvı Elemanın Davranışı ile İlgili Temel Bağlıntılar.....	12
1.7.3. Sıvı-Yapı Sistemlerinin Lagrange Yaklaşımına Göre Sonlu Eleman Formülasyonu.....	15
1.7.3.1. Sıvı Sistemlerin Formülasyonu.....	15
1.7.3.2. Sıvı-Yapı Sistemlerinin Ortak Formülasyonu.....	19
1.8. Direkt İntegrasyon Yöntemleri.....	20
1.8.1. Wilson- $\theta$ Yöntemi.....	21
2. YAPILAN ÇALIŞMALAR.....	25
2.1. Giriş.....	25
2.2. Seçilen Beton Ağırlık Baraj ve Kesit Özellikleri.....	25
2.3. Seçilen Beton Ağırlık Baraj Kesitinin Sonlu Eleman Modeli.....	26
2.4. Sönüm.....	27

2.5.	Seçilen Deprem Yer Hareketleri .....	29
2.6.	Beton Ağırlık Barajların Lineer-Elastik Dinamik Analizleri .....	40
3.	BULGULAR VE İRDELEMELER .....	42
3.1.	Giriş .....	42
3.2.	1979 Imperial Valley Depremi İçin Analiz Sonuçlarının Değerlendirilmesi.....	43
3.2.1.	1979 Imperial Valley Depreminin H-E05230 Bileşeni (Yakın-Fay) İçin Analiz Sonuçları .....	43
3.2.2.	1979 Imperial Valley Depreminin H-E13230 Bileşeni (Uzak-Fay) İçin Analiz Sonuçları .....	50
3.3.	1994 Northridge Depremi İçin Analiz Sonuçlarının Değerlendirilmesi .....	56
3.3.1.	1994 Northridge Depreminin NWH360 Bileşeni (Yakın-Fay) İçin Analiz Sonuçları.....	56
3.3.2.	1994 Northridge Depreminin MU2125 Bileşeni (Uzak-Fay) İçin Analiz Sonuçları.....	62
3.4.	1995 Kobe Depremi İçin Analiz Sonuçlarının Değerlendirilmesi .....	68
3.4.1.	1995 Kobe Depreminin TAZ090 Bileşeni (Yakın-Fay) İçin Analiz Sonuçları.....	68
3.4.2.	1995 Kobe Depreminin KAK090 Bileşeni (Uzak-Fay) İçin Analiz Sonuçları.....	74
4.	SONUÇLAR .....	80
5.	KAYNAKLAR .....	83

## ÖZGEÇMİŞ

## ÖZET

Bu tez çalışmasında, baraj-su-zemin etkileşimi dikkate alınarak yakın ve uzak-fay yer hareketine maruz beton ağırlık barajların yapısal performansına boyut etkisi incelenmiştir. Bu amaçla, Uluslararası Büyük Barajlar Komitesi (ICOLD) tarafından karşılaştırmalı analizler için tavsiye edilen baraj kesiti kullanılmıştır. USACE (U.S. Army Corps of Engineers)'de yer alan hasar kriterlerine göre beş farklı yüksekliğe sahip beton ağırlık barajın yapısal performansı değerlendirilmiştir. Barajların yapısal performansına göre, lineer olmayan analizlere gerek olup olmadığına karar verilmiştir. Yakın ve uzak-fay yer hareketine maruz bu baraj kesitlerinin lineer elastik dinamik analizleri, adım-adım integrasyon tekniği kullanılarak gerçekleştirilmiştir. İntegrasyon için zaman adımı 0.0025 saniye alınmış ve Rayleigh sönüm sabitleri, %5 sönüm oranı kabul edilerek hesaplanmıştır. Barajların lineer-elastik dinamik analizleri, sıvı-yapı sistemlerinin davranışını belirleyebilecek şekilde yenilenen NONSAP yapı analiz programı ile gerçekleştirilmiştir.

Bu tez beş bölümden oluşmaktadır. Birinci bölümde, yakın-fay yer hareketi ile ilgili literatür araştırması, tezde kullanılan yapısal performans kriteri ve lineer-elastik malzeme modeli, Lagrange sıvı sonlu eleman ve direkt integrasyon yöntemleri ile ilgili formülasyonlar verilmektedir. İkinci bölümde, Uluslararası Büyük Barajlar Komitesi (ICOLD) tarafından karşılaştırmalı analizler için tavsiye edilen baraj kesiti tanıtılmış ve baraj-su-zemin sistemine ait sonlu eleman modeli verilmiştir. Lineer-elastik dinamik analiz ile ilgili ayrıntılar da bu bölümdedir. Üçüncü bölüm, gerçekleştirilen analizlerden elde edilen bulgular ve bunların irdelenmesinden oluşmaktadır. Dördüncü bölümde ise, bu tez çalışmasından çıkarılan sonuçlar ve öneriler verilmektedir. Beşinci bölüm, tezde yararlanılan kaynaklara ayrılmıştır.

**Anahtar Kelimeler:** Beton ağırlık baraj, yakın-fay yer hareketi, uzak-fay yer hareketi, yapısal performans, lineer-elastik dinamik analiz

## SUMMARY

### **Investigation of Size Effects on Structural Performance of Concrete Gravity Dams Subjected to Near and Far-Fault Ground Motions**

In this thesis, size effects on structural performance of concrete gravity dams subjected to near and far-fault ground motions are investigated including dam-water-foundation interaction. For this purpose, a benchmark problem proposed by ICOLD (International Committee on Large Dams) is chosen as a numerical application. Structural performance of the dam having five different heights is evaluated according to damage criteria in USACE (U.S. Army Corps of Engineers). It is decided according to their structural performance if non-linear analysis of the dams requires or not. The linear elastic dynamic analyses of the dams to near and far-fault ground motions are performed using the step-by-step integration technique. The integration time step is 0.0025 sec. The Rayleigh damping constants are calculated assuming 5% damping ratio. The program NONSAP modified for fluid-structure systems with the Lagrangian fluid finite element is employed in the response calculations.

This thesis consists of five chapters. In the first chapter, a literature survey associated with near-fault ground motion, structural performance criteria and linear-elastic material model used in this thesis is given in detail. This chapter also contains formulations associated with Lagrangian fluid finite elements and solution techniques used in the thesis. In the second chapter, a benchmark problem chosen as a numerical application and proposed by ICOLD (International Committee on Large Dams) is defined. In addition, finite element model of dam-water-foundation rock interaction systems prepared for the selected benchmark problem are introduced. Third chapter contains the findings obtained from the linear-elastic dynamic analyses. The conclusions and recommendations deduced from the analyses are given in chapter four. Finally, the references are presented in the fifth chapter.

**Key Words:** Concrete gravity dam, near-fault ground motion, far-fault ground motion, structural performance, linear-elastic dynamic analysis

## ŞEKİLLER DİZİNİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 1.1. Beton ağırlık barajlar için önerilen performans eğrisi (USACE, 2003).....	7
Şekil 1.2. Uzunluğu boyunca dik kuvvetlerle yüklenmiş sonsuz uzunlukta bir yapı .....	8
Şekil 1.3. Uzunluğu boyunca dik kuvvetlerle yüklenmiş sonlu uzunlukta bir yapı .....	9
Şekil 1.4. İki boyutlu 9-düğüm noktalı sıvı sonlu eleman.....	16
Şekil 1.5. Bir boyutlu 3-düğüm noktalı sıvı yüzey elemanı .....	17
Şekil 1.6. Wilson- $\theta$ yöntemi (Chopra, 1995) .....	22
Şekil 2.1. ICOLD tarafından karşılaştırmalı analizler için tavsiye edilen baraj kesiti ...	26
Şekil 2.2. Baraj-su-zemin sistemi için hazırlanan sonlu eleman modeli.....	26
Şekil 2.3. Rayleigh sönümü için sönüm oranı ile frekans arasındaki ilişki.....	28
Şekil 2.4. 1979 Imperial Valley depreminde kaydedilen ve yakın-fay yer hareketi özelliği taşıyan H-E05230 kaydının ivme-zaman, hız-zaman ve yer değiştirme-zaman grafikleri .....	31
Şekil 2.5. 1979 Imperial Valley depreminde kaydedilen ve uzak-fay yer hareketi özelliği taşıyan H-E13230 kaydının ivme-zaman, hız-zaman ve yer değiştirme-zaman grafikleri .....	32
Şekil 2.6. 1979 Imperial Valley depreminin H-E05230 ve H-E13230 kayıtlarının ölçeklendirilmiş ivme-zaman grafikleri .....	33
Şekil 2.7. 1979 Imperial Valley depreminin ölçeklendirilmiş H-E05230 ve H-E13230 kayıtlarının %5 sönümlü tepki spektrumları .....	33
Şekil 2.8. 1994 Northridge depreminde kaydedilen ve yakın-fay yer hareketi özelliği taşıyan NWH360 kaydının ivme-zaman, hız-zaman ve yer değiştirme-zaman grafikleri .....	34
Şekil 2.9. 1994 Northridge depreminde kaydedilen ve uzak-fay yer hareketi özelliği taşıyan MU2125 kaydının ivme-zaman, hız-zaman ve yer değiştirme-zaman grafikleri .....	35
Şekil 2.10. 1994 Northridge depreminin NWH360 ve MU2125 kayıtlarının ölçeklendirilmiş ivme-zaman grafikleri .....	36



Şekil 2.11. 1994 Northridge depreminin ölçeklendirilmiş NWH360 ve MU2125 kayıtlarının %5 sönümlü tepki spektrumları .....	36
Şekil 2.12. 1995 Kobe depreminde kaydedilen ve yakın-fay yer hareketi özelliği taşıyan TAZ090 kaydının ivme-zaman, hız-zaman ve yer değiştirme-zaman grafikleri .....	37
Şekil 2.13. 1995 Kobe depreminde kaydedilen ve uzak-fay yer hareketi özelliği taşıyan KAK090 kaydının ivme-zaman, hız-zaman ve yer değiştirme-zaman grafikleri .....	38
Şekil 2.14. 1995 Kobe depreminin TAZ090 ve KAK090 kayıtlarının ölçeklendirilmiş ivme-zaman grafikleri .....	39
Şekil 2.15. 1995 Kobe depreminin ölçeklendirilmiş TAZ090 ve KAK090 kayıtlarının %5 sönümlü tepki spektrumları.....	39
Şekil 3.1. 1979 Imperial Valley depreminin H-E05230 bileşeni (Yakın-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların kretinde elde edilen yerdeğiştirmelerin mutlak değerce maksimum değerlerinin karşılaştırılması .....	44
Şekil 3.2. 1979 Imperial Valley depreminin H-E05230 bileşeni (Yakın-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların kretinde elde edilen yerdeğiştirmelerin zamanla değışimi .....	46
Şekil 3.3. 1979 Imperial Valley depreminin H-E05230 bileşeni (Yakın-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların topuğunda elde edilen minimum asal basınç gerilmelerinin zamanla değışimi .....	47
Şekil 3.4. 1979 Imperial Valley depreminin H-E05230 bileşeni (Yakın-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların topuğunda elde edilen maksimum asal çekme gerilmelerinin zamanla değışimi .....	48
Şekil 3.5. 1979 Imperial Valley depreminin H-E05230 bileşeni (Yakın-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların topuğunda elde edilen maksimum asal çekme gerilmelerine göre barajların performans eğrisi .....	49
Şekil 3.6. 1979 Imperial Valley depreminin H-E13230 bileşeni (Uzak-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların kretinde elde edilen yerdeğiştirmelerin mutlak değerce maksimum değerlerinin karşılaştırılması .....	50
Şekil 3.7. 1979 Imperial Valley depreminin H-E13230 bileşeni (Uzak-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların kretinde elde edilen yerdeğiştirmelerin zamanla değışimi .....	52

Şekil 3.8. 1979 Imperial Valley depreminin H-E13230 bileşeni (Uzak-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların topuğunda elde edilen minimum asal basınç gerilmelerinin zamanla değişimi .....	53
Şekil 3.9. 1979 Imperial Valley depreminin H-E13230 bileşeni (Uzak-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların topuğunda elde edilen maksimum asal çekme gerilmelerinin zamanla değişimi .....	54
Şekil 3.10. 1979 Imperial Valley depreminin H-E13230 bileşeni (Uzak-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların topuğunda elde edilen maksimum asal çekme gerilmelerine göre barajların performans eğrisi .....	55
Şekil 3.11. 1994 Northridge depreminin NWH360 bileşeni (Yakın-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların kretinde elde edilen yerdeğiştirmelerin mutlak değerce maksimum değerlerinin karşılaştırılması .....	57
Şekil 3.12. 1994 Northridge depreminin NWH360 bileşeni (Yakın-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların kretinde elde edilen yerdeğiştirmelerin zamanla değışımi .....	58
Şekil 3.13. 1994 Northridge depreminin NWH360 bileşeni (Yakın-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların topuğunda elde edilen minimum asal basınç gerilmelerinin zamanla değışımi .....	59
Şekil 3.14. 1994 Northridge depreminin NWH360 bileşeni (Yakın-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların topuğunda elde edilen maksimum asal çekme gerilmelerinin zamanla değışımi .....	60
Şekil 3.15. 1994 Northridge depreminin NWH360 bileşeni (Yakın-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların topuğunda elde edilen maksimum asal çekme gerilmelerine göre barajların performans eğrisi .....	61
Şekil 3.16. 1994 Northridge depreminin MU2125 bileşeni (Uzak-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların kretinde elde edilen yerdeğiştirmelerin mutlak değerce maksimum değerlerinin karşılaştırılması .....	62
Şekil 3.17. 1994 Northridge depreminin MU2125 bileşeni (Uzak-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların kretinde elde edilen yerdeğiştirmelerin zamanla değışımi .....	64

Şekil 3.18. 1994 Northridge depreminin MU2125 bileşeni (Uzak-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların topuğunda elde edilen minimum asal basınç gerilmelerinin zamanla değişimi .....	65
Şekil 3.19. 1994 Northridge depreminin MU2125 bileşeni (Uzak-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların topuğunda elde edilen maksimum asal çekme gerilmelerinin zamanla değişimi .....	66
Şekil 3.20. 1994 Northridge depreminin MU2125 bileşeni (Uzak-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların topuğunda elde edilen maksimum asal çekme gerilmelerine göre barajların performans eğrisi .....	67
Şekil 3.21. 1995 Kobe depreminin TAZ090 bileşeni (Yakın-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların kretinde elde edilen yerdeğiştirmelerin mutlak değerce maksimum değerlerinin karşılaştırılması .....	69
Şekil 3.22. 1995 Kobe depreminin TAZ090 bileşeni (Yakın-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların kretinde elde edilen yerdeğiştirmelerin zamanla değışımi .....	70
Şekil 3.23. 1995 Kobe depreminin TAZ090 bileşeni (Yakın-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların topuğunda elde edilen minimum asal basınç gerilmelerinin zamanla değışımi .....	71
Şekil 3.24. 1995 Kobe depreminin TAZ090 bileşeni (Yakın-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların topuğunda elde edilen maksimum asal çekme gerilmelerinin zamanla değışımi .....	72
Şekil 3.25. 1995 Kobe depreminin TAZ090 bileşeni (Yakın-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların topuğunda elde edilen maksimum asal çekme gerilmelerine göre barajların performans eğrisi .....	73
Şekil 3.26. 1995 Kobe depreminin KAK090 bileşeni (Uzak-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların kretinde elde edilen yerdeğiştirmelerin mutlak değerce maksimum değerlerinin karşılaştırılması .....	74
Şekil 3.27. 1995 Kobe depreminin KAK090 bileşeni (Uzak-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların kretinde elde edilen yerdeğiştirmelerin zamanla değışımi .....	76

Şekil 3.28. 1995 Kobe depreminin KAK090 bileşeni (Uzak-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların topuğunda elde edilen minimum asal basınç gerilmelerinin zamanla değişimi .....	77
Şekil 3.29. 1995 Kobe depreminin KAK090 bileşeni (Uzak-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların topuğunda elde edilen maksimum asal çekme gerilmelerinin zamanla değişimi .....	78
Şekil 3.30. 1995 Kobe depreminin KAK090 bileşeni (Uzak-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların topuğunda elde edilen maksimum asal çekme gerilmelerine göre barajların performans eğrisi .....	79

## TABLolar DİZİNİ

	<b><u>Sayfa No</u></b>
Tablo 1.1. Türkiye’de işletmeye açılan beton ağırlık barajlar ve özellikleri (DSİ, 1996)	2
Tablo 1.2. İki boyutlu 9-düğüm noktalı sıvı sonlu eleman için şekil fonksiyonları .....	17
Tablo 1.3. Üç düğüm noktalı bir boyutlu sıvı yüzey elemanı için şekil fonksiyonları .....	17
Tablo 2.1. 1979 Imperial Valley, 1994 Northridge ve 1995 Kobe depremlerinde kaydedilen yakın ve uzak-fay yer hareketi özelliği taşıyan kayıtların bazı özellikleri .....	29
Tablo 2.2. Analizlerde kullanılan malzeme özellikleri .....	40

## SEMBOLLER DİZİNİ

$a_0$ ve $a_1$	: Rayleigh sönüm katsayıları
$a_n$	: Yüzey normali doğrultusundaki ivme
$\mathbf{B}_f^e$	: Sıvı elemanın şekildeğiştirme-yerdeğiştirme matrisi
$\mathbf{C}_c$	: Sıvı-yapı ortak sistemin sönüm matrisi
$\mathbf{C}_f$	: Sıvının elastisite matrisi
$C_f$	: Sudaki ses hızı
$\mathbf{C}$	: Rayleigh sönümü
$\mathbf{D}_{ijkl}^e$	: Lineer elastik malzeme matrisi
$\mathbf{e}_f$	: Sıvının şekildeğiştirme vektörü
$\mathbf{e}_f^e$	: Sıvı elemanın şekildeğiştirme vektörü
$E$	: Elastisite modülü
$\mathbf{F}_f$	: Zamana bağlı düğüm noktası yük vektörü
$g$	: Yerçekimi ivmesi
$H$	: Rezervuar derinliği
$h_i$	: Sıvı sonlu elemanın $i$ . düğüm noktası ile ilgili interpolasyon fonksiyonu
$\mathbf{K}_c$	: Sıvı-yapı ortak sistemin rijitlik matrisi
$\mathbf{K}_f^e$	: Sıvı sonlu eleman rijitlik matrisi
$\mathbf{K}_f$	: Sıvı sistemin rijitlik matrisi
$\mathbf{K}_f^*$	: Sıvı serbest yüzey rijitliklerini de içeren sıvı sistemin rijitlik matrisi
$\mathbf{M}_c$	: Sıvı-yapı ortak sistemin kütle matrisi
$\mathbf{M}_f^e$	: Sıvı sonlu eleman kütle matrisi
$\mathbf{M}_f$	: Sıvı sistemin kütle matrisi
$n$	: sıvı yüzeyi normal
$P_f$	: Hidrodinamik su basıncı
$P_w$	: Rotasyonel gerilme
$P_y, P_z$	: Kartezyen koordinatlarda sıvının dönmeye ait gerilmeleri

$q_{fi}$	: Lagrange denklemi ile ilgili i. genelleştirilmiş koordinat
$Q_{fi}$	: Lagrange denklemi ile ilgili i. genelleştirilmiş kuvvet
$\mathbf{R}$	: Dış yük vektörü
$\mathbf{R}_c$	: Sıvı-yapı ortak sisteme etkiyen ve zamanla değişen yük vektörü
$\mathbf{R}_f$	: Zaman ile değişen yük vektörü
$\mathbf{S}_f^e$	: Sıvı sonlu eleman serbest yüzey rijitlik matrisi
$\mathbf{S}_f$	: Sıvı sistemin serbest yüzey rijitlik matrisi
$t$	: Zaman
$T$	: Sıvı sistemin kinetik enerjisi
$\mathbf{U}$	: Yer değiştirme vektörü
$\dot{\mathbf{U}}$	: Hız vektörü
$\ddot{\mathbf{U}}$	: İvme vektörü
$\mathbf{U}_n$	: Sıvı-yapı ara yüzeyi normal yer değiştirmesi
$U_{fy}, U_{fz}$	: Kartezyen koordinatlarda sıvının yer değiştirme bileşenleri
$U_{fy_i}^e, U_{fz_i}^e$	: Sıvı sonlu elemanın i. düğüm noktası koordinatlarının kartezyen bileşenleri
$\dot{U}_{fy}, \dot{U}_{fz}$	: Genel eksen takımındaki sıvının hız bileşenleri
$\mathbf{U}_{fs}$	: Sıvı serbest yüzey düğüm noktası düşey yer değiştirme vektörü
$\mathbf{U}_f$	: Sıvı sisteminin düğüm noktası yer değiştirme vektörü
$\dot{\mathbf{U}}_f$	: Sıvı sistemin hız vektörü
$\ddot{\mathbf{U}}_f$	: Sıvı sistemin ivme vektörü
$\mathbf{U}_f^e$	: Sıvı elemanın düğüm noktası yer değiştirme vektörü
$\mathbf{U}_c$	: Sıvı-yapı ortak sistemin rölatif yer değiştirme vektörü
$\dot{\mathbf{U}}_c$	: Sıvı-yapı ortak sistemin hız vektörü
$\ddot{\mathbf{U}}_c$	: Sıvı-yapı ortak sistemin ivme vektörü
$\mathbf{U}_i$	: i anındaki yer değiştirme vektörü
$\mathbf{U}_{i+1}$	: i+1 anındaki yer değiştirme vektörü
$\dot{\mathbf{U}}_i$	: i anındaki hız vektörü
$\dot{\mathbf{U}}_{i+1}$	: i+1 anındaki hız vektörü

$\ddot{U}_i$	: i anındaki ivme vektörü
$\ddot{U}_{i+1}$	: i+1 anındaki ivme vektörü
w	: Suyun birim hacim ağırlığı
$\alpha$	: Kısıtlama parametresi
$\alpha_w$	: Rotasyon kısıtlama parametresi
$\beta$	: Sıvının hacimsel elastisite modülü
$\omega_n$	: Doğal frekans
$\omega_i$ ve $\omega_j$	: i inci ve j inci moda ait doğal frekanslar (rad/sn)
$y^e, z^e$	: Sıvı sonlu elemanın herhangi bir noktasının koordinatları
$y_i^e, z_i^e$	: Sıvı sonlu elemanın i. düğüm noktasının koordinatları
$\varepsilon_{kl}$	: Elastik şekil değiştirmeler
$\sigma_f$	: Sıvının gerilme vektörü
$\sigma_{ij}$	: Elastik şekil değiştirmelere karşılık gelen gerilmeler
$\varepsilon_v$	: Hacimsel şekil değiştirme
v	: Poisson oranı
$\rho_f$	: Sıvının kütle yoğunluğu
$\varepsilon_y, \varepsilon_z$	: Kartezyen koordinatlardaki sıvının şekil değiştirme bileşenleri
$\pi_e$	: Sıvı sistemin toplam şekil değiştirme enerjisi
$\pi_s$	: Sıvı yüzeyi hareketi ile ilgili enerji
$\pi_t$	: Sıvı sistemin toplam potansiyel enerjisi
$\Delta t$	: Zaman aralığı
$\delta t$	: Genişletilmiş zaman aralığı
$\xi_n$	: Modal sönüm oranı
$\xi_i$ ve $\xi_j$	: i inci ve j inci modlardaki sönüm oranları



## 1. GENEL BİLGİLER

### 1.1. Giriş

Dünya yüzeyinin 3/4'ünün sularla kaplı olması, kütesinin 1/3'ünün su olmasına rağmen, istenilen zaman ve yerde gerektiği kadar su bulunamaması insanoğlunu su biriktirme yapıları yapmak zorunda bırakmıştır. Milyonlarca metreküp su depolayabilen barajlar, insanların su ihtiyaçlarını karşılayacak en önemli su yapılarıdır (Yılmaz, 1988).

Barajlar, arkalarında çok miktarda su biriktirmeleri nedeni ile sıvı-yapı etkileşimine maruz yapı grubuna girmektedir. Bu tür yapılarda, deprem gibi dinamik bir etki altında, sıvı ortamda hidrodinamik basınçlar, yapı ortamında ise, hidrodinamik basınçlardan dolayı ilave yükler oluşmaktadır. Bu durumda, yapı sıvının, sıvı da yapının davranışını önemli ölçüde etkilemektedir. Bu nedenle, barajların dinamik analizinde rezervuardaki suyun baraj davranışı üzerindeki etkileri göz önünde bulundurulmalıdır (Calayır, 1994). Barajlar, aynı zamanda zemin ile de sürekli bir etkileşim içerisindedir. Büyük kütlelerinden dolayı, altındaki zeminin dinamik özelliklerini etkiler ve deprem sırasında zeminden geçen sismik dalgaların davranışını değiştirebilirler.

Beton barajlarda yapım ve servis aşamasında meydana gelen hasarlardan çok daha tehlikelisi, deprem sırasında meydana gelen hasarlar veya çatlaklardır. Çatlaklar, uygulanan yüklerden dolayı oluşan çekme gerilmelerinin betonun taşıyabileceği maksimum çekme mukavemetini aşması durumunda meydana gelir. Önceleri büyük kütlelere sahip barajların deprem sırasında gövdelerinde çekme gerilmesi oluşabileceğine ihtimal verilmemesinden dolayı dinamik analizlerde çok basit ve yaklaşık yöntemler kullanılmaktaydı. Bu yöntemlerde deprem yükleri, sismik katsayılara bağlı olarak hesaplanan eşdeğer statik kuvvet olarak dikkate alınmaktaydı. Hâlbuki deprem, statik kuvvet olarak göz önüne alınmayacak derecede önemli bir dinamik yer hareketidir. Bu konuyla ilgili en çarpıcı örnek, eşdeğer statik yüklere göre çekme gerilmesi göz ardı edilerek projelendirilen Koyna barajıdır (Chopra, 1970). 1967 yılındaki depremde bu baraj büyük hasar görmüştür.

Beton ağırlık barajların sismik performansı yer hareketinin karakteristikleri ve şiddetinden önemli derecede etkilenmektedir. Bir bölgede oluşan deprem sırasında, o bölgedeki mevcut fayın yakınında kaydedilen yer hareketi fayın uzağında kaydedilen yer

hareketinden oldukça farklıdır. Yakın-fay yer hareketleri, büyük hız sinyalleri ile karakterize edilmektedir. Bu yer hareketleri, depremin başlangıcında bölgedeki yapılara büyük bir enerji uygulamakta ve büyük hasarlara sebep olabilmektedir. Bu sebeple, beton ağırlık barajların sismik performansının belirlenmesinde yakın ve uzak-fay yer hareketlerinin dikkate alınmasının gerekliliği ortaya çıkmaktadır.

Türkiye’de işletmeye açılan beton ağırlık barajlar ve özellikleri (Tablo 1.1) incelendiğinde, bütün dünyada olduğu gibi ülkemizdeki beton ağırlık barajların yüksekliğinin değişkenlik arz ettiği görülecektir. Bu durum genellikle barajların kurulduğu yerin topoğrafik yapısından kaynaklanmaktadır. Deprem yüklerinin sismik katsayılara bağlı ve eşdeğer statik kuvvet olarak dikkate alındığı çok basit yöntemlere göre projelendirilen ve farklı yüksekliğe sahip benzeri barajların sismik performansının belirlenmesinde sistematik ve basit bir yaklaşımın ortaya konulması çok faydalı olacaktır.

Tablo 1.1. Türkiye’de işletmeye açılan beton ağırlık barajlar ve özellikleri (DSİ, 1996)

Baraj Adı	Yeri		Gövde Hacmi (m <sup>3</sup> )	Kret Kotu (m)	Yüksekliği (m)		Normal Su Kotu (m)	Amacı
	Akarsuyu	İli			Temelden	Talvegden		
Kemer	Akçay	Aydın	740000	298.50	113.50	108.50	291.50	S+T+E
Sarıyar	Sakarya	Ankara	568000	480.00	108.00	90.00	475.00	E
Porsuk	Porsuk	Eskişehir	224000	886.70	64.70	49.70	882.60	S+T+İ
Arpaçay	Arpaçay	Kars	156000	1456.10	59.10	47.00	1452.00	S
Çubuk I	Çubuk	Ankara	120000	908.61	58.00	25.00	906.61	İ+T
Karacaören II	Aksu	Burdur	165000	190.00	49.00	45.00	187.50	S+E
Elmalı II	Göksu	İstanbul	103000	68.50	49.00	42.50	67.50	İ
Gülüç	Gülüç	Zonguldak	52000	20.50	22.00	14.50	18.50	İ

E: Enerji    İ: İçme-kullanma ve sanayi suyu temini    T: Taşkın kontrolü    S: Sulama

Bu sebeple, çalışmanın amacı baraj-su-zemin etkileşimi dikkate alınarak yakın ve uzak-fay yer hareketine maruz beton ağırlık barajlarda boyut etkisini incelemektir. Bu amaçla, Uluslararası Büyük Barajlar Komitesi (ICOLD) tarafından karşılaştırmalı analizler için tavsiye edilen baraj kesiti (Bolzon, 2004) kullanılmış ve USACE (2003)’de yer alan hasar kriterlerine göre beş farklı yüksekliğe sahip beton ağırlık barajın sismik performansı belirlenerek bu barajlarda boyut etkisi incelenmiştir. Barajların sismik performansına göre, lineer olmayan analizlere gerek olup olmadığına karar verilmiştir.

## 1.2. Literatür Araştırması

Yakın-fay yer hareketi, bir fayın yakınında kaydedilen (faya uzaklık<10km) ve en büyük hız değerinin en büyük ivme değerine oranı (PGV/PGA) 0.1 saniyeden büyük olan yer hareketi olarak tarif edilmektedir (USACE, 2003; Liao vd., 2004). Daha önce yapılan çalışmalar göstermiştir ki; yakın fay yer hareketi, bina ve köprü gibi mühendislik yapıları üzerinde çok önemli etkilere neden olmaktadır.

Bertero vd. (1978), deprem yer hareketine maruz binaları analiz ettiler. Elde ettikleri sonuçlar, yakın-fay yer hareketlerinin güçlü tepkilere sebep olabileceğini gösterdi. Ayrıca geçmişte kaydedilen sismik hareketlerden sonra, deprem fayına yakın binalarda oluşan hasarın orta şiddetteki depremler için bile çok büyük olduğu görüldü. Bu hasarın önemli bir sebebinin, faydan daha uzakta bulunan istasyonlarda elde edilen pek çok şiddetli titreşimden ziyade, birkaç büyük yer değiştirme hareketi olduğunu vurgulamaktadırlar.

Anderson ve Bertero (1987), 1979 Imperial Valley depremi sırasında kaydedilen deprem yer hareketlerine maruz 10 katlı 3 açıklıklı çelik bir çerçevenin lineer olmayan dinamik davranışını incelediler. Bu çalışmanın sonucunda, aynı depremde kaydedilen yer hareketlerine maruz bir yapının davranışının bir bölgede kaydedilen yer hareketinden diğerine önemli bir şekilde değişebileceği belirlenmiştir. Bu değişim, yapının tasarımında hangi yer hareketinin seçileceğini zorlaştırmaktadır. Bunun için, analizlerde muhtemel birkaç yer hareketinin dikkate alınması gerektiğini vurgulamışlardır.

Hall vd. (1995), California'da sıkça meydana gelen büyük depremlerin bina türü yapılarda etkisini incelemiştir. Faya yakın bölgelerde kaydedilen yer hareketlerinin büyük yer değiştirme sinyallerine sahip olduğunu, bunun da yüksek binalarda çok ciddi etkilere sebep olabileceğini belirtmiştir. Bu çalışmada ayrıca, yakın-fay yer hareketine maruz kalabilecek binalarda taban izolasyon kullanımının iyi bir fikir olup olmadığı irdelenmiştir. Bu bağlamda, taban izolasyon yapımının, binanın bulunduğu bölgeye, yapının arzu edilen performansına, kullanılacak izolasyon sisteminin tipine ve ekonomik olup olmamasına göre değişebileceğini belirlemişlerdir.

Yakın-fay istasyonlarında kaydedilen yer hareketlerinin, ivme, hız ve yer değiştirme değerlerinde farklı sinyaller oluşmaktadır. Bu durumu göz önüne alan Malhotra (1999), üç tane kaydedilmiş, bir tane de sentetik olarak üretilmiş yakın-fay yer hareketine maruz binaların davranışını inceledi. Diğer yer hareketlerine benzer ancak ani büyük sinyaller

içeren yer hareketlerindeki pik ivme, pik hız ve pik yer değiştiriminin davranışta anahtar parametreler olduğu belirlenmiştir.

Liao vd. (2004), yakın fay yer hareketine maruz taban izolasyonlu ve taban izolasyonsuz köprülerin dinamik davranışını karşılaştırdılar. Çalışmada, yer hareketleri için PGV/PGA değeri köprü davranışını tayin eden anahtar parametre olarak tanımlanmıştır.

Chopra ve Chintanapakdee (2001), yakın ve uzak-fay yer hareketleri için yapı davranışında önemli farklılıklar olması sebebiyle elastik ve elastik olmayan davranış spektrumuna dayalı çok bilinen kavramlar üzerinde durmuştur. Davranış spektrumunun ivme, hız ve yer değiştirme bileşenleri için yakın ve uzak-fay yer hareketine maruz elastik ve elastik olmayan tek serbestlik dereceli sistemlerin davranışı karşılaştırılmıştır. Bu çalışma sonucunda, yakın-fay yer hareketleri için hızla duyarlı kısmın uzak-fay yer hareketlerine göre daha dar olduğu, ivme ve yer değiştirme duyarlı kısmın daha geniş olduğu belirlenmiştir.

MacRae vd. (2001), tek serbestlik dereceli sistemlerin elastik olmayan davranışına yakın-fay yer hareketlerinin etkisini incelemiştirler. Bu çalışma sonucunda, kısa periyotlu sistemlerin elastik olmayan davranışının yakın-fay yer hareketlerinden etkilenmediğini bildirmektedirler.

Yakın-fay yer hareketlerinin özellikleri, yapılar üzerindeki büyük ve itici etkilerinden dolayı özel bir ilgi gerektirir. Bu özellikler, hemen hemen tüm sismik tasarım kriterlerinin dayandığı uzak-fay yer hareketleriyle karşılaştırıldığında kendine hastır. Phan vd. (2007), yakın-fay yer hareketlerine maruz betonarme köprü kolonlarına yakın-fay yer hareketinin etkilerini incelemek, aktif fay yakınındaki köprü kolonları için bir taslak hazırlamak ve betonarme elemanların sarsma tablası üzerindeki davranışını incelemek amacıyla bir çalışma yaptılar. Çalışma sonucunda, yakın-fay yer hareketlerinin kolonlarda dönme davranışına sebep olan asimetrik yüksek genlikli hız atımı (pulse) ihtiva etmeye eğilimli olduğu ve bir yönde büyük yer değiştirmelere neden olduğu sonucuna vardılar.

Bayraktar vd. (2007), baraj-rezervuar-zemin etkileşimini içeren beton ağırlık barajların, lineer olmayan deprem davranışına yakın-fay yer hareketlerinde yüksek hız sinyallerinin etkisini incelemiştirler. Ve sonuçta, yakın-fay yer hareketlerinde yüksek sinyalin barajın dinamik davranışını oldukça etkilediğini belirtmişlerdir.

### 1.3. Tezin İçeriği

Literatür araştırması sonucunda, yakın-fay yer hareketlerinin etkisinin daha çok bina ve köprü gibi yapılarda incelendiği görülmüştür. Bu sebeple, baraj-su-zemin etkileşimi de dikkate alınarak yakın-fay yer hareketlerinin beton ağırlık barajlardaki etkisi incelenmiştir. Bu amaçla, Uluslararası Büyük Barajlar Komitesi (ICOLD) tarafından karşılaştırmalı analizler için tavsiye edilen baraj kesiti kullanılmıştır. USACE (2003)'de yer alan hasar kriterlerine göre beş farklı yüksekliğe sahip beton ağırlık baraj kesiti oluşturularak her bir barajın sismik performansı belirlenmiştir. Barajların sismik performansına göre, lineer olmayan analizlere gerek olup olmadığına karar verilmiştir.

Bu çalışmada, üç farklı deprem yer hareketi kullanılmıştır. Bunlar; 1979 Imperial Valley, 1994 Northridge ve 1995 Kobe depremleridir. Bu depremlerin her birinde yakın ve uzak-fay yer hareketi özelliği taşıyan iki kayıt dikkate alınmıştır.

Rezervuardaki su kütlesi, Wilson ve Khalvati (1983) tarafından önerilen iki boyutlu Lagrange sıvı elemanların üç boyutlu 9-düğüm noktalı versiyonu ile temsil edilmiştir. Analizlerde, kaya zemin ve suyun lineer-elastik malzeme olduğu kabul edilmiştir.

### 1.4. Yakın ve Uzak-Fay Yer Hareketleri

Yerküre sessiz bir gezegen değildir ve milisaniyeden günlere kadar değişen periyotlarda ve nanometrelerden metrelere kadar değişen genliklerde devamlı surette titreşmektedir. Bu titreşimlerin büyük çoğunluğu çok zayıf olup hissedilmezler; hatta özel olarak tasarlanmış ölçüm cihazları olmadan tespit de edilemezler. İnsanları ve çevresini etkileyecek güce sahip olan söz konusu hareketlere “Kuvvetli Yer Hareketi” denilmektedir. Bir deprem sonrası civarda oluşacak tesirlerin hassas olacak şekilde değerlendirilmesi kuvvetli yer hareketinin nesnel ve nicel yollardan tanımlanmasını gerektirir. Depremlerin oluşturduğu yer hareketleri oldukça karmaşıktır ve genellikle bu hareketlerin bir noktadaki doğrusal hareketinin üç ortogonal bileşeni ölçülür. İvmenin, hızın ve yer değiştirmenin zamana bağlı değişimi gibi tipik yer hareketi kayıtları olağanüstü miktarda bilgi ihtiva ederler. Mühendislik açısından yer hareketinin özelliklerini tanımlamak ve bu özellikleri yansıtan bir dizi yer hareketi parametresini incelemek gerekir. Deprem hareketinin mühendislik açısından üç önemli özelliği bulunmaktadır. Bunlar genlik, frekans içeriği ve hareketin süresidir (Kayabalı, 2003).

Yırtılan bir fay boyunca açığa çıkan enerjinin çoğu gerilme dalgaları şeklinde olmaktadır. Gerilme dalgaları bir deprem kaynağından uzaklaşırken giderek yayılırlar ve içinden geçtikleri ortamlarca da kısmen emilirler. Sonuçta da kaynaktan uzaklaştıkça söz konusu enerji azalır. Bu sebepten gerilme dalgaları ile uzaklık arasında kuvvetli bir ilişki bulunmaktadır. Bir bölgede oluşan deprem sırasında, o bölgedeki mevcut fayın yakınında kaydedilen yer hareketi fayın uzağında kaydedilen yer hareketinden oldukça farklıdır. Yakın-fay yer hareketi, bir fayın oldukça yakınında kaydedilen (faya uzaklık < 10 km) ve en büyük hız değerinin en büyük ivme değerine oranı (PGV/PGA) 0.1 saniyeden büyük olan yer hareketi olarak tarif edilmektedir. Araştırma bölgesinin uzağından farklı depremlerin aynı alıcılarda kaydedilmesi de uzak-fay terimini ifade etmektedir. Genellikle alıcı-kaynak uzaklığı 10 km den büyük olan yer hareketleri bu grup ile temsil edilmektedir (Kayabalı, 2003).

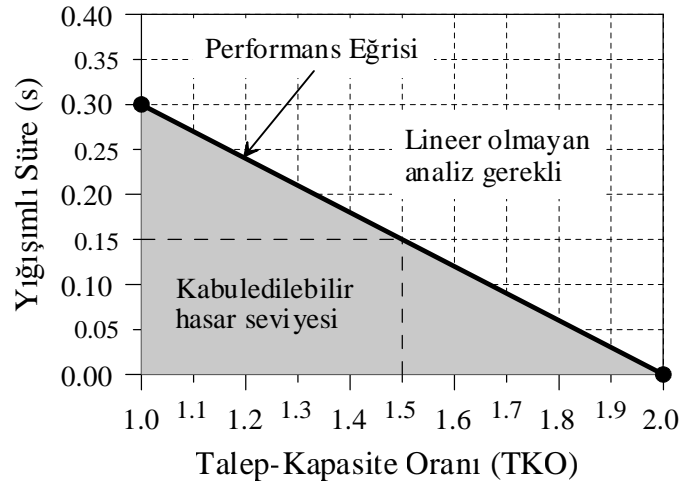
### **1.5. Yapısal Performans ve Hasar Kriterleri**

Geleneksel uygulamada beton su yapılarının sismik performansı, lineer elastik analizden elde edilen gerilme değerlerine göre belirlenmektedir. Bu uygulamaya göre, hesaplanan gerilmeler için kabul kriteri; basınç gerilmelerinin betonun basınç mukavemetinin seçilen bir katsayı ile çarpımından daha az olması ve çekme gerilmelerinin ise betonun çekme mukavemetini aşmaması şeklindedir. Bununla birlikte, çekme gerilmelerinin betonun çekme mukavemetini beş defa geçmesinin kabul edilebilir olduğu düşünülmüştür. Ancak, bu kriter betonun çekme mukavemetini aşan gerilmelerin büyüklüklerine herhangi bir sınırlama koymamaktadır (USACE, 2003).

Ghanaat (2002), beton ağırlık barajların muhtemel hasar seviyesi ve sismik performansı için bir yaklaşım önermiştir (USACE, 2003). Bu yaklaşımda; lineer elastik analizler kullanılarak barajın hasar seviyesi ve sismik performansı, talep-kapasite oranlarının (TKO) büyüklüğü ve betonun çekme mukavemetini aşan gerilmelerin yığılımlı süresi kullanılarak belirlenmektedir. Saf beton için talep-kapasite oranı, hesaplanan çekme gerilmelerinin betonun çekme mukavemetine oranı olarak tanımlanmaktadır. Bu yaklaşımda, ağırlık barajların lineer elastik analizi için izin verilen maksimum talep-kapasite oranı 2.0'dir. Bu değer, betonun çekme mukavemetinin iki katına tekabül etmektedir. Bununla birlikte, bu yaklaşımda betonun çekme mukavemetini aşan

gerilmelerin sayısının fazla olmasından ziyade, bu gerilmelerin yığışımli süresinin fazla olması barajda daha büyük hasar potansiyeline sahip olduğu üzerinde durulmaktadır. Bu sebeple, önerilen hasar kriterinde muhtemel hasar seviyesinin tayini için gerilmelerin yığışımli süresi hesaba katılmaktadır.

Lineer elastik analize göre beton ağırlık barajların hasar seviyesi, Şekil 1.1’de verilen performans eğrisine göre belirlenmektedir. Şekil 1.1’deki yığışımli süre, talep-kapasite oranının belli bir seviyesini aşan gerilmelerin toplam süresini göstermektedir.



Şekil 1.1. Beton ağırlık barajlar için önerilen performans eğrisi (USACE, 2003)

Örneğin, 1.5’lik bir talep-kapasite oranında 0.15 saniyelik bir yığışımli süre, betonun çekme mukavemetinin 1.5 kat üzerinde meydana gelen gerilmelerin toplam süresini göstermektedir. Talep-kapasite oranının belli bir seviyesinin üstündeki yığışımli süre, zaman tanım alanı analizinde kullanılan zaman adımı ile bu seviyeyi aşan gerilme değerlerinin sayısı çarpılarak kolayca elde edilebilir.

## 1.6. Lineer-Elastik Malzeme Modeli

Lineer elastik bir malzeme için gerilme-şekil değiştirme bağıntısı,

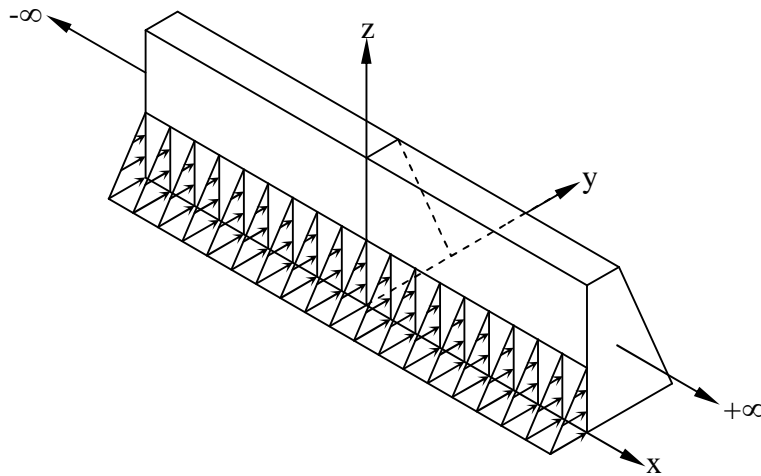
$$\sigma_{ij} = D_{ijkl}^e \varepsilon_{kl} \quad (1.1)$$

şeklinde yazılabilir. Burada;  $\varepsilon_{kl}$ , elastik şekil değiştirmeler;  $\sigma_{ij}$ , elastik şekil değiştirmelere karşılık gelen gerilmeler ve  $D_{ijkl}^e$  lineer elastik malzeme matrisidir. (1.1) denklemini matris formunda iki boyutlu gerilme hali için yazılacak olursa;

$$\begin{Bmatrix} \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{yz} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1-\nu^2)} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{(1-\nu)}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{yz} \end{Bmatrix} \quad (1.2)$$

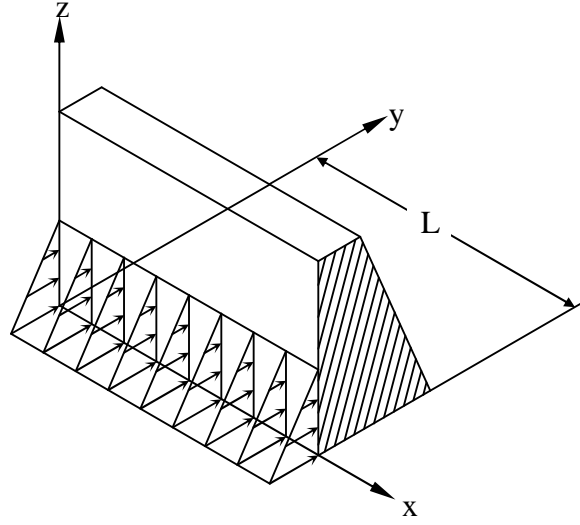
şeklindeki gerilme-şekil değiştirme bağıntısı elde edilir. Bu tez çalışmasında, beton ağırlık barajlar düzlem şekil değiştirme kabulü yapılarak analiz edilmiştir.

Bir boyutu diğer iki boyutunun yanında çok büyük olan Şekil 1.2'deki gibi prizmatik bir yapı, boyuna elemanlarına dik kuvvetlerle yüklenir ve bu kuvvetler uzunluk boyunca değişmezlerse, bütün dik kesitlerin aynı şartlar altında olduğu kabul edilebilir (Timoshenko ve Goodier, 1969). Bu durumda, Şekil 1.2'deki yapı dikkate alınacak olursa, yapıdaki düzlem gerilme halini,  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$ ,  $\sigma_z$  ve  $\gamma_{yz}$  gerilme bileşenleri belirler. Bu gerilme halinde  $\varepsilon_x$ ,  $\gamma_{xy}$ ,  $\gamma_{xz}$  şekil değiştirme bileşenleri sıfır olur. Bu düzlem problem tipi, elastisitede *Düzlem Şekil Değiştirme Problemi* olarak bilinmektedir. Eğer dikkate alınan yapı, Şekil 1.2'deki gibi sonsuz uzunlukta ve uzunluğu boyunca x-eksenine dik kuvvetlerle yüklenmişe, bütün dik kesitler simetri düzlemleridir ve bunun sonucu olarak uzunluk boyunca yer değiştirmeler yukarıda belirtildiği gibi sıfırdır.



Şekil 1.2. Uzunluğu boyunca dik kuvvetlerle yüklenmişe sonsuz uzunlukta bir yapı





Şekil 1.3. Uzunluğu boyunca dik kuvvetlerle yüklenmiş sonlu uzunlukta bir yapı

Eğer dikkate alınan yapı, Şekil 1.3'teki gibi sonlu uzunlukta ise, uçlardaki sınır şartları,

$$U(0,y,z)=U(L,y,z)=0; \quad x=0 \text{ ve } x=L \text{ için } \sigma_{xy}=\sigma_{xz}=0 \quad (1.3)$$

şeklindedir. Bu son durum, düzlem şekil değiştirme hali ile özdeştir (Chou ve Pagano, 1967). Buna göre, düzlem şekil değiştirme hali için lineer-elastik bir malzemenin gerilme-şekil değiştirme bağıntısı;

$$\begin{Bmatrix} \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{yz} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & \nu & 0 \\ \nu & (1-\nu) & 0 \\ 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{yz} \end{Bmatrix} \quad (1.4)$$

şeklinde elde edilebilir.

### **1.7. Lagrange Yaklaşımına Göre Sıvı-Yapı Sistemlerinin Sonlu Eleman Formülasyonu**

Sıvı-yapı etkileşim sistemlerini modellemek için yapılan çalışmalarda yaygın olarak kullanılan yaklaşımlar; Euler yaklaşımı ve Lagrange yaklaşımıdır. Euler yaklaşımında; sıvı ortam basınçlar, yapı ortam ise yer değiştirmeler cinsinden ifade edildiği için, sıvı-yapı ara yüzeyinde özel ara yüzey denklemlerine ihtiyaç duyulmaktadır. Bu ara yüzey denklemleri sonlu eleman denklemlerinde büyük bant genişliklerine ve simetrik olmayan denklemlere sebep olmaktadır. Genel amaçlı bilgisayar programları simetrik denklem takımlarının çözüm yöntemlerine göre hazırlandığından, Euler yaklaşımı genellikle özel amaçlı bir bilgisayar programı gerektirmektedir. Lagrange yaklaşımında ise, hem sıvı hem de yapıda yer değiştirmeler değişken olarak kullanıldığından, özel ara yüzey denklemlerine ihtiyaç olmamaktadır. Sistemin ara yüzeyindeki sonlu eleman düğüm noktalarında uygunluk ve denge denklemleri otomatik olarak sağlanmaktadır (Wilson ve Khalvati, 1983). Yapı elemanları için var olan program kütüphanelerinin yer değiştirmelere dayalı sıvı elemanları içerecek şekilde ortak hale getirilmesi veya söz konusu eleman program kütüphanelerinden sıvı elemanları elde etmek ve genel amaçlı yapı analiz programlarına uyarlamak kolay olmaktadır. Oluşan matrisler, simetrik ve bant genişlikleri nispeten küçük olduğundan, mevcut denklem çözüm yöntemleri ile verimli bir şekilde kullanılabilir (Olson ve Bathe, 1983).

Wilson ve Khalvati (1983) tarafından önerilen sıvı eleman kullanılarak sıvı ve sıvı-yapı sistemlerinin davranışı birçok araştırmacı tarafından incelenmiştir. (Greeves, 1990; Calayır ve Dumanoglu, 1993; Bayraktar, 1995; Bayraktar vd., 1996; Akköse, 2004; Köseoğlu, 2007).

Bu kısımda, önce sıvının temel dinamik davranışı, daha sonra Lagrange yaklaşımına göre lineer elastik, dönmesi kısıtlanmış ve viskoz olmayan bir sıvı elemanın küçük yer değiştirmeler yapması hali için temel bağıntılar, Wilson ve Khalvati (1983), Calayır (1994) ve Bayraktar (1995) tarafından verilen formülasyona dayalı olarak sunulacaktır. İzoparametrik sonlu eleman bağıntıları kullanılarak sıvı-yapı sistemlerinin sonlu eleman formülasyonu, ilk olarak sadece sıvı sistemler için, daha sonra sıvı-yapı ortak sistemler için sunulmaktadır.

### 1.7.1.Sıvı Davranışının Esasları

Lineer sıkışabilir, viskoz olmayan (inviscid) ve dönmesi kısıtlanmış bir sıvının küçük genlikli hareketler altında üç boyutlu hareketi,

$$\frac{\partial^2 P_f}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 P_f}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 P_f}{\partial z^2} = \frac{1}{C_f^2} \frac{\partial^2 P_f}{\partial t^2} \quad (1.5)$$

dalga denklemiyle verilmektedir (Zienkiewicz, 1964). Burada;  $P_f$  hidrodinamik basıncı (hidrostatik basınç fazlası),  $t$  zamanı,  $x$ ,  $y$ ,  $z$  kartezyen koordinatları göstermektedir.  $C_f$ , sudaki ses hızı (veya sudaki basınç dalgalarının hızı) olup,

$$C_f = \sqrt{\frac{\beta}{\rho_f}} \quad (1.6)$$

ile tanımlanmaktadır. Bu denklemde;  $\beta$  sıvının hacimsel elastisite modülünü,  $\rho_f$  ise sıvının kütle yoğunluğu temsil etmektedir.

Dinamik etkilere maruz sıvı sistemlerde hidrostatik basınçların yanı sıra oluşan hidrodinamik basınçlar, (1.5) denkleminin uygun sınır şartları altında çözülmesiyle elde edilir. Bu sınır şartları genel olarak aşağıdaki şekilde tanımlanmaktadır;

❖ *Sıvı serbest yüzeyinde yüzey dalgalarının oluştuğu kabul edilirse bu yüzeyde*

$$\frac{\partial P_f}{\partial z} = -\frac{1}{g} \frac{\partial^2 P_f}{\partial t^2} \quad (1.7)$$

bağıntısı geçerli olur. Burada;  $z$ , düşey eksen ve  $g$ , yerçekimi ivmesidir. Sıvı serbest yüzeyinde yüzey dalgalarının oluşmadığı kabul edilirse bu sınır şartı aşağıdaki gibi olur;

$$P_f = 0 \quad (1.8)$$

❖ Sıvı serbest yüzeyi dışındaki yüzeyler (sıvı-katı temas yüzeyleri) herhangi bir ivmeye maruz ise bu yüzeyler için sınır şartı,

$$\frac{\partial P_f}{\partial n} = -\rho_f a_n \quad (1.9)$$

şeklindedir. Burada;  $n$ , sıvı yüzeyi normalini,  $a_n$  ise bu normal doğrultusundaki ivmeyi göstermektedir. Eğer bu yüzeyler herhangi bir ivmeye maruz değilse bu yüzeylerde;

$$\frac{\partial P_f}{\partial n} = 0 \quad (1.10)$$

sınır şartı geçerlidir.

### 1.7.2. Lagrange Sıvı Elemanın Davranışı ile İlgili Temel Bağıntılar

Lagrange yaklaşımına göre dönmesi kısıtlanmış ve viskoz olmayan lineer-elastik bir sıvının küçük yer değiştirmeler yapması durumunda basınç ile hacimsel şekil değiştirme arasında,

$$P_f = \beta \varepsilon_v \quad (1.11)$$

bağıntısı tanımlanmıştır (Wilson ve Khalvati, 1983). Bu ifadede;  $P_f$  basıncı (ortalama gerilmeye eşit),  $\beta$  sıvının hacimsel elastisite modülünü ve  $\varepsilon_v$  hacimsel şekil değiştirmeyi göstermektedir. Hacimsel şekil değiştirme iki boyutlu kartezyen koordinatlarda şekil değiştirme bileşenleri yardımıyla

$$\varepsilon_v = \varepsilon_y + \varepsilon_z \quad (1.12)$$

şeklinde ifade edilmektedir. Hacimsel şekil değiştirme, yer değiştirme bileşenleri kullanılarak

$$\varepsilon_v = \frac{\partial U_{fy}}{\partial y} + \frac{\partial U_{fz}}{\partial z} \quad (1.13)$$

şeklinde yazılabilir. Burada  $U_{fy}$  ve  $U_{fz}$  sırasıyla y ve z eksenleri doğrultusundaki yer değiştirme bileşenlerini göstermektedir.

Sıvının rotasyonsuzluğu için ceza metodu kullanılmaktadır (Zienkiewicz ve Taylor, 1989; Bathe, 1996). Sıvının iki boyutlu haldeki düzleme dik eksen etrafındaki dönme rijitliğini belirleyen rotasyon bağıntısı

$$w = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial U_{fy}}{\partial z} - \frac{\partial U_{fz}}{\partial y} \right) \quad (1.14)$$

ifadesi ile tanımlanabilir. Bu rotasyonla ilgili gerilmeler

$$P_w = \alpha w \quad (1.15)$$

bağıntısı ile hesaplanmaktadır. Burada  $P_w$  rotasyonel gerilmeyi,  $\alpha$  ise kısıtlama parametresini göstermektedir. Sıvının matris formundaki iki boyutlu gerilme-şekil değiştirme bağıntıları (1.11) ve (1.15) denklemlerinden,

$$\begin{Bmatrix} P_f \\ P_w \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \beta & 0 \\ 0 & \alpha \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_v \\ w \end{Bmatrix} \quad (1.16)$$

veya

$$\sigma_f = C_f e_f \quad (1.17)$$

şeklinde yazılabilir. Denklem (1.17)'de  $\sigma_f$  ve  $e_f$ , sıvının gerilme ve şekil değiştirme vektörlerini,  $C_f$  ise elastisite matrisini göstermektedir.

Sonlu eleman hareket denklemleri enerji prensiplerinden yararlanılarak belirleneceğinden sıvı sistemlerin davranışları ile ilgili enerji bağıntılarına ihtiyaç duyulmaktadır. Bir sıvı sistemin potansiyel enerjisi iki bileşenden oluşmaktadır. Bunlardan birincisi, sistemin toplam şekil değiştirme enerjisidir. Sıvı sistemin toplam şekil değiştirme enerjisi,

$$\pi_e = \frac{1}{2} \int \mathbf{e}_f^T \mathbf{C}_f \mathbf{e}_f dV \quad (1.18)$$

şeklinde yazılabilir. Burada;  $\mathbf{e}_f$

$$\{\mathbf{e}_f\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_v \\ \mathbf{w} \end{Bmatrix} \quad (1.19)$$

ile verilen sıvı sistemin şekil değiştirme vektörüdür.

Sıvı sistemlerin önemli davranışlarından biri de, hacimde bir değişim olmadan yer değiştirme yapabilmeleridir (Greeves, 1991). Rezervuar ve su depoları için bu hareket yer değiştirmelerin düşey olduğu yüzey dalgaları şeklindedir. Sıvı yüzey dalgalarının etkisini ve salınım davranışını, sıvının potansiyel enerjisi yardımıyla tanımlamak mümkündür. Buna göre sıvı sistemin potansiyel enerjisinin bu ikinci bileşeni,

$$\pi_s = \frac{1}{2} \int \mathbf{U}_{sf}^T \rho_f g \mathbf{U}_{fs} dA \quad (1.20)$$

bağıntısıyla verilebilir. Burada,  $\rho_f$  sıvının kütle yoğunluğunu,  $g$  yerçekimi ivmesini,  $\mathbf{U}_{fs}$  ise sıvı serbest yüzeyi düşey yer değiştirmesini göstermektedir. Bu durumda sistemin toplam potansiyel enerjisi,

$$\pi_t = \pi_e + \pi_s \quad (1.21)$$

olarak elde edilir. Sıvının dinamik davranışı incelendiği için kinetik enerji bağıntısına da ihtiyaç duyulmaktadır. Böylece sıvı sistemin davranışı ile ilgili gerekli enerji bağıntıları tamamlanmış olur. Bir sıvı sistemin kinetik enerjisi,

$$\mathbf{T} = \frac{1}{2} \int \dot{\mathbf{U}}_f^T \rho_f \dot{\mathbf{U}}_f dV \quad (1.22)$$

şeklinde yazılabilir. Burada;  $\dot{\mathbf{U}}_f$ ,

$$\dot{\mathbf{U}}_f = \begin{Bmatrix} \dot{U}_{fy} \\ \dot{U}_{fz} \end{Bmatrix} \quad (1.23)$$

ile verilen genel eksen takımındaki hız vektörüdür.

Yukarıda verilen enerji bağıntılarından sistemin hareket denklemlerine geçiş yapmak için aşağıda verilen Lagrange denkleminde faydalanılır (Clough ve Penzien 1993);

$$\frac{\partial}{\partial t} \left( \frac{\partial T}{\partial \dot{q}_{fi}} \right) - \frac{\partial T}{\partial q_{fi}} + \frac{\partial \pi_t}{\partial q_{fi}} = Q_{fi} \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad (1.24)$$

Bu ifadede  $q_{fi}$  ve  $Q_{fi}$  sırasıyla  $i$ . genelleştirilmiş koordinatı ve kuvveti göstermektedir. Sonlu eleman yönteminde genelleştirilmiş koordinat olarak ortam değişkeninin sonlu eleman düğüm noktalarındaki değerleri alınmaktadır. Örneğin, yer değiştirmeye dayalı Lagrange yaklaşımında söz konusu koordinatlar düğüm noktası yer değiştirme bileşenleridir. Buna göre (1.24) denklemini,

$$\frac{\partial}{\partial t} \left( \frac{\partial T}{\partial \dot{U}_{fi}} \right) - \frac{\partial T}{\partial U_{fi}} + \frac{\partial \pi_t}{\partial U_{fi}} = Q_{fi} \quad (i=1,2,\dots,n) \quad (1.25)$$

şeklini alır.

### **1.7.3. Sıvı-Yapı Sistemlerinin Lagrange Yaklaşımına Göre Sonlu Eleman Formülasyonu**

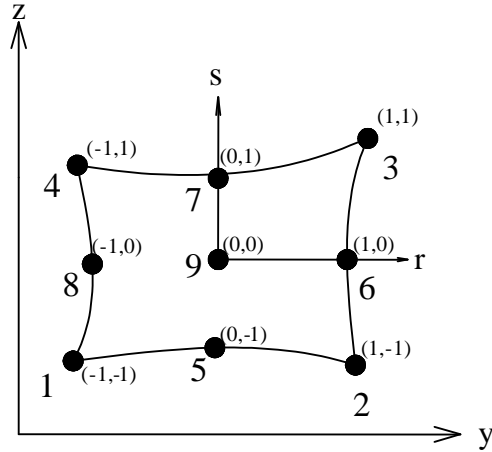
#### **1.7.3.1. Sıvı Sistemlerin Formülasyonu**

Sıvı sisteminin sonlu eleman matrisleri izoparametrik sonlu eleman formülasyonundan elde edilmektedir. İzoparametrik formülasyonda genel ve doğal eksen takımı olmak üzere iki eksen takımı kullanılmaktadır. Genel eksen takımı ( $y$ - $z$ ) kartezyen eksen takımından, doğal eksen takımı ise ( $r$ - $s$ ) boyutsuz eksen takımından oluşmaktadır. Sonlu eleman düğüm noktası koordinatları genel eksen takımında,

$$y^e = \sum_{i=1}^q h_i y_i^e$$

$$z^e = \sum_{i=1}^q h_i z_i^e$$
(1.26)

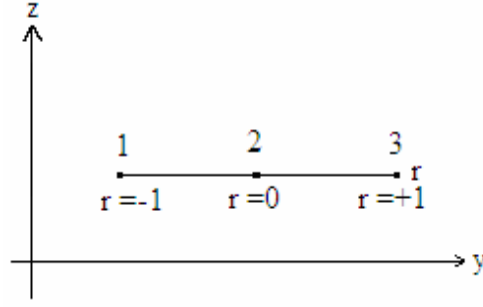
şeklinde tanımlanmaktadır. Burada;  $y^e$ ,  $z^e$  sonlu elemanın herhangi bir noktasındaki koordinatları;  $y_i^e$ ,  $z_i^e$  ise  $q$  düğüm noktalı elemanın  $i$ . düğüm noktası koordinatlarını göstermektedir.  $h_i$  interpolasyon fonksiyonları olup, her bir değişkeni -1 ile +1 arasında değişen ( $r$ - $s$ ) doğal eksen takımında tanımlanmaktadır. Şekil 1.4'te, iki boyutlu 9-düğüm noktalı bir sıvı eleman görülmektedir. İzoparametrik sonlu eleman formülasyonunun en önemli özelliği, eleman koordinat ve yer değiştirmelerinin aynı interpolasyon fonksiyonları kullanılarak elde edilmesidir. Buna göre sonlu elemanın herhangi bir noktasındaki yer değiştirmeler, (1.26) denklemindeki interpolasyon fonksiyonları yardımıyla elemanın düğüm noktası yer değiştirmeleri cinsinden ifade edilebilmektedir.



Şekil 1.4. İki boyutlu 9-düğüm noktalı sıvı sonlu eleman

İki boyutlu 9-düğüm noktalı sıvı elemanda yüzey elemanı olarak Şekil 1.5'te doğal koordinatlarda tanımlanan bir boyutlu 3 düğüm noktalı eleman kullanılmaktadır.





Şekil 1.5. Bir boyutlu 3-düğüm noktalı sıvı yüzey elemanı

9-düğüm noktalı eleman için interpolasyon fonksiyonları Tablo 1.2 (Bathe, 1996), 3-düğüm noktalı bir boyutlu yüzey elemanı için interpolasyon fonksiyonları da Tablo 1.3'te verilmektedir.

Tablo 1.2. İki boyutlu 9-düğüm noktalı sıvı sonlu eleman için şekil fonksiyonları

<i>İki boyutlu 9-düğüm noktalı eleman için şekil fonksiyonları</i>	
$h_1 = \frac{1}{4}(1+r)(1+s) - \frac{1}{2}h_5 - \frac{1}{2}h_8 - \frac{1}{4}h_9$	$h_5 = \frac{1}{2}(1-r^2)(1+s) - \frac{1}{2}h_9$
$h_2 = \frac{1}{4}(1-r)(1+s) - \frac{1}{2}h_5 - \frac{1}{2}h_6 - \frac{1}{4}h_9$	$h_6 = \frac{1}{2}(1-s^2)(1-r) - \frac{1}{2}h_9$
$h_3 = \frac{1}{4}(1-r)(1-s) - \frac{1}{2}h_6 - \frac{1}{2}h_7 - \frac{1}{4}h_9$	$h_7 = \frac{1}{2}(1-r^2)(1-s) - \frac{1}{2}h_9$
$h_4 = \frac{1}{4}(1+r)(1-s) - \frac{1}{2}h_7 - \frac{1}{2}h_8 - \frac{1}{4}h_9$	$h_8 = \frac{1}{2}(1-s^2)(1+r) - \frac{1}{2}h_9$
	$h_9 = (1-r^2)(1-s^2)$

Tablo 1.3. Üç düğüm noktalı bir boyutlu sıvı yüzey elemanı için şekil fonksiyonları

<i>Bir boyutlu 3 düğüm noktalı yüzey elemanı şekil fonksiyonları</i>		
$h_1 = \frac{1}{2}(1-r) - \frac{1}{2}h_3$	$h_2 = \frac{1}{2}(1+r) - \frac{1}{2}h_3$	$h_3 = (1-r^2)$

Sıvı elemanın herhangi bir noktasındaki yer değiştirmenin y ve z eksenleri doğrultusundaki bileşenleri ( $U_{fy}$ ,  $U_{fz}$ ), interpolasyon fonksiyonları yardımıyla,

$$\begin{aligned} U_{fy} &= \sum_{i=1}^q h_i U_{fyi}^e \\ U_{fz} &= \sum_{i=1}^q h_i U_{fzi}^e \end{aligned} \quad (1.27)$$

şeklinde tanımlanmaktadır. Burada;  $U_{fyi}^e$ ,  $U_{fzi}^e$  q düğüm noktalı elemanın y ve z eksenleri doğrultusundaki düğüm noktası yer değiştirmelerini göstermektedir. Sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak sıvı elemanın iki boyutlu şekil değiştirme-yer değiştirme bağıntısı,

$$\mathbf{e}_f^e = \mathbf{B}_f^e \mathbf{U}_f^e \quad (1.28)$$

şeklinde yazılabilir. Burada;  $\mathbf{B}_f^e$ , sıvı elemanın şekil değiştirme-yer değiştirme matrisi olup, interpolasyon fonksiyonlarının genel eksen takımındaki türevlerinden oluşmaktadır.  $\mathbf{U}_f^e$  eleman düğüm noktası yer değiştirme vektörünü,  $\mathbf{e}_f^e$  ise  $\mathbf{U}_f^e$ 'ye karşılık gelen şekil değiştirme vektörünü göstermektedir. (1.28) denklemi ile verilen şekil değiştirme-yer değiştirme bağıntısı kullanılarak (1.18) denklemindeki sıvı sistemin toplam şekil değiştirme enerjisi,

$$\pi_e = \frac{1}{2} \mathbf{U}_f^T \mathbf{K}_f \mathbf{U}_f \quad (1.29)$$

şeklinde yazılabilir. Burada  $\mathbf{U}_f$  sıvı sisteminin düğüm noktası yer değiştirme vektörünü,  $\mathbf{K}_f$  aynı sistemin rijitlik matrisini göstermektedir. Yüzey potansiyel enerjisi, denklem (1.20), sıvı yüzeyindeki düğüm noktalarının düşey yer değiştirmeleri cinsinden aşağıdaki formda yazılabilir.

$$\pi_s = \frac{1}{2} \mathbf{U}_{fs}^T \mathbf{S}_f \mathbf{U}_{fs} \quad (1.30)$$

Bu ifadede  $\mathbf{U}_{fs}$  sıvı serbest yüzey düğüm noktası düşey yer değiştirme vektörünü,  $\mathbf{S}_f$  ise sıvı serbest yüzey rijitlik matrisini göstermektedir. Sistemin kinetik enerjisi, denklem (1.22), aynı şekilde,

$$T = \frac{1}{2} \dot{\mathbf{U}}_f^T \mathbf{M}_f \dot{\mathbf{U}}_f \quad (1.31)$$

formunda yazılabilir. Burada  $\mathbf{M}_f$  ve  $\dot{\mathbf{U}}_f$  sırasıyla kütle matrisini ve düğüm noktası hız vektörünü göstermektedir.

Sıvı sisteminin hareket denklemi, denklem (1.29-1.31)'nin Lagrange denkleminde, denklem (1.24), kullanılmasıyla elde edilmektedir. Gerekli işlemlerden sonra

$$\mathbf{M}_f \ddot{\mathbf{U}}_f + \mathbf{K}_f \dot{\mathbf{U}}_f + \mathbf{S}_f \mathbf{U}_{fs} = \mathbf{F}_f \quad (1.32)$$

veya

$$\mathbf{M}_f \ddot{\mathbf{U}}_f + \mathbf{K}_f^* \mathbf{U}_f = \mathbf{F}_f \quad (1.33)$$

bağıntısı elde edilir. Burada  $\mathbf{K}_f^*$  sıvı serbest yüzey rijitliklerini de içeren sıvı sistemi rijitlik matrisini ve  $\mathbf{F}_f$  zamana bağlı düğüm noktası yük vektörünü temsil etmektedir. Sonlu eleman matrislerinin sayısal olarak elde edilişlerinde Wilson ve Khalvati (1983) tarafından önerilen indirgenmiş integrasyon mertebeleri kullanılmaktadır. 9-düğüm noktalı eleman için normal integrasyon derecesi 3x3 ve indirgenmiş integrasyon derecesi ise 2x2 dir. Sıvı sisteminde indirgenmiş integrasyon kullanımı sonuç itibariyle gerçek çözüme daha hızlı yaklaşımı sağlamaktadır (Wilson ve Khalvati, 1983).

### 1.7.3.2. Sıvı-Yapı Sistemlerinin Ortak Formülasyonu

Sıvı-yapı sistemin ortak hareket denklemleri her iki sisteme ait denklemlerin ara yüzey şartı dikkate alınarak birleştirilmesinden elde edilmektedir. Bu sebeple, ortak sistemin ara yüzey şartını belirlemek gerekir.

Sıvının viskoz olmadığı kabul edildiğinden ortak sistemin ara yüzeyinde, ara yüzeye normal yer değiştirmeler sürekli, teğet yer değiştirmeler süreksiz olmaktadır. Ortak sistemin ara yüzeyinde, yapı kısmının pozitif yüzeye ve sıvı kısmının negatif yüzeye sahip olduğu kabul edilirse ara yüzey şartı,

$$U_n^- = U_n^+ \quad (1.34)$$

şeklinde yazılabilir (Akkaş vd., 1979). Burada,  $U_n$  ara yüzeye normal yer değiştirmeyi göstermektedir. Bu şart, sıvı-yapı ara yüzeyinde ara yüzeye normal doğrultuda karşılıklı düğüm noktaları arasında kısa ve yeteri derecede rijit çubuk elemanlar yerleştirilerek (Akkaş vd., 1979) veya ortak sistemin ara yüzeyindeki düğüm noktalarında ceza yöntemi (Bathe, 1996) kullanılarak ta sağlatılabilir.

Sıvı-yapı sisteminin yer hareketi etkisindeki sönümlü hale ait ortak hareket denklemi, (1.34) denklemi ile verilen ara yüzey şartı göz önüne alınarak,

$$\mathbf{M}_c \ddot{\mathbf{U}}_c + \mathbf{C}_c \dot{\mathbf{U}}_c + \mathbf{K}_c \mathbf{U}_c = \mathbf{R}_c \quad (1.35)$$

şeklinde yazılabilir. Burada,  $\mathbf{M}_c$ ,  $\mathbf{C}_c$  ve  $\mathbf{K}_c$  ortak sistemin sırasıyla kütle, sönüm ve rijitlik matrislerini,  $\mathbf{U}_c$ ,  $\dot{\mathbf{U}}_c$  ve  $\ddot{\mathbf{U}}_c$  ise aynı sistemin rölatif yer değiştirme, hız ve ivme vektörlerini temsil etmektedir.  $\mathbf{R}_c$  ise ortak sisteme etkiyen ve zamanla değişen etkili dış yük vektörüdür. Sıvı-yapı sisteminin hareket denklemi, (1.35), simetrik sistem matrislerine sahip olduğundan herhangi bir yapı sisteminin hareket denklemi ile aynı formdadır. Bu nedenle, yapı analizi için kullanılan çözüm yöntemleri sıvı-yapı sistemi için de kullanılabilir. Sıvı-yapı etkileşiminde Lagrange yaklaşımının tercih edilmesinin en önemli sebebi de budur.

## 1.8. Direkt İntegrasyon Yöntemleri

Matematiksel olarak lineer ve lineer olmayan sistemler için dinamik hareket denklemleri, ikinci dereceden lineer diferansiyel denklem sistemini göstermektedir. Bu denklemlerin çözümü, sabit katsayılı lineer diferansiyel denklemlerin çözümü gibi elde

edilebilir. Ancak, diferansiyel denklem sistemlerinin genel çözümü için uygulanan işlemler, eğer matrislerin dereceleri büyük ise çok zor ve zaman alıcı olmaktadır (Bathe, 1996). Pratikte bu denklemlerin çözümü için etkili birçok yaklaşık sayısal yöntem bulunmaktadır. Direkt integrasyon yöntemleri bunlardan biridir.

Direkt integrasyonda, dinamik hareket denklemi, adım-adım sayısal işlem kullanılarak integre edilmektedir. Burada direkt integrasyon teriminden, denklemlerin farklı bir forma dönüştürülmeden işlemlerin adım adım yürütüldüğü anlaşılmalıdır (Bathe, 1996). Direkt sayısal integrasyon, iki husus dikkate alınarak gerçekleştirilmektedir. Birincisi, herhangi bir  $t$  anında dinamik denge denklemini sağlamaya çalışmak yerine, ayrı ayrı  $\Delta t$  zaman aralıklarında bu denklemi sağlamayı amaçlamaktadır. Bunun anlamı, basit olarak atalet ve sönüm kuvvetlerini içeren statik dengenin, çözüm aralığı içerisinde her  $\Delta t$  zaman aralığında araştırılmasıdır. Bu nedenle, statik analizde kullanılan bütün çözüm tekniklerinin direkt integrasyonda etkili bir şekilde kullanılabilirdiği gözükmektedir. İkinci husus, her  $\Delta t$  zaman aralığında yer değiştirme, hız ve ivme değerlerinin değişim göstermesidir. Bu değişim üzerinde yapılan kabulün şekli, çözümün doğruluğunu ve stabilitesini belirlemektedir (Bathe, 1996).

Çözümde,  $U_0, \dot{U}_0, \ddot{U}_0$  ile gösterilen,  $t = 0$  anındaki başlangıç yer değiştirme, hız ve ivme vektörleri bilinmektedir. Dinamik hareket denkleminin çözümü,  $t = 0$  ile  $t = T$  zaman aralığında dikkate alınır,  $T$  çözüm zamanı  $n$  eşit zaman aralığına bölünür ( $\Delta t = T/n$ ).  $t$  anındaki çözüm bilindiği için,  $t + \Delta t$  anındaki çözüm bulunabilir. Yani, başlangıç şartlarından hareketle,  $\Delta t$  zaman sonraki çözüm elde edilebilmektedir. Bu işlem, çözüm aralığı boyunca devam ettirilir. Direkt integrasyon yöntemlerinden, Merkezi Farklar, Houbolt ve Newmark yöntemi en etkili olanlardır. Bu tezde, Wilson- $\theta$  yöntemi kullanılmıştır. Wilson- $\theta$  yöntemi, Newmark yönteminin özel bir hali olan lineer ivme yönteminin koşulsuz stabil durumudur.

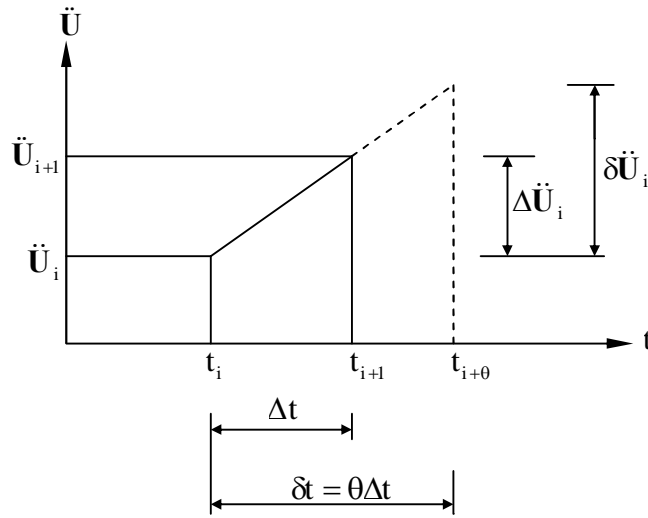
### 1.8.1. Wilson- $\theta$ Yöntemi

Çok serbestlik dereceli sistemlerin analizinde, sayısal yöntemlerin veya adım adım çözümün stabilitesi çok önemlidir. Bu nedenle, böyle sistemlerin analizinde koşulsuz stabil olan yöntemler kullanmak gerekmektedir. Wilson tarafından geliştirilen bu yöntem,

koşullu kararlı olan lineer ivme yöntemini koşulsuz kararlı hale getirir. Lineer ivme yönteminde yapılan bu değişiklik, ivmenin genişletilmiş zaman aralığı boyunca lineer olarak değiştiği kabulüne dayanmaktadır. Zaman aralığı, Şekil 1.6'da görüldüğü gibi,

$$\delta t = \theta \Delta t \quad (1.36)$$

şeklinde genişletilmiştir. Bu yöntemin doğruluk ve stabilite özellikleri  $\theta$  parametresinin değerine bağlıdır. Bu parametre daima 1 den büyük olup, genellikle 1.4 olarak alınmaktadır.



Şekil 1.6. Wilson- $\theta$  yöntemi (Chopra, 1995)

1959 yılında, Newmark tarafından geliştirilen aşağıdaki formüller ile dinamik hareket denklemleri adım adım çözülebilmektedir (Chopra, 1995);

$$\dot{U}_{i+1} = \dot{U}_i + [(1-\gamma)\Delta t]\ddot{U}_i + (\gamma\Delta t)\ddot{U}_{i+1} \quad (1.37)$$

$$U_{i+1} = U_i + (\Delta t)\dot{U}_i + [(0.5-\beta)(\Delta t)^2]\ddot{U}_i + [\beta(\Delta t)^2]\ddot{U}_{i+1} \quad (1.38)$$

Burada;  $U_i$ ,  $\dot{U}_i$ ,  $\ddot{U}_i$  sırasıyla  $i$  anındaki yer değiştirme, hız ve ivme vektörünü,  $U_{i+1}$ ,  $\dot{U}_{i+1}$ ,  $\ddot{U}_{i+1}$   $i+1$  anındaki yer değiştirme, hız ve ivme vektörünü göstermektedir. Lineer ivme

yöntemi için  $\gamma=1/2$  ve  $\beta=1/6$  alınarak (1.37) ve (1.38) denklemleri artımsal olarak düzenlenirse,

$$\Delta\dot{U}_i = (\Delta t)\ddot{U}_i + \frac{\Delta t}{2}\Delta\ddot{U}_i \quad (1.39)$$

$$\Delta U_i = (\Delta t)\dot{U}_i + \frac{(\Delta t)^2}{2}\ddot{U}_i + \frac{(\Delta t)^2}{6}\Delta\ddot{U}_i \quad (1.40)$$

şeklinde elde edilir. Wilson- $\theta$  yönteminde,  $\Delta t$  yerine  $\delta t$ ,  $\Delta U_i$ ,  $\Delta\dot{U}_i$  ve  $\Delta\ddot{U}_i$  yerine sırasıyla  $\delta U_i$ ,  $\delta\dot{U}_i$  ve  $\delta\ddot{U}_i$  alınır, genişletilmiş zaman aralığı için (1.39) ve (1.40) denklemleri,

$$\delta\dot{U}_i = (\delta t)\ddot{U}_i + \frac{\delta t}{2}\delta\ddot{U}_i \quad (1.41)$$

$$\delta U_i = (\delta t)\dot{U}_i + \frac{(\delta t)^2}{2}\ddot{U}_i + \frac{(\delta t)^2}{6}\delta\ddot{U}_i \quad (1.42)$$

şeklinde yazılabilir. (1.42) denklemden  $\delta\ddot{U}_i$  çekilecek olursa,

$$\delta\ddot{U}_i = \frac{6}{(\delta t)^2}\delta U_i - \frac{6}{\delta t}\dot{U}_i - 3\ddot{U}_i \quad (1.43)$$

elde edilir. (1.43) denklemi (1.41) denkleminde yerine konursa,

$$\delta\dot{U}_i = \frac{3}{\delta t}\delta U_i - 3\dot{U}_i - \frac{\delta t}{2}\ddot{U}_i \quad (1.44)$$

elde edilir. Daha sonra, (1.43) ve (1.44) denklemi genişletilmiş zaman adımındaki artımsal hareket denkleminde yerine konur ve düzenlenirse;

$$\left( \mathbf{K}_i + \frac{3}{\theta \Delta t} \mathbf{C} + \frac{6}{(\theta \Delta t)^2} \mathbf{M} \right) \delta \mathbf{U}_i = \theta (\Delta \mathbf{R}_i) + \left( \frac{6}{\theta \Delta t} \mathbf{M} + 3\mathbf{C} \right) \dot{\mathbf{U}}_i + \left( 3\mathbf{M} + \frac{\theta \Delta t}{2} \mathbf{C} \right) \ddot{\mathbf{U}}_i \quad (1.45)$$

şeklinde elde edilir. (1.45) denklemi şu şekilde de yazılabilir;

$$\hat{\mathbf{K}}_i \delta \mathbf{U}_i = \delta \hat{\mathbf{R}}_i \quad (1.46)$$

Burada;

$$\hat{\mathbf{K}}_i = \mathbf{K}_i + \frac{3}{\theta \Delta t} \mathbf{C} + \frac{6}{(\theta \Delta t)^2} \mathbf{M} \quad (1.47)$$

ve

$$\delta \hat{\mathbf{R}}_i = \theta (\Delta \mathbf{R}_i) + \left( \frac{6}{\theta \Delta t} \mathbf{M} + 3\mathbf{C} \right) \dot{\mathbf{U}}_i + \left( 3\mathbf{M} + \frac{\theta \Delta t}{2} \mathbf{C} \right) \ddot{\mathbf{U}}_i \quad (1.48)$$

şeklindedir. Adım adım çözüm sırasında ilk önce  $\delta \mathbf{U}_i$ , (1.46) denkleminde bulunur. Daha sonra, (1.43) ve (1.44) denklemleri yardımıyla  $\delta \ddot{\mathbf{U}}_i$  ve  $\delta \dot{\mathbf{U}}_i$  elde edilir. Normal zaman aralığındaki artımsal ivme,

$$\Delta \ddot{\mathbf{U}}_i = \frac{1}{\theta} \delta \ddot{\mathbf{U}}_i \quad (1.49)$$

denklemleri ile bulunur. Normal zaman aralığındaki artımsal hız ve yer değiştirme ise, (1.39) ve (1.40) denklemleriyle hesaplanmaktadır. Bir sonraki adıma ait değerler,

$$\left. \begin{aligned} \mathbf{U}_{i+1} &= \mathbf{U}_i + \Delta \mathbf{U}_i \\ \dot{\mathbf{U}}_{i+1} &= \dot{\mathbf{U}}_i + \Delta \dot{\mathbf{U}}_i \\ \ddot{\mathbf{U}}_{i+1} &= \ddot{\mathbf{U}}_i + \Delta \ddot{\mathbf{U}}_i \end{aligned} \right\} \quad (1.50)$$

denklemleri vasıtasıyla elde edilmektedir.



## 2. YAPILAN ÇALIŞMALAR

### 2.1. Giriş

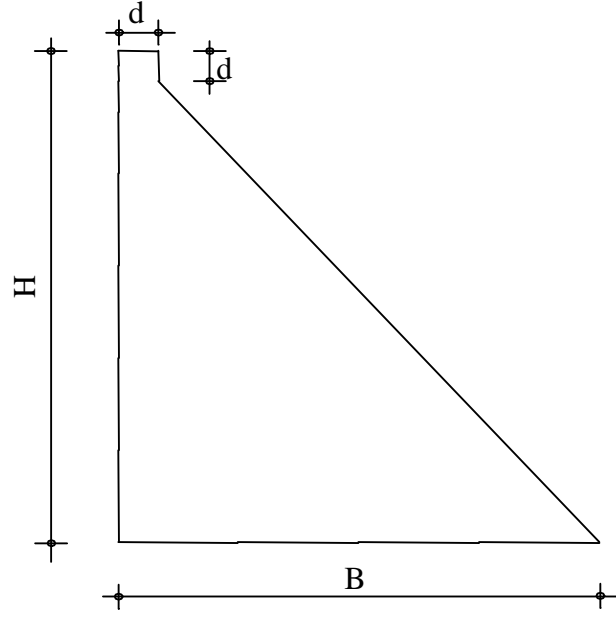
Bu tez çalışmasında, baraj-su-zemin etkileşimi dikkate alınarak yakın ve uzak-fay yer hareketine maruz beton ağırlık barajlarda boyut etkisi incelenmiştir. Bu amaçla, Uluslararası Büyük Barajlar Komitesi (ICOLD) tarafından karşılaştırmalı analizler için tavsiye edilen baraj kesiti kullanılmıştır. USACE (2003)'de yer alan hasar kriterlerine göre beş farklı yüksekliğe sahip beton ağırlık baraj kesiti oluşturularak her bir barajın sismik performansı belirlenmiştir. Barajların sismik performansına göre, lineer olmayan analizlere gerek olup olmadığına karar verilmiştir.

Bu çalışmada, üç farklı deprem yer hareketi kullanılmıştır. Bunlar; 1979 Imperial Valley, 1994 Northridge ve 1995 Kobe depremleridir. Bu depremlerin her birinde yakın ve uzak-fay yer hareketi özelliği taşıyan iki kayıt dikkate alınmıştır.

Bu bölümde, ilk olarak seçilen beton ağırlık baraj ve kesit özellikleri ile baraj-su-zemin etkileşimi için hazırlanan sonlu eleman modeli verilmiştir. İkinci olarak, sıvı-yapı gibi iki farklı ortamdan oluşan sistemlerde sönüm oranının önemi ve bu tezde kullanılan Rayleigh sönümünün nasıl belirlendiği açıklanmaktadır. Analizlerde kullanılan depremler ve dikkate alınan yakın ve uzak-fay yer hareketleri tanıtıldıktan sonra, seçilen beton ağırlık barajların dinamik analizinin nasıl gerçekleştirildiği, analizlerde yapılan bazı kabuller ile kullanılan malzeme özellikleri sunulmuştur.

### 2.2. Seçilen Beton Ağırlık Baraj ve Kesit Özellikleri

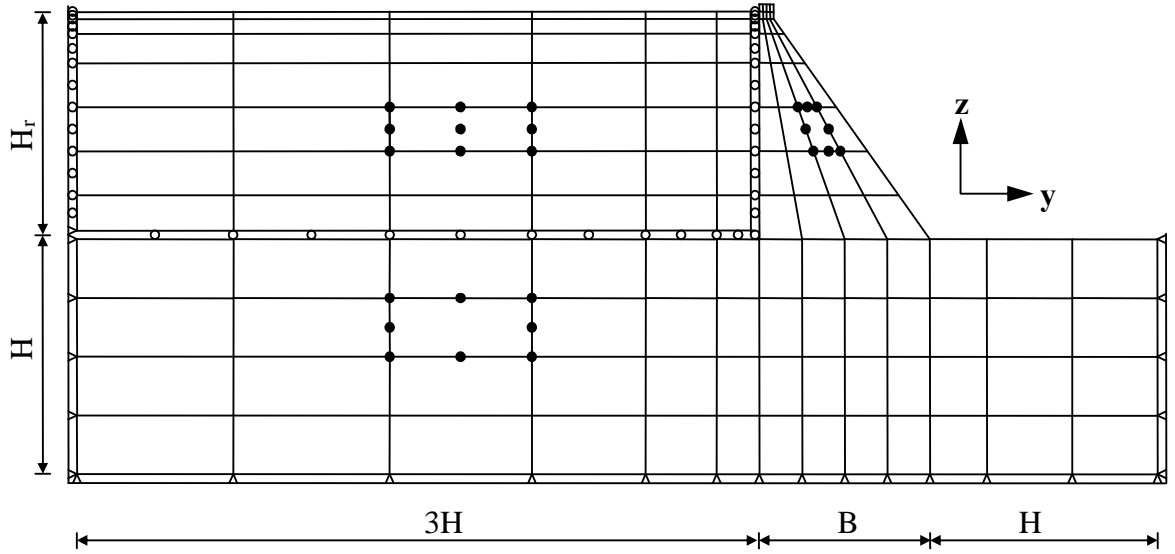
Bu çalışmada, Uluslararası Büyük Barajlar Komitesi (ICOLD) tarafından karşılaştırmalı analizler için tavsiye edilen baraj kesiti (Bolzon, 2004) kullanılmıştır. Barajın en kesit özellikleri Şekil 2.1'de, verilmiştir. B, baraj taban genişliğini, H ise baraj yüksekliğini göstermek üzere ICOLD, baraj kesiti için  $B/H=3/4$ ;  $d/H=1/16$  oranlarını vermektedir. Baraj yüksekliği için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m alınarak incelenecek barajların diğer boyutları bu oranlara göre belirlenmiştir. Analizlerde düzlem şekil değiştirme kabulü yapılmıştır.



Şekil 2.1. ICOLD tarafından karşılaştırmalı analizler için tavsiye edilen baraj kesiti

### 2.3. Seçilen Beton Ağırlık Baraj Kesitinin Sonlu Eleman Modeli

Seçilen bu baraj kesiti için hazırlanan baraj-su-zemin sonlu eleman modeli Şekil 2.2’de görülmektedir.



Şekil 2.2. Baraj-su-zemin sistemi için hazırlanan sonlu eleman modeli

Rezervuardaki su, 9 düğüm noktalı Lagrange sıvı sonlu elemanlar ile modellenmiştir. Baraj-su-zemin sisteminin sonlu eleman modelinde; baraj 32 adet ve kaya zemin 52 adet 8-düğüm noktalı katı eleman ile, rezervuardaki su ise 42 adet 9-düğüm noktalı Lagrange sıvı eleman ile temsil edilmiştir. Rezervuar uzunluğu, baraj yüksekliğinin (H) üç katı alınmıştır. Su ile temas halindeki yüzeylerde sınır şartının sağlanması amacıyla toplam 25 adet rijit çubuk eleman kullanılmıştır. Çubuk elemanların uzunluğu 0.001m ve elastisite modülü  $2 \times 10^{10}$  MPa olarak alınmıştır.

#### 2.4. Sönüm

Sönüm, beton ağırlık baraj davranışında önemli bir etkiye sahiptir. Enerji kaybı, beton ağırlık baraj, kaya zemin ve rezervuar suyunu içine alan birçok kaynaktan doğmaktadır. Beton ağırlık yapıda enerjinin yutulması, büzülme derzlerindeki ve beton malzemesi içindeki içsel sürtünmeden dolayı olmaktadır. Kaya zeminde enerji kaybı, barajdan uzaklaşan elastik dalgaların yayılışı ve kaya zemin hacmi içindeki çatlak ve yarıklardaki kaymalardan kaynaklanmaktadır. Diğer bir sönüm kaynağı, rezervuar taban malzemelerine hidrodinamik basınç dalgalarının çarparak kırılmasından ve memba doğrultusunda basınç dalgalarının yayılışından dolayı oluşan enerji kaybı ile ilgilidir (Chopra, 1995).

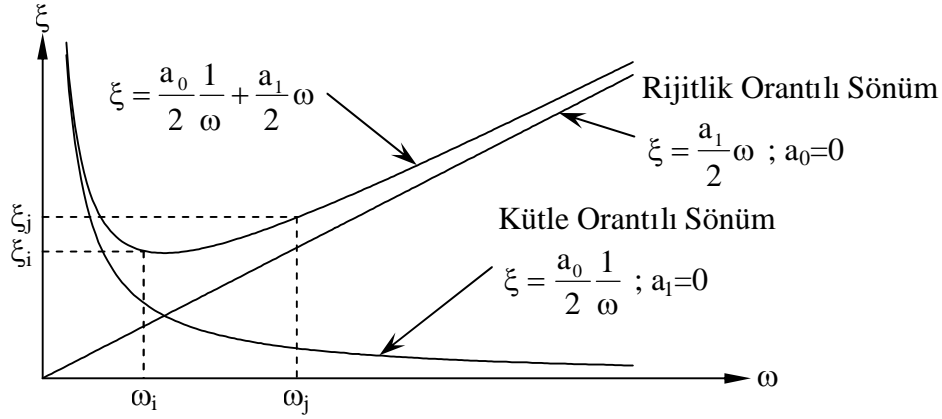
Direkt integrasyon yönteminde orijinal hareket denklemleri, hiçbir değişikliğe uğratılmadan adım-adım integrasyon ile çözülür. Bu yöntem, sönüm matrisinin açık bir formda tanımlanmasını gerektirmektedir. Bunun için direkt integrasyon yönteminin kullanıldığı analizlerde genellikle Rayleigh sönümü kullanılmaktadır. Rayleigh sönümü,

$$\mathbf{C} = a_0 \mathbf{M} + a_1 \mathbf{K} \quad (2.1)$$

şeklinde ifade edilmektedir (Chopra, 1995; Clough ve Penzien, 1993; Bathe, 1996). Burada  $a_0$  ve  $a_1$  katsayıları iki titreşim frekansı ile ilgili iki sönüm oranından elde edilmektedir. Bu şekilde belirlenen sönüm matrisi, diyagonal bir matristir ve hesaplarda kolaylık sağlamaktadır. Rayleigh sönümünde, modal sönüm oranı ile doğal frekans arasında,

$$\xi_n = \frac{a_0}{2} \frac{1}{\omega_n} + \frac{a_1}{2} \omega_n \quad (2.2)$$

şeklinde bir bağıntı mevcuttur. Bu bağıntıdaki birinci terim, kütle orantılı sönüme sahip bir sistem için modal sönüm oranını, ikinci terim ise, rijitlik orantılı sönüme sahip bir sistem için modal sönüm oranını göstermektedir (Şekil 2.3).



Şekil 2.3. Rayleigh sönümü için sönüm oranı ile frekans arasındaki ilişki

Rayleigh sönüm katsayıları  $a_0$  ve  $a_1$ ,  $i$  inci ve  $j$  inci modlardaki  $\xi_i$  ve  $\xi_j$  sönüm oranlarından belirlenebilir. Bu iki mod için (2.2) denklemi matris formda yazılırsa,

$$\frac{1}{2} \begin{bmatrix} 1/\omega_i & \omega_i \\ 1/\omega_j & \omega_j \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \xi_i \\ \xi_j \end{Bmatrix} \quad (2.3)$$

elde edilir. Burada  $\omega_i$  ve  $\omega_j$   $i$  inci ve  $j$  inci moda ait doğal frekanslardır. Bu denklem sistemi çözülerek,  $a_0$  ve  $a_1$  katsayıları belirlenebilir. Eğer her iki mod için aynı sönüm oranı ( $\xi$ ) olduğu kabul edilirse bu durumda  $a_0$  ve  $a_1$  katsayıları,

$$a_0 = \xi \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j} \text{ ve } a_1 = \xi \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad (2.4)$$

şeklinde elde edilir. Bu işlemin uygulanmasında,  $i$  inci ve  $j$  inci moddaki bilinen sönüm

oranları yapının davranışına önemli ölçüde katkıda bulunan tüm modlardaki sönüm oranları içinden mantıklı değerler seçilmelidir.

## 2.5. Seçilen Deprem Yer Hareketleri

Bu çalışmada, üç farklı deprem yer hareketi kullanılmıştır. Bunlar; 1979 Imperial Valley, 1994 Northridge ve 1995 Kobe depremleridir. Bu depremlerin her birinde yakın ve uzak-fay yer hareketi özelliği taşıyan iki kayıt dikkate alınmıştır. Bu kayıtlara ait bazı bilgiler Tablo 2.1’de verilmiştir. Bu bilgiler, <http://peer.berkeley.edu/smcat/search.html> adresinden alınmıştır. Bu tez çalışmasında, yakın ve uzak-fay yer hareketlerinin etkisini inceleyebilmek için bu yer hareketlerinin her bir kaydının maksimum ivmesi 0.40g olacak şekilde ölçeklendirilmiştir.

Tablo 2.1. 1979 Imperial Valley, 1994 Northridge ve 1995 Kobe depremlerinde kaydedilen yakın ve uzak-fay yer hareketi özelliği taşıyan kayıtların bazı özellikleri

Deprem Adı	İstasyon	Kayıt/Bileşen	M	d (km)	PGA (g)	PGV (cm/s)	PGV/PGA (s)	Yer Hareketi Özelliği
1979 Imperial Valley	El Centro Array#5	IMPVALL/H-E05230	6.5	1.0	0.379	90.5	0.243	Yakın-fay
	El Centro Array#13	IMPVALL/H-E13230		21.9	0.139	13.0	0.095	Uzak-fay
1994 Northridge	Newhall-Fire Station	NORTHR/NWH360	6.7	7.1	0.590	97.2	0.168	Yakın-fay
	Beverly Hills-12520 Mulhol	NORTHR/MU2125		20.8	0.444	30.2	0.069	Uzak-fay
1995 Kobe	Takarazuka	KOBE/TAZ090	6.9	1.2	0.694	85.3	0.125	Yakın-fay
	Kakogawa	KOBE/KAK090		26.4	0.345	27.6	0.082	Uzak-fay

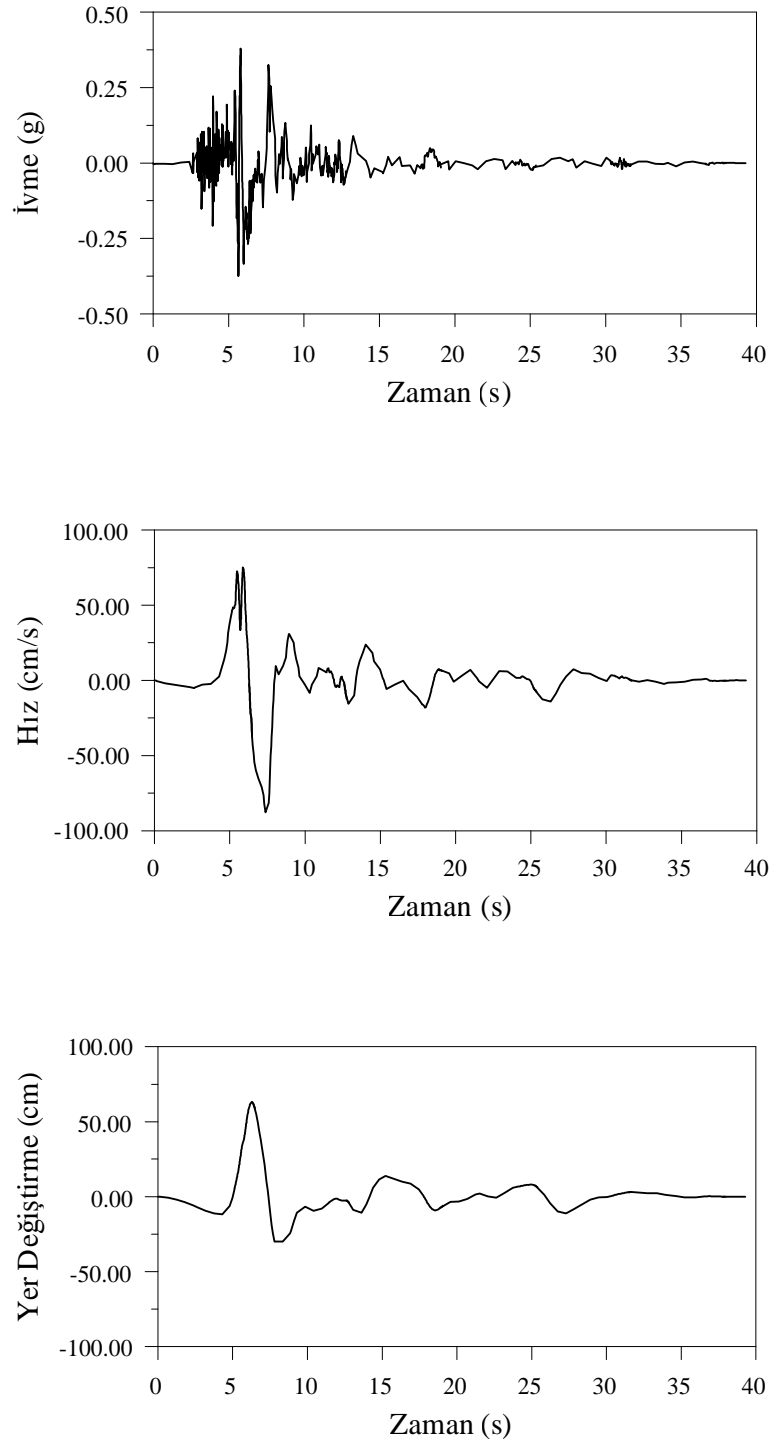
1979 Imperial Valley depreminde kaydedilen ve yakın ve uzak-fay yer hareketi özelliği taşıyan kayıtların ivme-zaman, hız-zaman ve yer değiştirme-zaman grafikleri Şekil 2.4 ve 2.5’te verilmiştir. Bu depreme ait yakın ve uzak-fay yer hareketlerinin maksimum ivme değerleri sırasıyla 0.379g ve 0.139g olup, bu yer hareketlerinin ölçeklendirilmiş

ivme-zaman grafikleri Şekil 2.6'da sunulmuştur. Şekil 2.7'de ise ölçeklendirilmiş bu kayıtların %5 sönümlü tepki spektrumları görülmektedir.

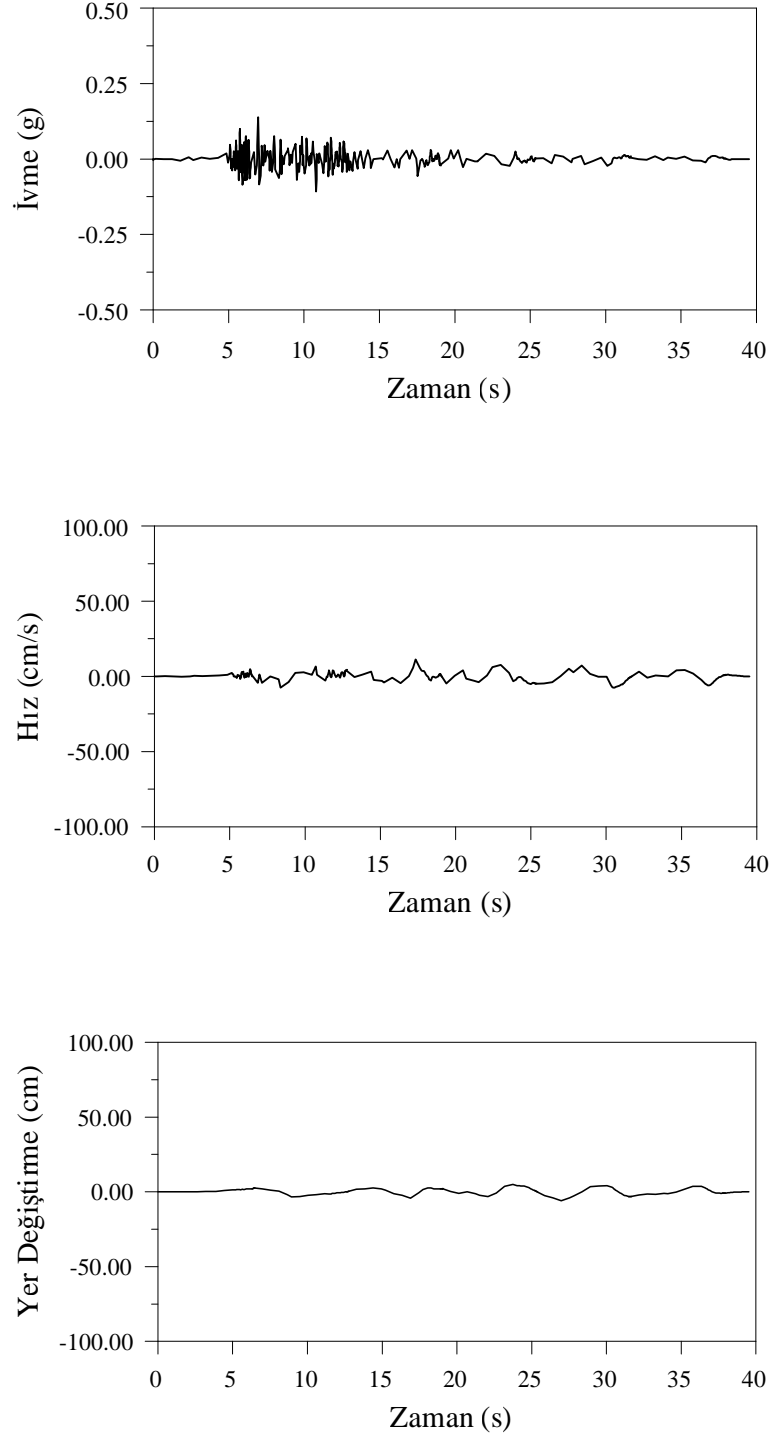
1994 Northridge depreminde kaydedilen ve yakın ve uzak-fay yer hareketi özelliği taşıyan kayıtların ivme-zaman, hız-zaman ve yer değiştirme-zaman grafikleri Şekil 2.8 ve 2.9'da verilmiştir. Bu depreme ait yakın ve uzak-fay yer hareketlerinin maksimum ivme değerleri sırasıyla 0.590g ve 0.444g olup, bu yer hareketlerinin ölçeklendirilmiş ivme-zaman grafikleri Şekil 2.10'da sunulmuştur. Şekil 2.11'de ise ölçeklendirilmiş bu kayıtların %5 sönümlü tepki spektrumları görülmektedir.

1995 Kobe depreminde kaydedilen ve yakın ve uzak-fay yer hareketi özelliği taşıyan kayıtların ivme-zaman, hız-zaman ve yer değiştirme-zaman grafikleri Şekil 2.12 ve 2.13'te verilmiştir. Bu depreme ait yakın ve uzak-fay yer hareketlerinin maksimum ivme değerleri sırasıyla 0.694g ve 0.345g olup, bu yer hareketlerinin ölçeklendirilmiş ivme-zaman grafikleri Şekil 2.14'te sunulmuştur. Şekil 2.15'te ise ölçeklendirilmiş bu kayıtların %5 sönümlü tepki spektrumları görülmektedir.

Burada sunulan yakın ve uzak-fay yer hareketleri, baraja memba-mansap doğrultusunda (yatay) uygulanmıştır.

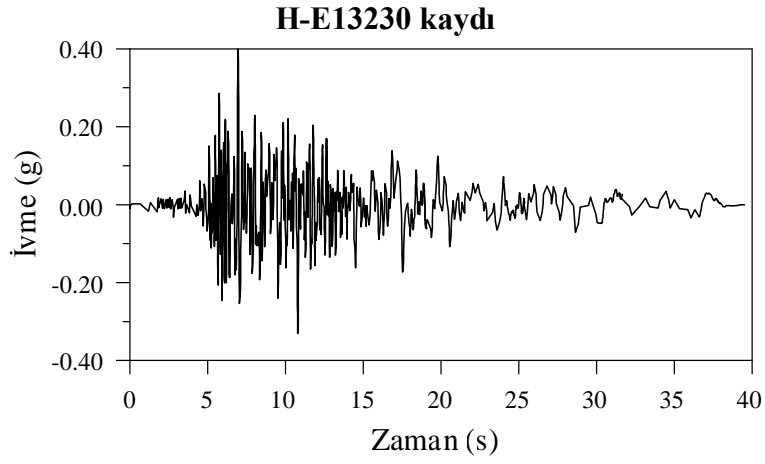
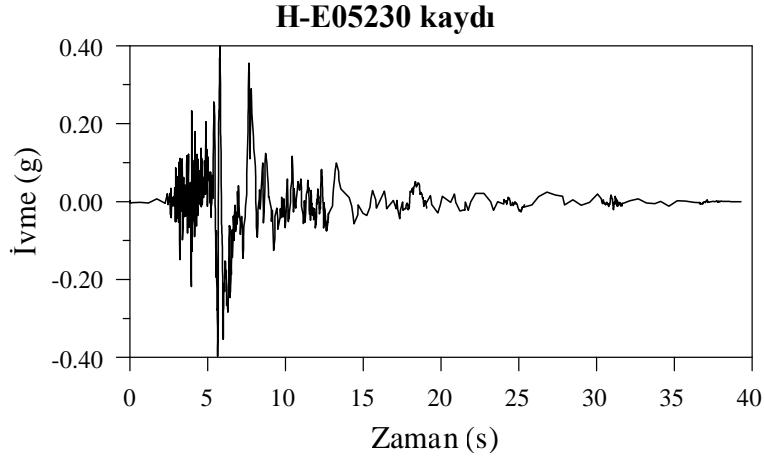


Şekil 2.4. 1979 Imperial Valley depreminde kaydedilen ve yakın-fay yer hareketi özelliği taşıyan H-E05230 kaydının ivme-zaman, hız-zaman ve yer değiştirme-zaman grafikleri

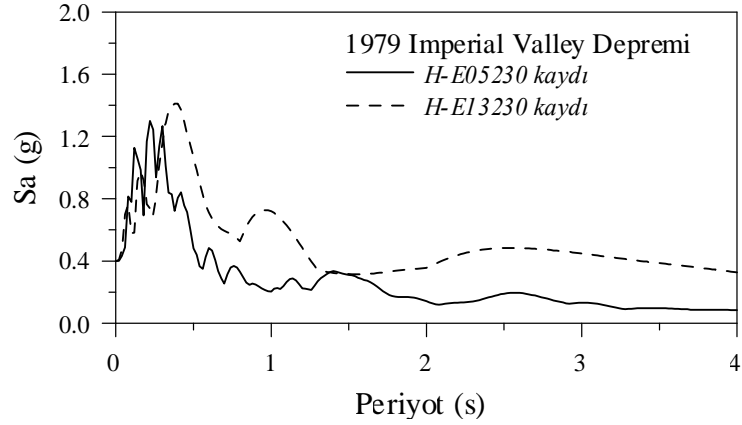


Şekil 2.5. 1979 Imperial Valley depreminde kaydedilen ve uzak-fay yer hareketi özelliği taşıyan H-E13230 kaydının ivme-zaman, hız-zaman ve yer değiştirme-zaman grafikleri

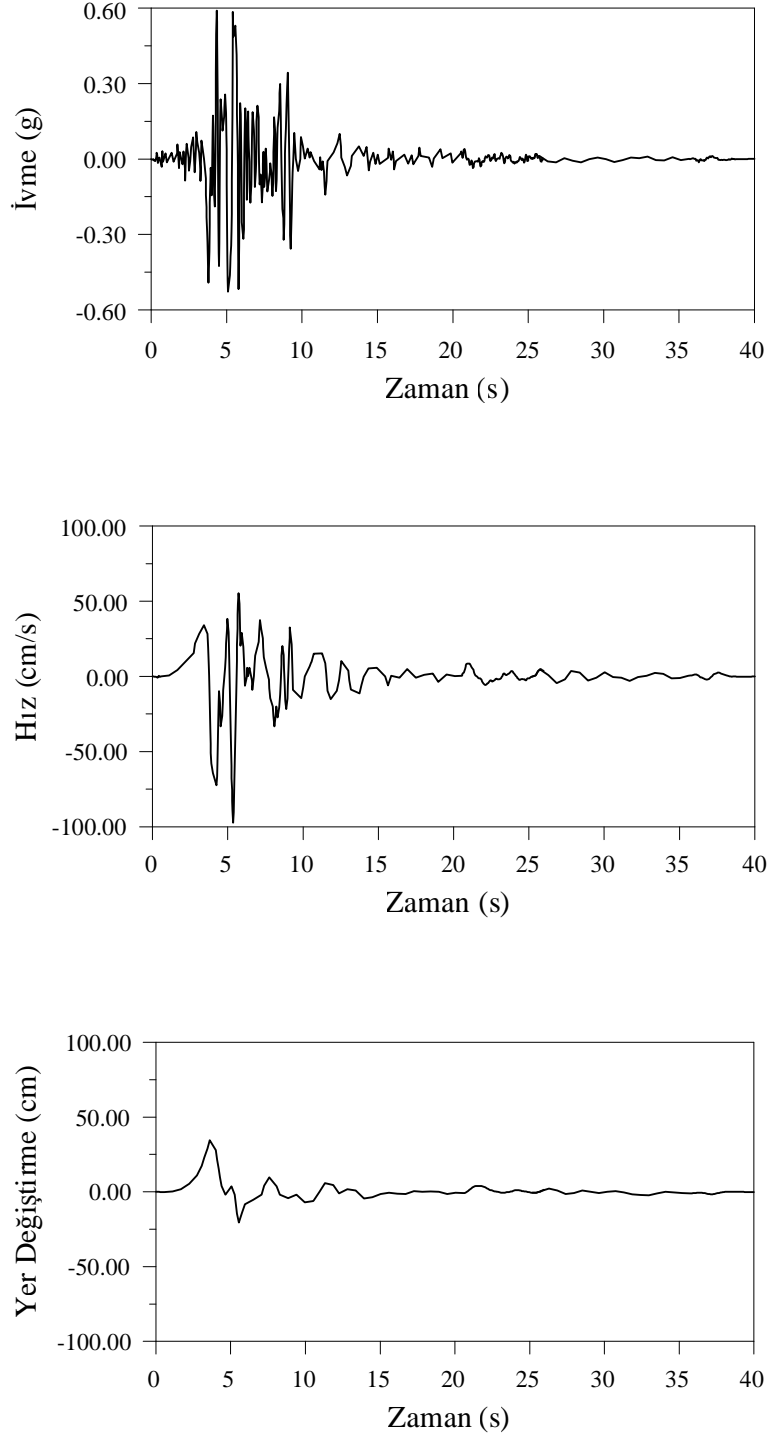




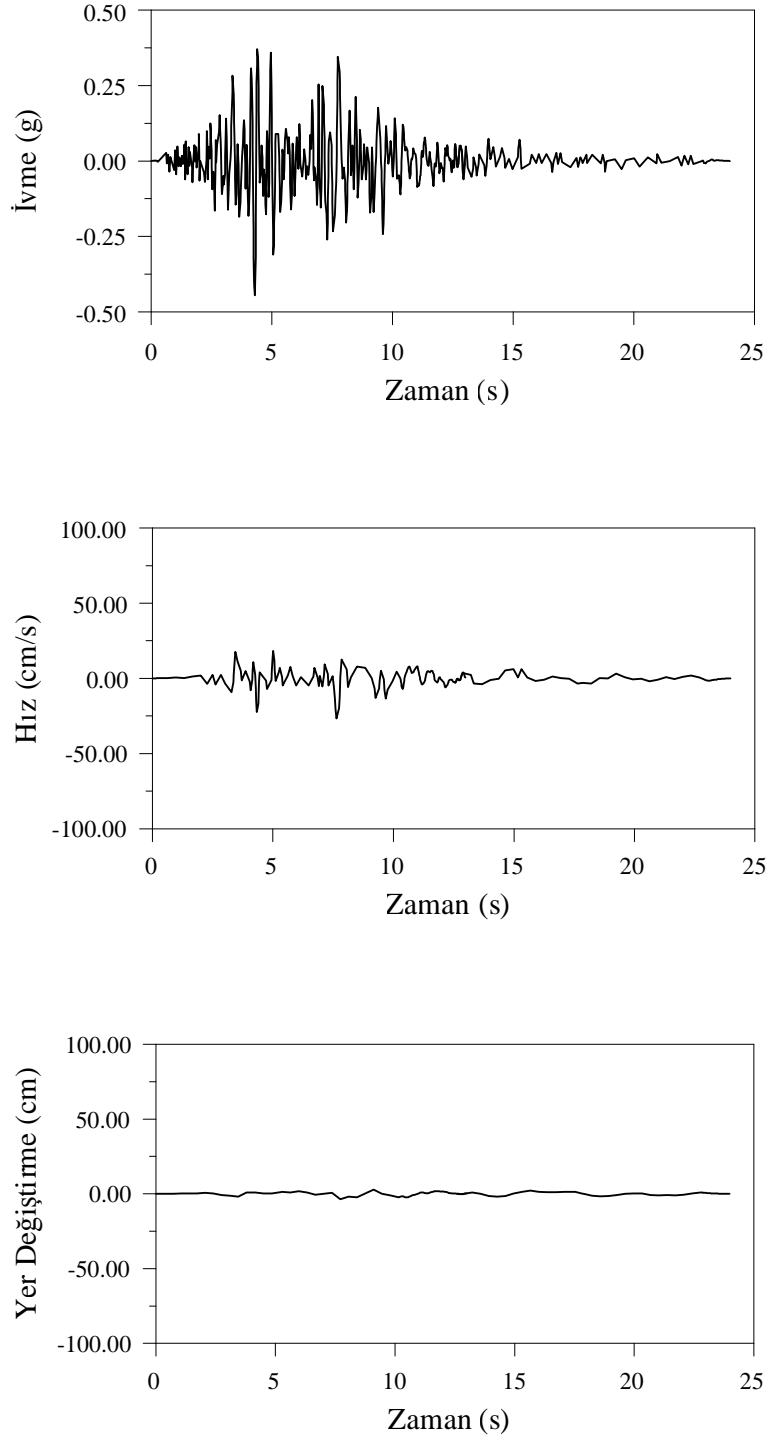
Şekil 2.6. 1979 Imperial Valley depreminin H-E05230 ve H-E13230 kayıtlarının ölçeklendirilmiş ivme-zaman grafikleri



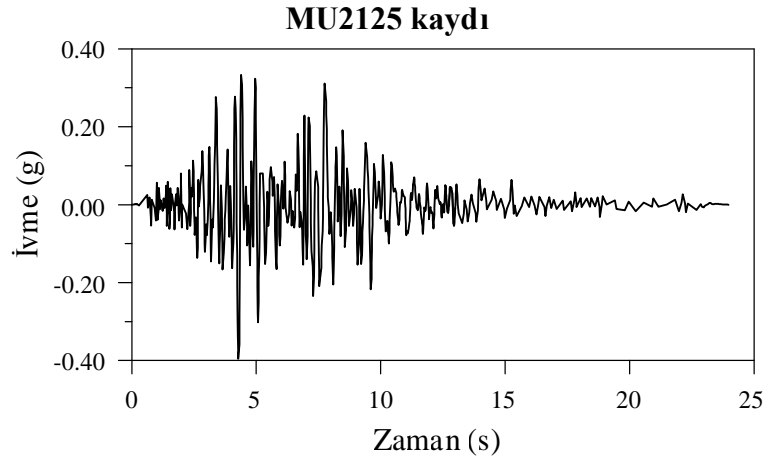
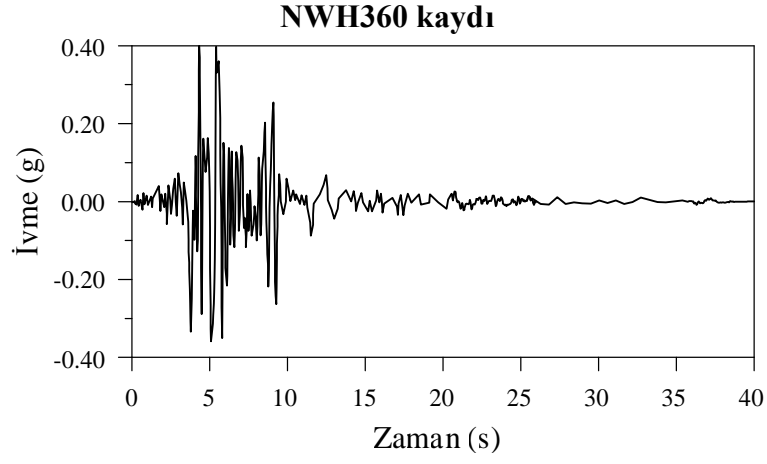
Şekil 2.7. 1979 Imperial Valley depreminin ölçeklendirilmiş H-E05230 ve H-E13230 kayıtlarının %5 sönümlü tepki spektrumları



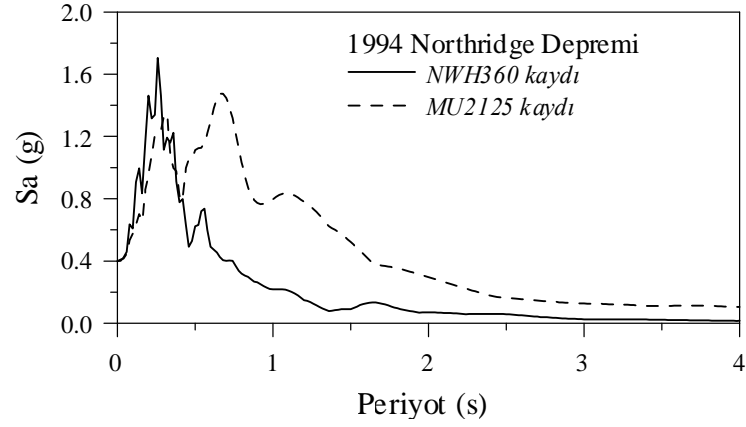
Şekil 2.8. 1994 Northridge depreminde kaydedilen ve yakın-fay yer hareketi özelliği taşıyan NWH360 kaydının ivme-zaman, hız-zaman ve yer değiştirme-zaman grafikleri



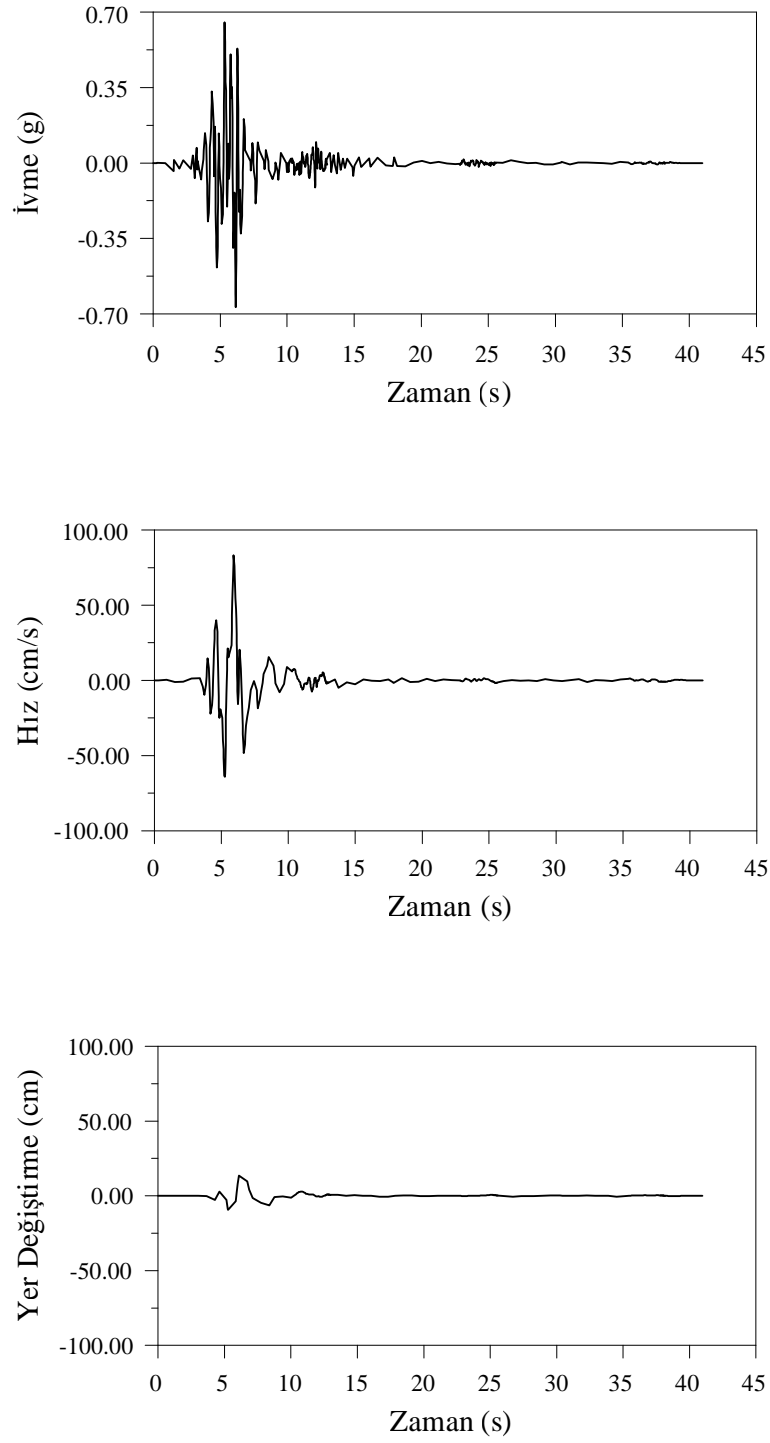
Şekil 2.9. 1994 Northridge depreminde kaydedilen ve uzak-fay yer hareketi özelliği taşıyan MU2125 kaydının ivme-zaman, hız-zaman ve yer değişirme-zaman grafikleri



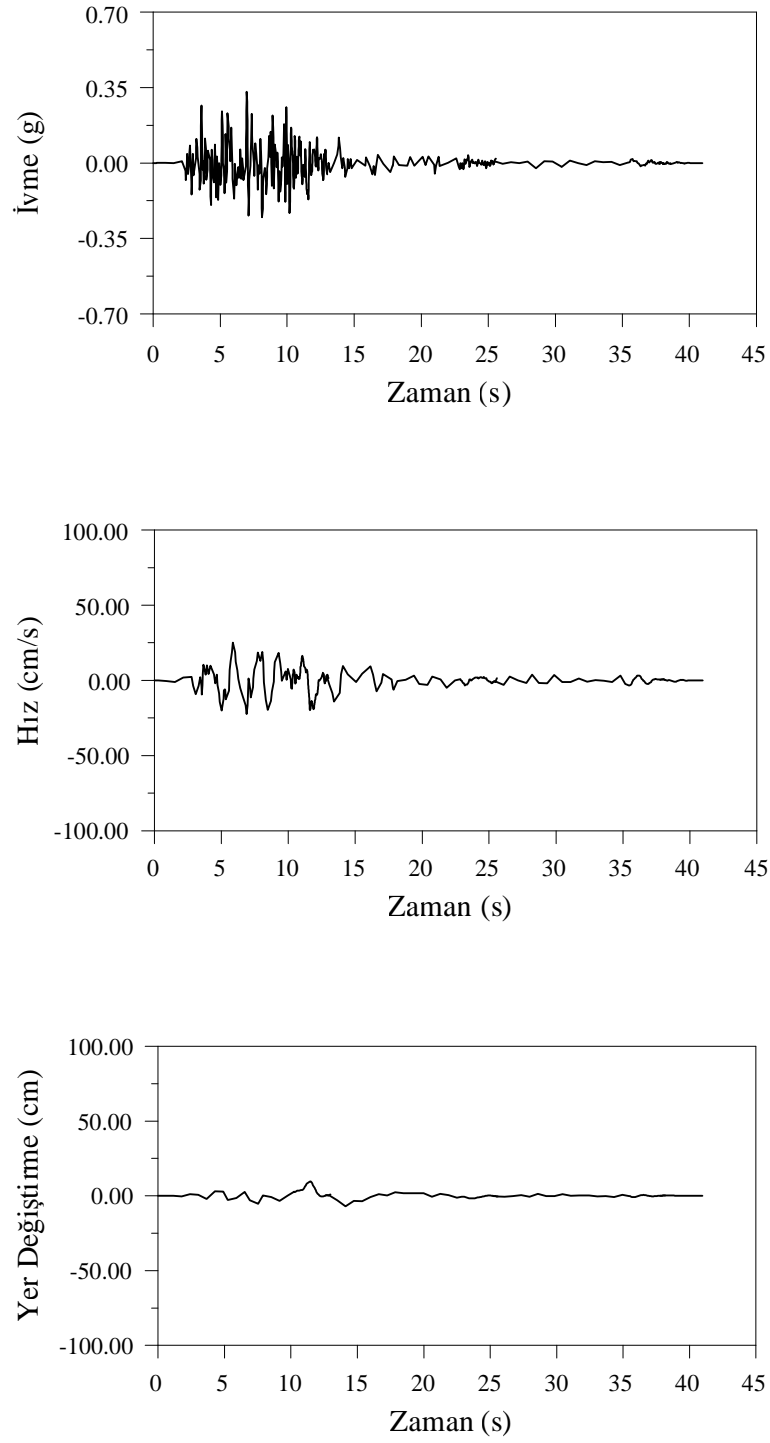
Şekil 2.10. 1994 Northridge depreminin NWH360 ve MU2125 kayıtlarının ölçeklendirilmiş ivme-zaman grafikleri



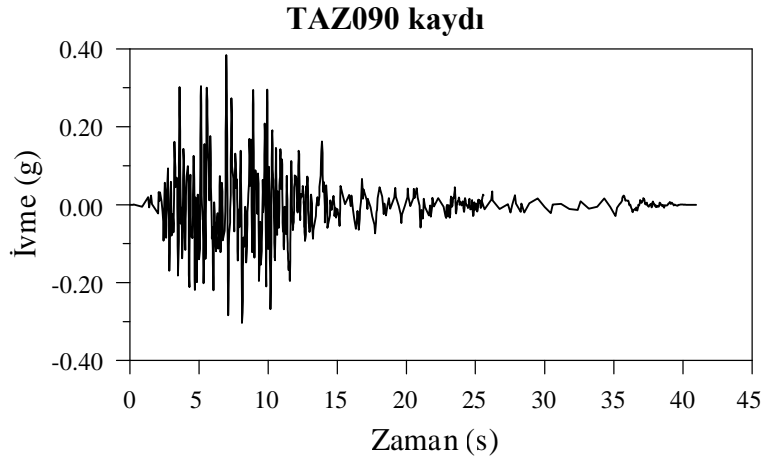
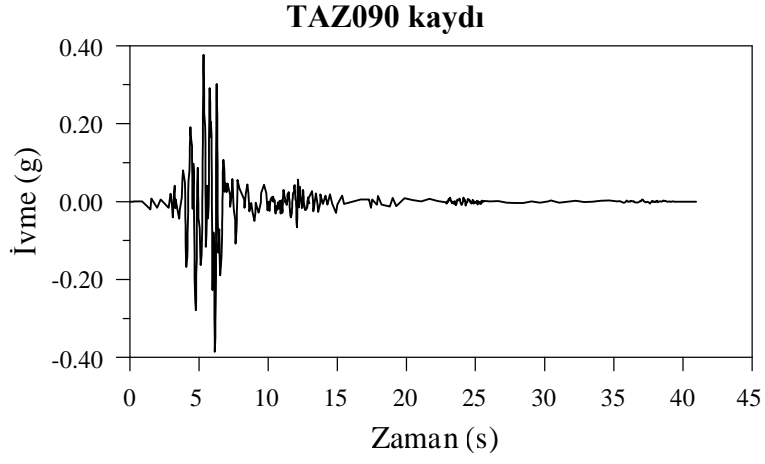
Şekil 2.11. 1994 Northridge depreminin ölçeklendirilmiş NWH360 ve MU2125 kayıtlarının %5 sönümlü tepki spektrumları



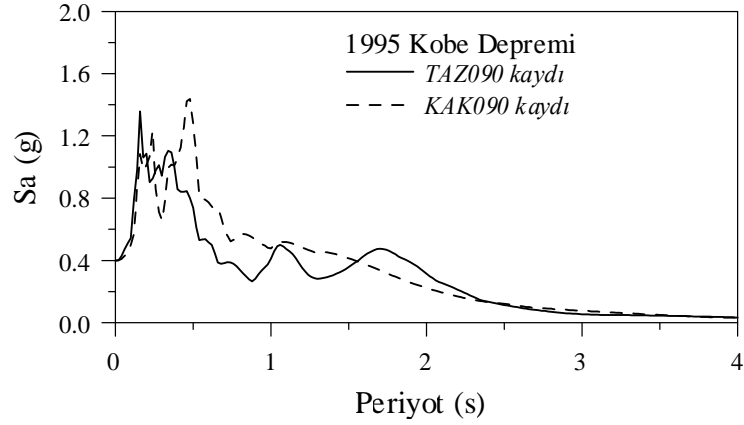
Şekil 2.12. 1995 Kobe depreminde kaydedilen ve yakın-fay yer hareketi özelliği taşıyan TAZ090 kaydının ivme-zaman, hız-zaman ve yer değişirme-zaman grafikleri



Şekil 2.13. 1995 Kobe depreminde kaydedilen ve uzak-fay yer hareketi özelliği taşıyan KAK090 kaydının ivme-zaman, hız-zaman ve yer değiştirme-zaman grafikleri



Şekil 2.14. 1995 Kobe depreminin TAZ090 ve KAK090 kayıtlarının ölçeklendirilmiş ivme-zaman grafikleri



Şekil 2.15. 1995 Kobe depreminin ölçeklendirilmiş TAZ090 ve KAK090 kayıtlarının %5 sönümlü tepki spektrumları

## 2.6. Beton Ağırlık Barajların Lineer-Elastik Dinamik Analizleri

Bu tez çalışmasında, Uluslararası Büyük Barajlar Komitesi (ICOLD) tarafından karşılaştırmalı analizler için tavsiye edilen baraj kesiti (Bolzon, 2004) kullanılmıştır. Ve beş farklı yüksekliğe sahip (20m, 40m, 60m, 80m ve 100m) beton ağırlık baraj kesiti oluşturularak her bir barajın lineer-elastik dinamik analizi gerçekleştirilmiştir.

Lineer-elastik dinamik analizde kullanılan baraj betonu, kaya zemin ve rezervuar suyunun malzeme özellikleri Tablo 2.2’de verilmiştir. Beton ağırlık barajın lineer-elastik dinamik davranışı Lagrange yaklaşımı kullanılarak incelenmiştir. Lagrange sıvı eleman için, (2x2) indirgenmiş integrasyon derecesi kullanılmış ve rotasyon kısıtlama parametresi ( $\alpha_w$ ), hacimsel elastisite modülünün ( $\beta$ ) 100 katı alınmıştır (Calayır ve Dumanoğlu, 1993). Rezervuar suyunun, tüm analizlerde dönmeye karşı kısıtlı ve viskoz olmayan bir davranış sergilediği kabul edilmiştir.

Tablo 2.2. Analizlerde kullanılan malzeme özellikleri

Baraj Betonu	Kaya Zemin	Rezervuar Suyu
E= 22500MPa v= 0.20 $\rho= 2480 \text{ kg/m}^3$	E= 22500MPa v= 0.20	$\beta= 2070\text{MPa}$ $\rho= 1000 \text{ kg/m}^3$

E; Elastisite modülü, v; Poisson oranı,  
 $\beta$ ; Hacimsel Elastisite modülü,  $\rho$ ; Kütle Yoğunluğu

Analizlerde Rayleigh sönüm sabitleri, %5 sönüm oranı kabul edilerek 2 ile 15Hz frekans aralığı için hesaplanmıştır. Adım-adım integrasyon tekniği ve Wilson- $\theta$  metodu kullanılarak gerçekleştirilen analizlerde integrasyon için zaman adımı 0.0025 saniye seçilmiştir. Seçilen beton ağırlık baraj kesitlerinin lineer elastik dinamik analizleri, sıvı-yapı sistemlerin davranışını belirleyebilecek şekilde yenilenen NONSAP yapı analiz programı (Bathe vd., 1974) ile gerçekleştirilmiştir. NONSAP yapı analiz programı (Bathe vd., 1974), yapıların lineer ve lineer olmayan statik ve dinamik davranışlarının belirlenebilmesi sonlu eleman yöntemine dayalı olarak geliştirilen kapsamlı bir programdır.



1979 Imperial Valley, 1994 Northridge ve 1995 Kobe depremlerinde kaydedilen yakın ve uzak-fay yer hareketleri dikkate alınarak gerçekleştirilen analizler sonucu, baraj kretindeki yer değiştirmeler, baraj topuğunda maksimum asal gerilmeler ve bu asal gerilmelere göre barajların performans eğrileri elde edilmiştir. USACE (2003)'de yer alan hasar kriterlerine göre her bir barajın sismik performansı belirlenmiştir. Barajların sismik performansına göre, lineer olmayan analizlere gerek olup olmadığına karar verilmiştir.

### 3. BULGULAR VE İRDELEMELER

#### 3.1. Giriş

Tezin bu bölümünde, seçilen beton ağırlık barajların lineer-elastik dinamik analizi sonucu elde edilen bulgular verilmiştir. Analizlerde, dinamik etki olarak üç farklı depremin (1979 Imperial Valley, 1994 Northridge ve 1995 Kobe) yakın ve uzak-fay özelliği taşıyan bileşenleri kullanılmıştır.

Baraj davranışının değerlendirilmesinde kret yer değiştirmeleri çok önemlidir. Kret yerdeğiştirmeleri performans kriterinde direkt olarak kullanılmamasına rağmen, onların değişimleri sonuçların geçerliliğini denetlemekte görsel bir araç olarak kullanılabilceği gibi büyüklükleri de barajın genel stabilitesini değerlendirmede kullanılabilir. Bu sebeple, kret yerdeğiştirmelerinin deprem süresince değişimi incelenmiştir.

Beton ağırlık barajların sismik performansının değerlendirilmesi, talep-kapasite oranları ve bu oranlarla ilgili yığılımlı süre sonuçları ile yapılmakta, talep-kapasite oranı ise maksimum asal çekme gerilmeleri kullanılarak hesaplanmaktadır. Deprem yer hareketleri kullanılarak analiz edilen tipik bir ağırlık baraj için muhtemel çatlak daima barajın tabanında başlar ve bu çatlaklar memba yüzeyinden başlayıp mansaba doğru yayılır (Leger ve Leclerc,1996). Bu sebeple, seçilen beş farklı yüksekliğe sahip baraj kesitinin lineer-elastik dinamik analizi sonucu, barajların topuk noktasındaki maksimum asal çekme gerilmelerinin zamanla değişimi belirlenmiş ve bu değişime göre de performans eğrileri elde edilmiştir.

Bu tez çalışmasında, betonun basınç mukavemeti 25MPa, çekme mukavemetinin ise 2.5MPa olduğu kabul edilmiştir. Beton ağırlık barajlar için talep-kapasite oranları, hesaplanan asal gerilmelerin betonun çekme mukavemetine bölünmesiyle elde edilir. Eğer talep-kapasite oranı 1.0'e eşit veya küçük ise, deprem yer hareketine maruz baraj davranışının lineer elastik bölge içinde olacağı, dolayısıyla barajda hasar ihtimalinin olmadığı veya çok küçük olduğu kabul edilir. Eğer talep-kapasite oranı 1.0'i aşarsa, büzülme derzlerinin açılması ve/veya betonun çatlama ihtimalinin ortaya çıkması sebebiyle barajın lineer olmayan davranış sergilediği kabul edilmektedir. Talep-kapasite oranının 2.0'den az ve betonun çekme mukavemetini aşan gerilmelerin yığılımlı süresinin performans eğrisinin altında kalması durumunda, barajın lineer olmayan davranışının veya

hasar seviyesinin kabul edilebilir ölçüde olduğu düşünülür. Bununla birlikte, talep-kapasite oranlarının 2.0'den az ve betonun çekme mukavemetini aşan gerilmelerin yığılımlı süresinin performans eğrisinin üstünde olması durumunda ise, hasarın daha doğru belirlenebilmesi için lineer olmayan analizin gerekli olduğu kabul edilmektedir.

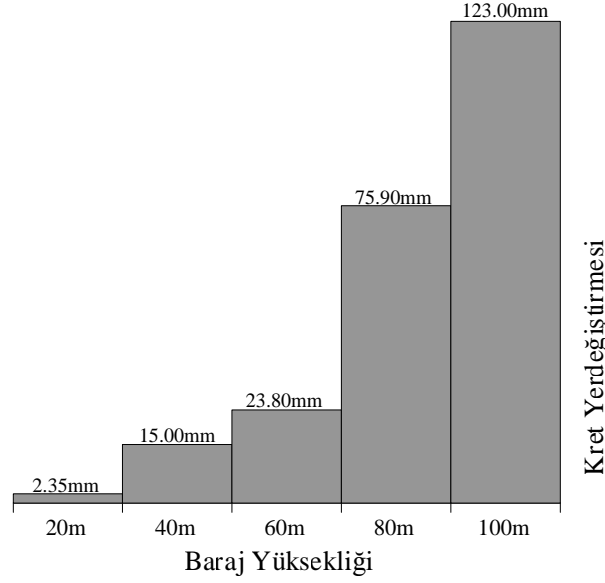
### **3.2. 1979 Imperial Valley Depremi İçin Analiz Sonuçlarının Değerlendirilmesi**

Yakın ve uzak-fay yer hareketine maruz beton ağırlık barajların yapısal performansına boyut etkisinin incelenmesinde ilk dikkate alınan deprem 1979 Imperial Valley depremidir. Bu kısımda, 1979 Imperial Valley depremi kullanılarak seçilen baraj kesitlerinin lineer-elastik analizi yapılmıştır. Analizlerde, 1979 Imperial Valley depreminin H-E05230 bileşeni ve H-E13230 bileşeni kullanılmıştır. Bu bileşenlerden ilki yakın-fay, ikincisi ise uzak-fay özelliği taşımaktadır (Tablo 2.1). Analizler sonucu elde edilen kret yerdeğiştirmeleri, minimum asal basınç ve maksimum asal çekme gerilmeleri ile performans eğrileri aşağıda ayrıntılı olarak verilmiştir.

#### **3.2.1.1979 Imperial Valley Depreminin H-E05230 Bileşeni (Yakın-Fay) İçin Analiz Sonuçları**

1979 Imperial Valley depreminin H-E05230 bileşeni (Yakın-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların lineer-elastik analizi sonucunda baraj kretinde elde edilen yerdeğiştirmelerin mutlak değerce maksimum değerleri Şekil 3.1'de karşılaştırılmıştır. Bu şekildeki değerler incelendiğinde, baraj yüksekliği arttıkça kret yerdeğiştirmelerinin arttığı görülmektedir. En büyük yer değiştirmeler 100m yükseklikli barajda ve 123mm olarak elde edilmiştir.

Baraj davranışının değerlendirilmesinde kret yerdeğiştirmeleri çok önemli olduğundan kret yerdeğiştirmelerinin deprem süresince değişimi incelenmiştir. 1979 Imperial Valley depreminin H-E05230 bileşeni (Yakın-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların lineer-elastik analizi sonucunda baraj kretinde elde edilen yerdeğiştirmelerin zamanla değişimi Şekil 3.2'de verilmiştir.



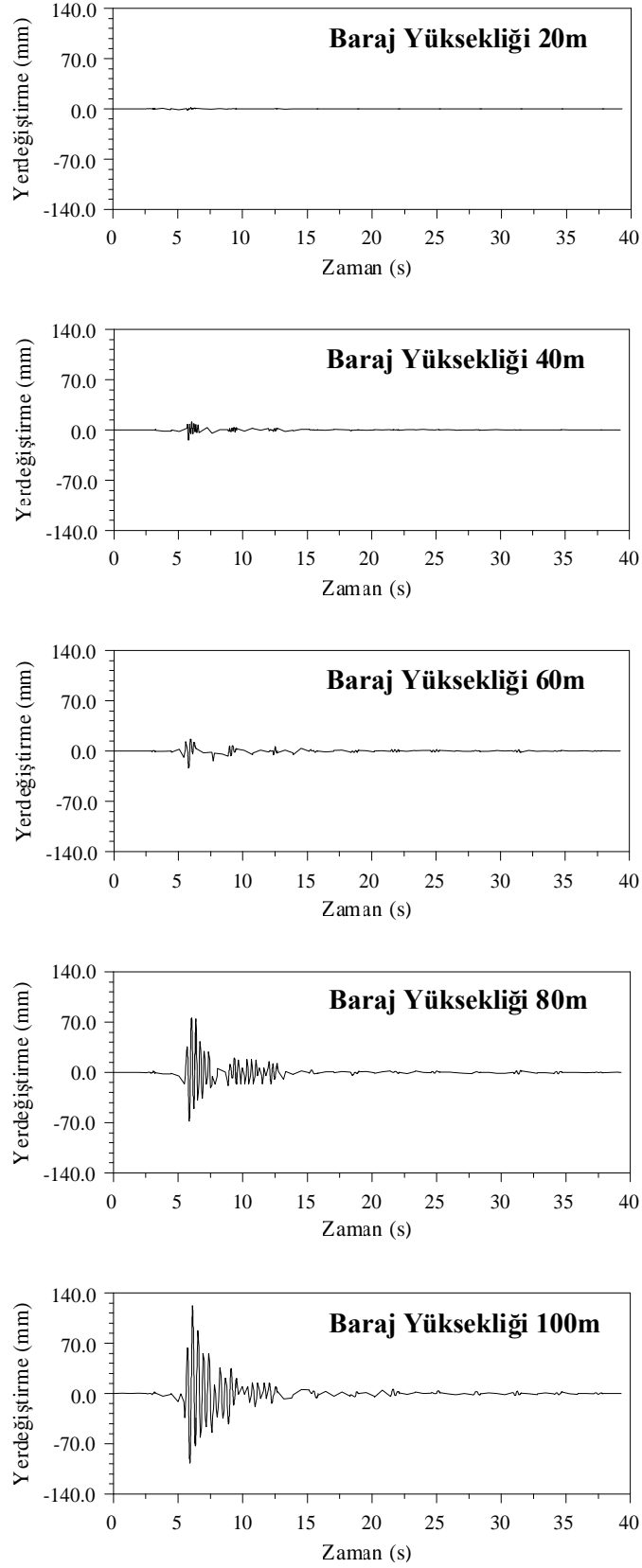
Şekil 3.1. 1979 Imperial Valley depreminin H-E05230 bileşeni (Yakın-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların kretinde elde edilen yerdeğiştirmelerin mutlak değerce maksimum değerlerinin karşılaştırılması

Maksimum asal çekme ve minimum asal basınç gerilmelerin zamanla değişiminin incelenmesi, barajda oluşan gerilmelerin izin verilen maksimum ve minimum gerilmelerin aşılıp aşılmadığının kontrol edilebilmesi açısından önem arz etmektedir. Buna göre, 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların lineer-elastik analizi sonucunda baraj topuğunda elde edilen minimum asal basınç gerilmelerinin zamanla değişimi 1979 Imperial Valley Depreminin H-E05230 bileşeni (Yakın-Fay) için Şekil 3.3'te sunulmuştur. Barajın topuk noktasında elde edilen bu minimum asal basınç gerilmeleri, bu çalışmada kabul edilen betonun basınç mukavemetinin (25MPa) altında kalmıştır.

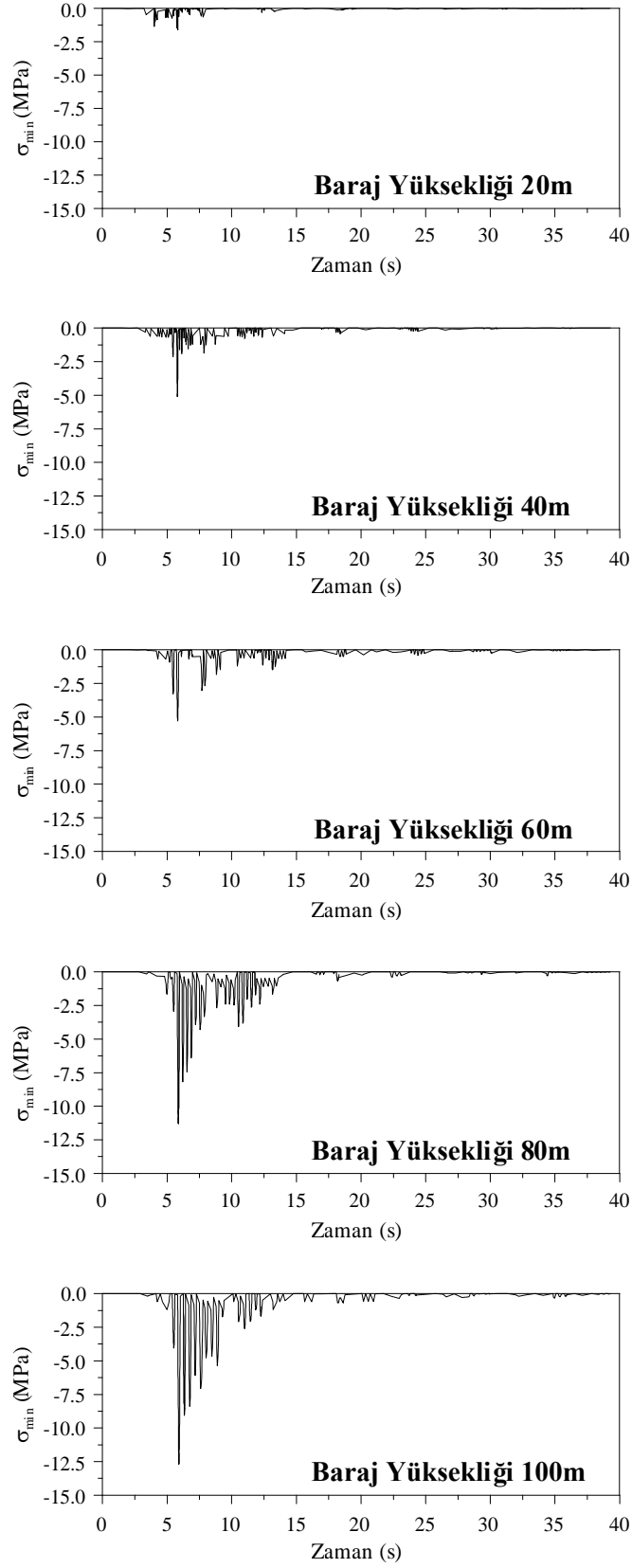
Seçilen barajların sismik performansı, topuk noktasındaki maksimum asal çekme gerilmeleri yardımıyla değerlendirilmiştir. 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların lineer-elastik analizi sonucunda baraj topuğunda elde edilen maksimum asal çekme gerilmelerin zamanla değişimi 1979 Imperial Valley Depreminin H-E05230 bileşeni (Yakın-Fay) için Şekil 3.4'te verilmiştir. Şekil 3.5'te ise bu gerilmeler için elde edilen performans eğrileri gör¼lmektedir.

1979 Imperial Valley Depreminin H-E05230 bileşeni (Yakın-Fay) için beton ağırlık barajların performans eğrileri incelendiğinde; 20m, 40m ve 60m yükseklikli barajların

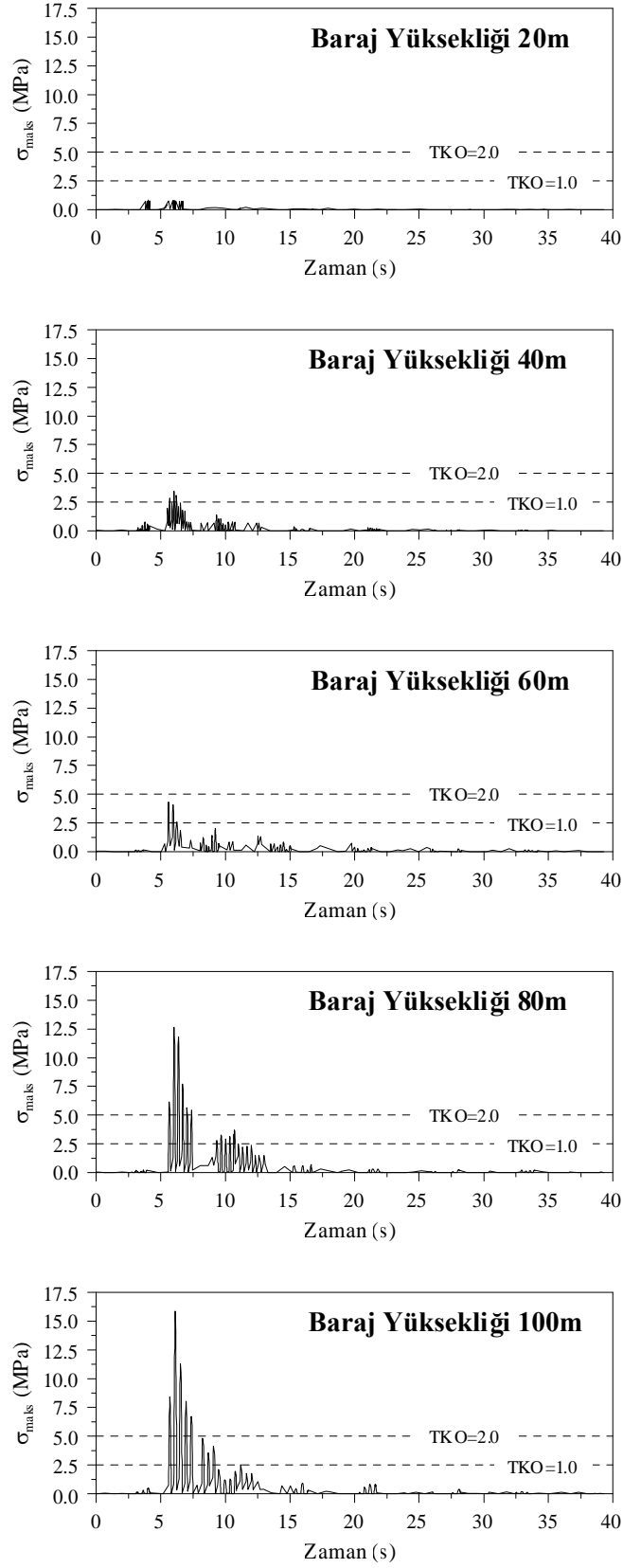
performans eğrilerinin kabul edilen performans eğrisinin altında kaldığı veya talep-kapasite oranının 2.0'den az ve betonun çekme mukavemetini aşan gerilmelerin yığılımlı süresi performans eğrisinin altında kaldığı için bu barajlardaki muhtemel hasar seviyesinin kabul edilebilir ölçüde olduğu söylenebilir. Ancak, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların performans eğrileri kabul edilen performans eğrisinin üstünde olduğu için bu barajlardaki hasarın daha doğru belirlenebilmesi için lineer olmayan analizin gerekli olduğu belirlenmiştir.



Şekil 3.2. 1979 Imperial Valley depreminin H-E05230 bileşeni (Yakın-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların kretinde elde edilen yerdeğiştirmelerin zamanla değişimi

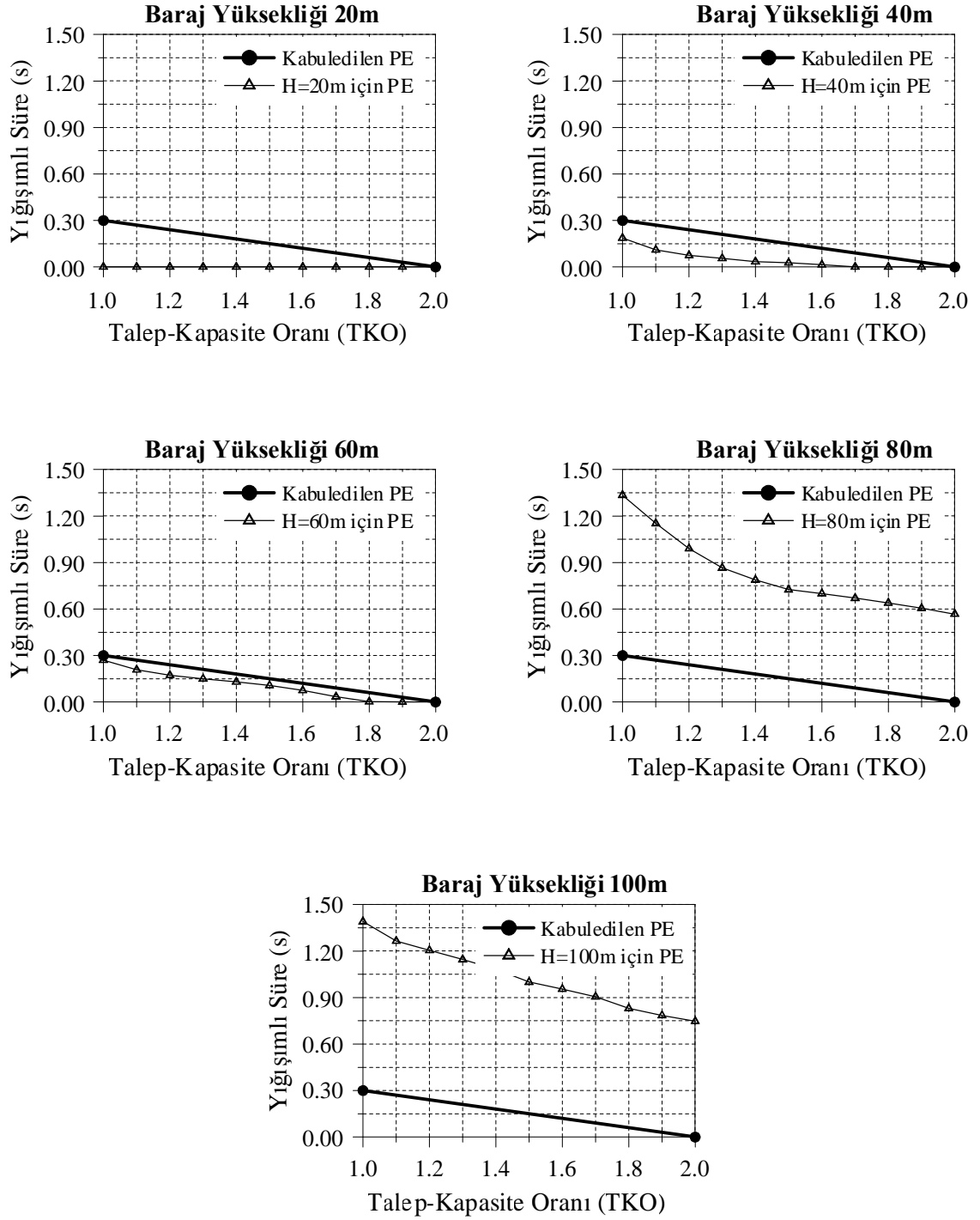


Şekil 3.3. 1979 Imperial Valley depreminin H-E05230 bileşeni (Yakın-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların topuğunda elde edilen minimum asal basınç gerilmelerinin zamanla değişimi



Şekil 3.4. 1979 Imperial Valley depreminin H-E05230 bileşeni (Yakın-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların topuğunda elde edilen maksimum asal çekme gerilmelerinin zamanla değişimi

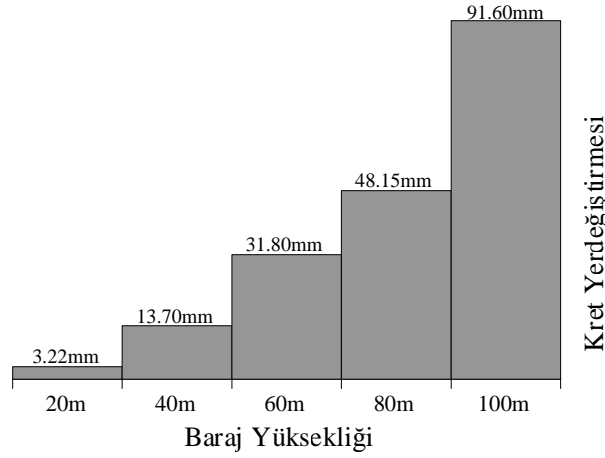




Şekil 3.5. 1979 Imperial Valley depreminin H-E05230 bileşeni (Yakın-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların topoğunda elde edilen maksimum asal çekme gerilmelerine göre barajların performans eğrisi

### 3.2.2.1979 Imperial Valley Depreminin H-E13230 Bileşeni (Uzak-Fay) İçin Analiz Sonuçları

1979 Imperial Valley depreminin H-E13230 bileşeni (Uzak-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların lineer-elastik analizi sonucunda baraj kretinde elde edilen yerdeğiştirmelerin mutlak değerce maksimum değeri Şekil 3.6'da karşılaştırılmıştır. Bu şekildeki değeri incelendiğinde, baraj yüksekliği arttıkça kret yerdeğiştirmelerinin arttığđı görülmektedir. En büyük yer değiştirmeler 100m yükseklikli barajda ve 91.60mm olarak elde edilmiştir.



Şekil 3.6. 1979 Imperial Valley depreminin H-E13230 bileşeni (Uzak-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların kretinde elde edilen yerdeğiştirmelerin mutlak değerce maksimum değeri karşılaştırılması

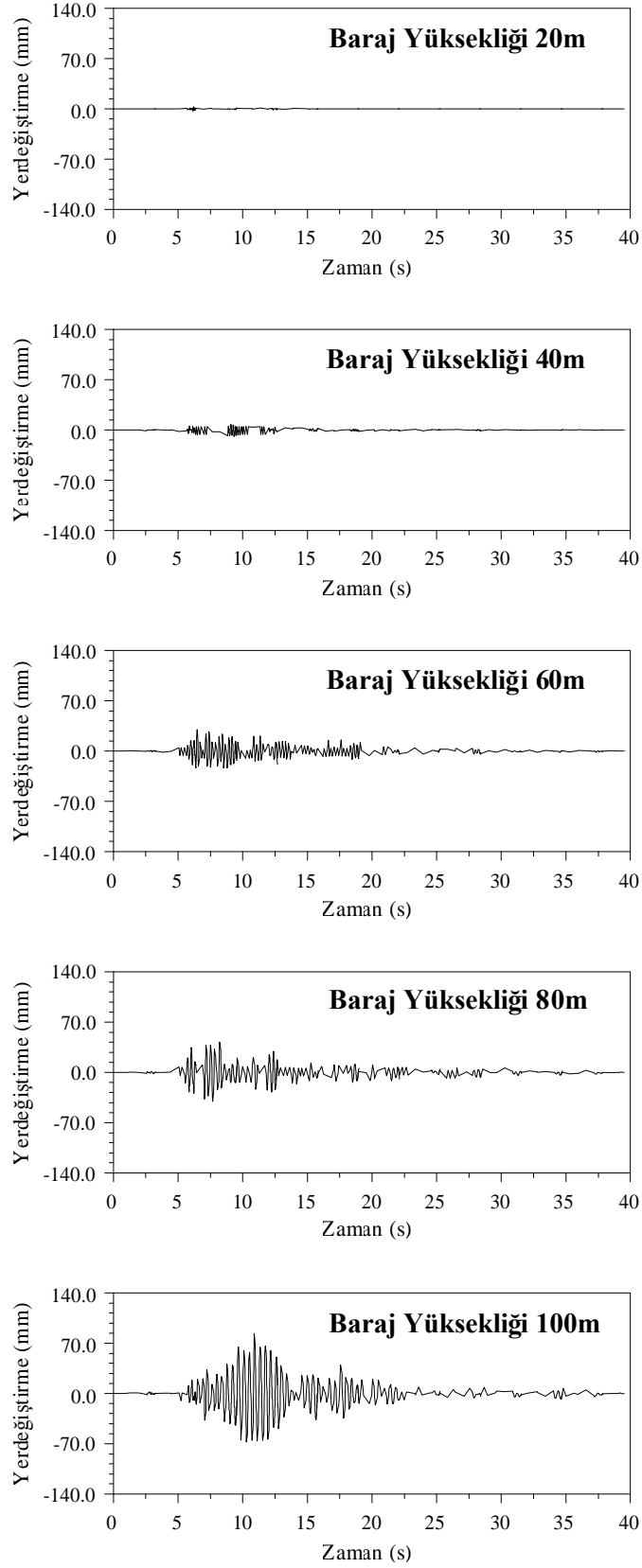
Baraj davranışının değerlendirilmesinde kret yerdeğiştirmeleri çok önemli olduğundan kret yerdeğiştirmelerinin deprem süresince değişimi incelenmiştir. 1979 Imperial Valley depreminin H-E13230 bileşeni (Uzak-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların lineer-elastik analizi sonucunda baraj kretinde elde edilen yerdeğiştirmelerin zamanla değişimi Şekil 3.7'de verilmiştir.

Maksimum asal çekme ve minimum asal basınç gerilmelerin zamanla değişiminin incelenmesi, barajda oluşan gerilmelerin izin verilen maksimum ve minimum gerilmelerin aşılp aşılmadığının kontrol edilebilmesi açısından önem arz etmektedir. Buna göre, 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların lineer-elastik analizi sonucunda baraj topuğunda elde edilen minimum asal basınç gerilmelerinin zamanla

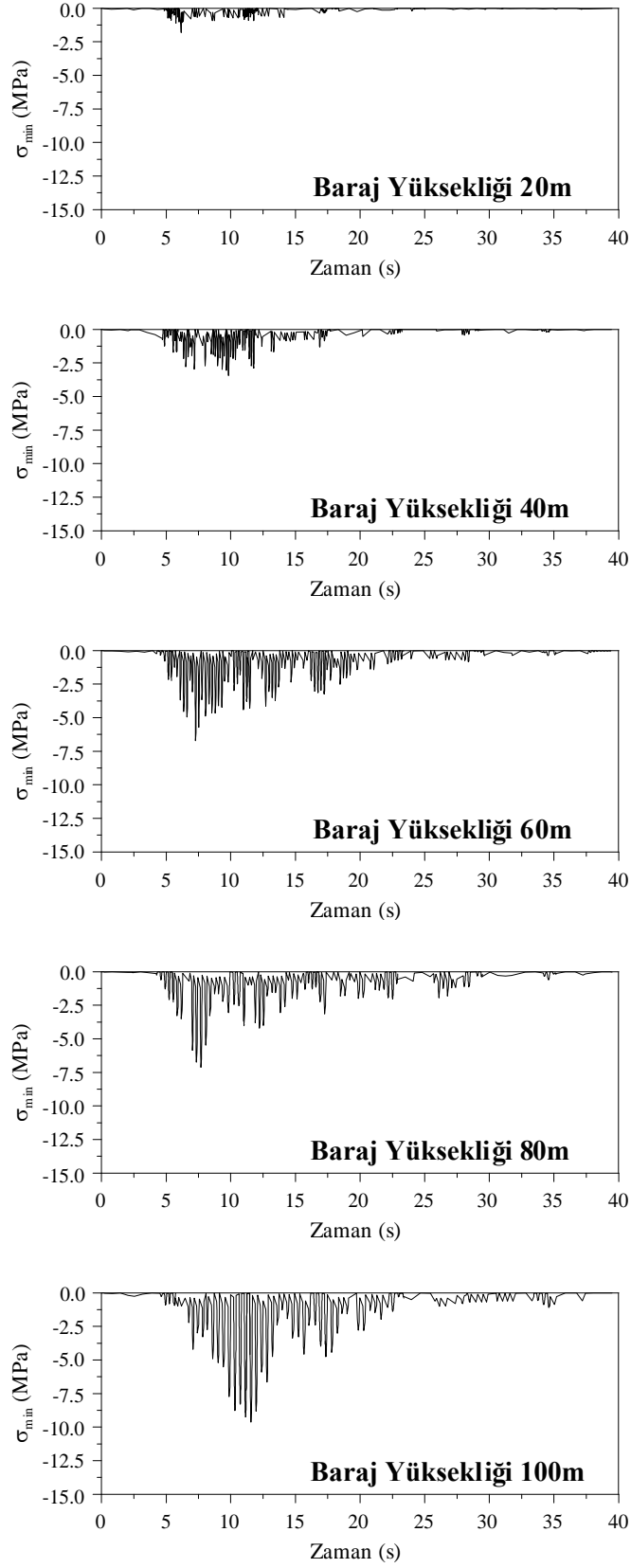
değişimi 1979 Imperial Valley Depreminin H-E13230 bileşeni (Uzak-Fay) için Şekil 3.8'de sunulmuştur. Barajın topuk noktasında elde edilen bu minimum asal basınç gerilmeleri, bu çalışmada kabul edilen betonun basınç mukavemetinin (25MPa) altında kalmıştır.

Seçilen barajların sismik performansı, topuk noktasındaki maksimum asal çekme gerilmeleri yardımıyla değerlendirilmiştir. 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların lineer-elastik analizi sonucunda baraj topuğunda elde edilen maksimum asal çekme gerilmelerin zamanla değişimi 1979 Imperial Valley depreminin H-E13230 bileşeni (Uzak-Fay) için Şekil 3.9'da verilmiştir. Şekil 3.10'da ise bu gerilmeler için elde edilen performans eğrileri görülmektedir.

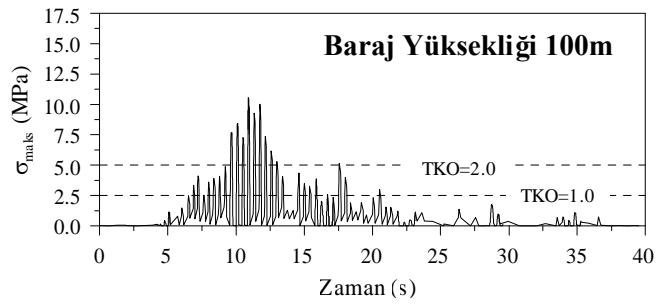
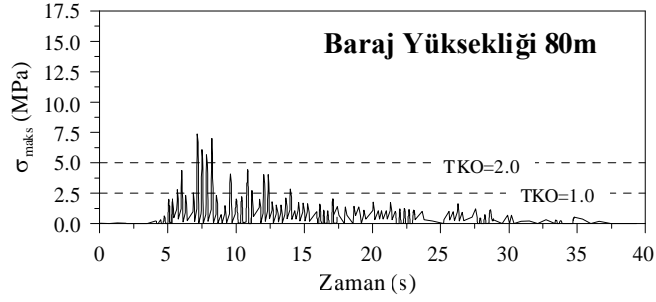
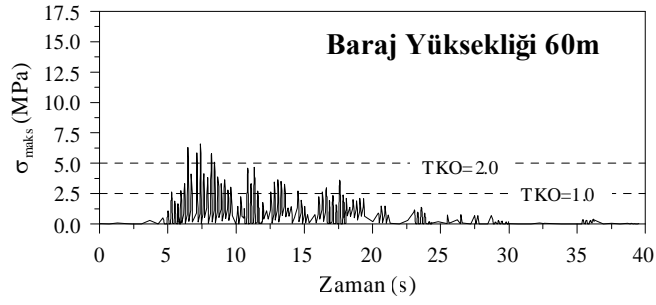
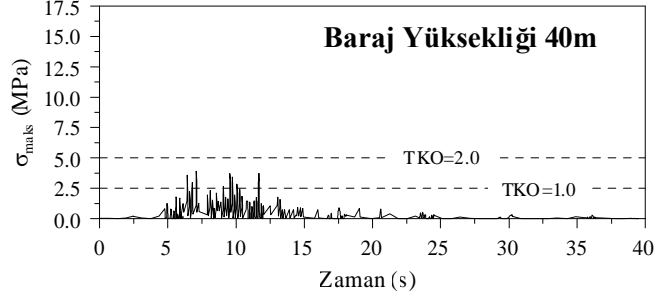
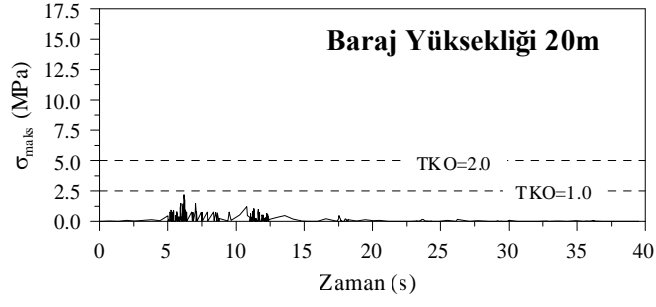
1979 Imperial Valley depreminin H-E13230 bileşeni (Uzak-Fay) için beton ağırlık barajların performans eğrileri incelendiğinde 20m ve 40m yükseklikli barajların performans eğrilerinin kabul edilen performans eğrisinin altında kaldığı veya talep-kapasite oranının 2.0'den az ve betonun çekme mukavemetini aşan gerilmelerin yığılımlı süresi performans eğrisinin altında kaldığı için bu barajlardaki muhtemel hasar seviyesinin kabul edilebilir ölçüde olduğu söylenebilir. Ancak, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların performans eğrileri kabul edilen performans eğrisinin üstünde olduğu için bu barajlardaki hasarın daha doğru belirlenebilmesi için lineer olmayan analizin gerekli olduğu belirlenmiştir.



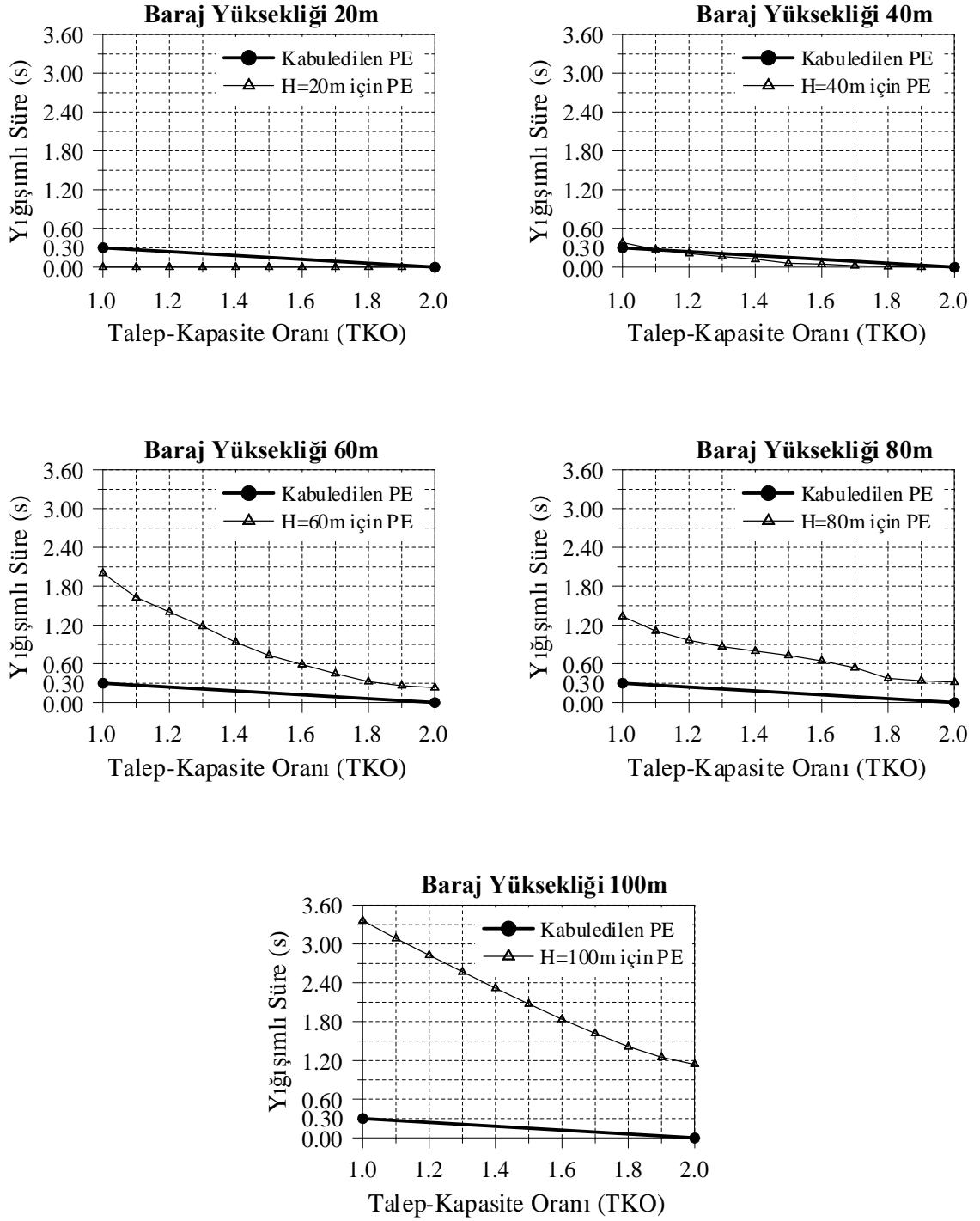
Şekil 3.7. 1979 Imperial Valley depreminin H-E13230 bileşeni (Uzak-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların kretinde elde edilen yerdeğiştirmelerin zamanla değişimi



Şekil 3.8. 1979 Imperial Valley depreminin H-E13230 bileşeni (Uzak-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların topuğunda elde edilen minimum asal basınç gerilmelerinin zamanla değişimi



Şekil 3.9. 1979 Imperial Valley depreminin H-E13230 bileşeni (Uzak-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların topuğunda elde edilen maksimum asal çekme gerilmelerinin zamanla değişimi



Şekil 3.10. 1979 Imperial Valley depreminin H-E13230 bileşeni (Uzak-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların topuğunda elde edilen maksimum asal çekme gerilmelerine göre barajların performans eğrisi

### 3.3. 1994 Northridge Depremi İçin Analiz Sonuçlarının Değerlendirilmesi

Yakın ve uzak-fay yer hareketine maruz beton ağırlık barajların yapısal performansına boyut etkisinin incelenmesinde ikinci olarak dikkate alınan deprem 1994 Northridge depremidir. Bu kısımda, 1994 Northridge depremi kullanılarak seçilen baraj kesitlerinin lineer-elastik analizi yapılmıştır. Analizlerde, 1994 Northridge depreminin NWH360 bileşeni ve MU2125 bileşeni kullanılmıştır. Bu bileşenlerden ilki yakın-fay, ikincisi ise uzak-fay özelliği taşımaktadır (Tablo 2.1). Analizler sonucu elde edilen kret yerdeğiştirmeleri, minimum asal basınç ve maksimum asal çekme gerilmeleri ile performans eğrileri aşağıda ayrıntılı olarak verilmiştir.

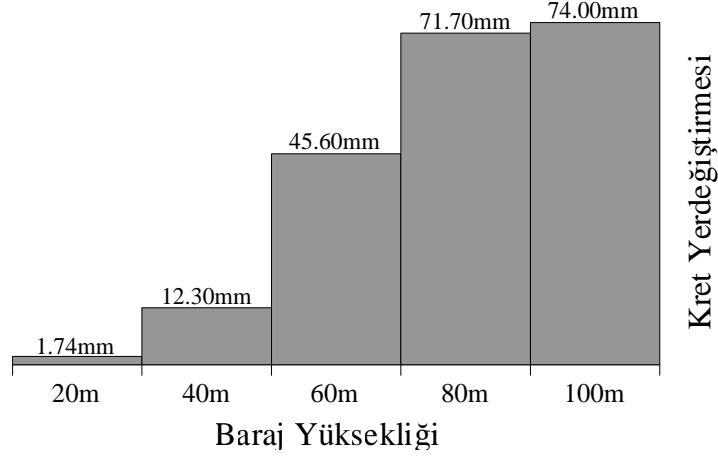
#### 3.3.1. 1994 Northridge Depreminin NWH360 Bileşeni (Yakın-Fay) İçin Analiz Sonuçları

1994 Northridge depreminin NWH360 bileşeni (Yakın-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların lineer-elastik analizi sonucunda baraj kretinde elde edilen yerdeğiştirmelerin mutlak değerce maksimum değerleri Şekil 3.11’de karşılaştırılmıştır. Bu şekildeki değerler incelendiğinde, baraj yüksekliği arttıkça kret yerdeğiştirmelerinin arttığı görülmektedir. En büyük yer değiştirmeler 100m yükseklikli barajda ve 74mm olarak elde edilmiştir.

Baraj davranışının değerlendirilmesinde kret yerdeğiştirmeleri çok önemli olduğundan kret yerdeğiştirmelerinin deprem süresince değişimi incelenmiştir. 1994 Northridge depreminin NWH360 bileşeni (Yakın-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların lineer-elastik analizi sonucunda baraj kretinde elde edilen yerdeğiştirmelerin zamanla değişimi Şekil 3.12’de verilmiştir.

Maksimum asal çekme ve minimum asal basınç gerilmelerin zamanla değişiminin incelenmesi, barajda oluşan gerilmelerin izin verilen maksimum ve minimum gerilmelerin aşılıp aşılmadığının kontrol edilebilmesi açısından önem arz etmektedir. Buna göre, 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların lineer-elastik analizi sonucunda baraj topuğunda elde edilen minimum asal basınç gerilmelerinin zamanla değişimi 1994 Northridge depreminin NWH360 bileşeni (Yakın-Fay) için Şekil 3.13’te sunulmuştur. Barajın topuk noktasında elde edilen bu minimum asal basınç gerilmeleri, bu çalışmada kabul edilen betonun basınç mukavemetinin (25MPa) altında kalmıştır.

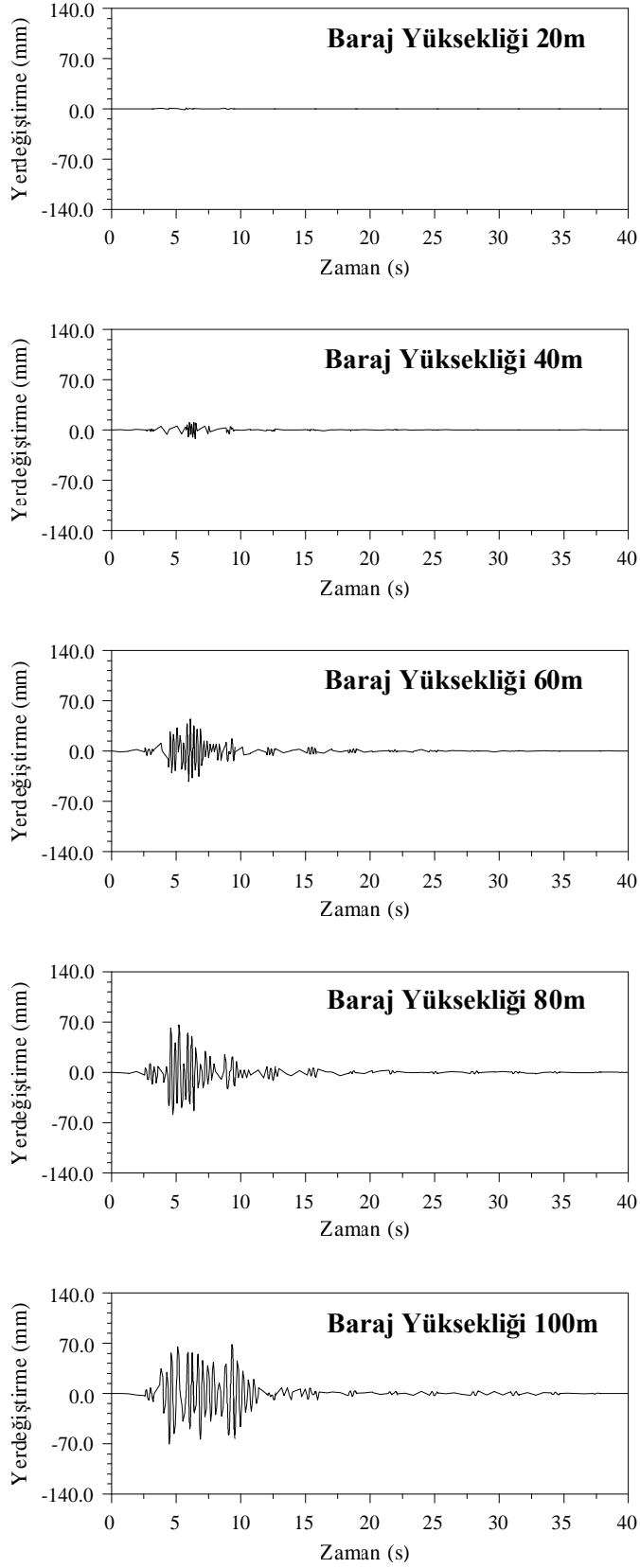




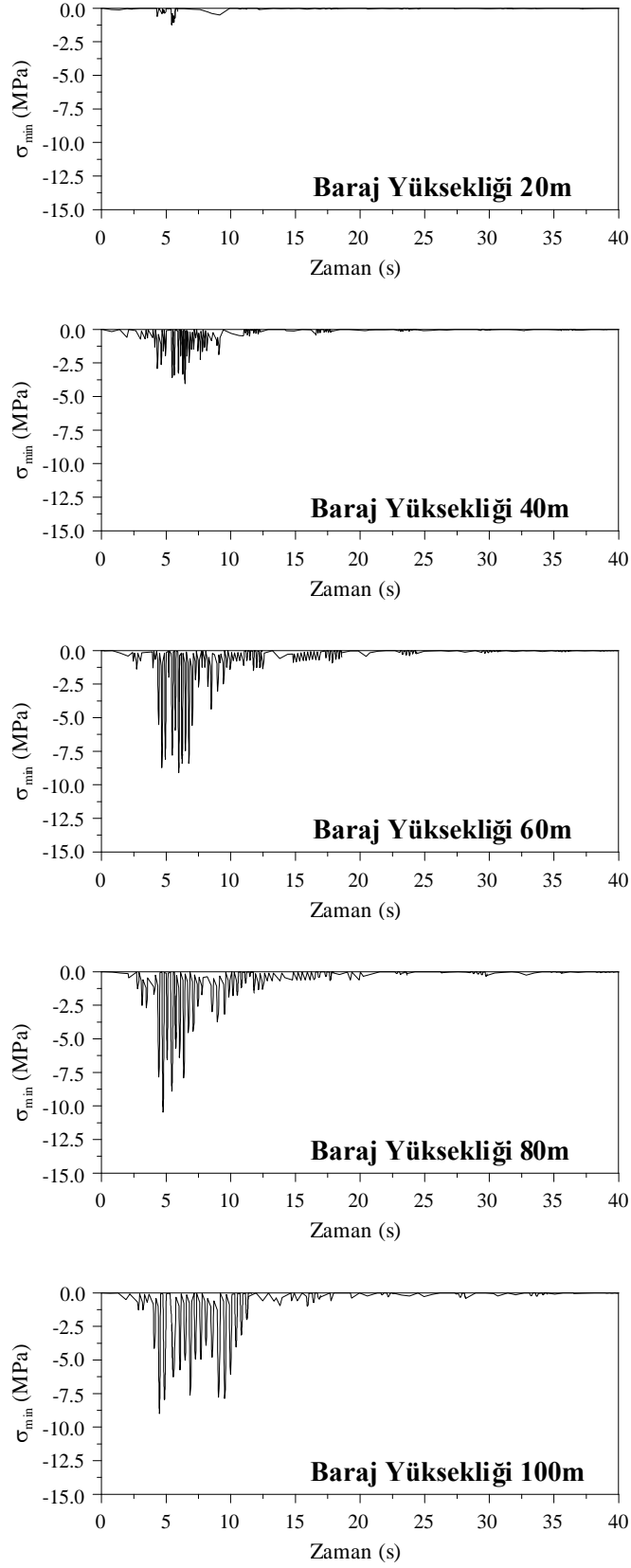
Şekil 3.11. 1994 Northridge depreminin NWH360 bileşeni (Yakın-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların kretinde elde edilen yerdeğiştirmelerin mutlak değerce maksimum değerlerinin karşılaştırılması

Seçilen barajların sismik performansı, topuk noktasındaki maksimum asal çekme gerilmeleri yardımıyla değerlendirilmiştir. 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların lineer-elastik analizi sonucunda baraj topuğunda elde edilen maksimum asal çekme gerilmelerin zamanla değişimi 1994 Northridge depreminin NWH360 bileşeni (Yakın-Fay) için Şekil 3.14'te verilmiştir. Şekil 3.15'de ise bu gerilmeler için elde edilen performans eğrileri görölmektedir.

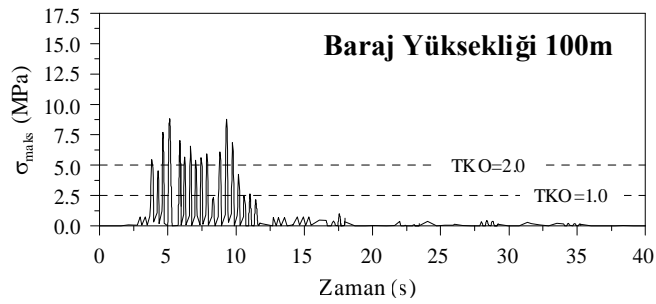
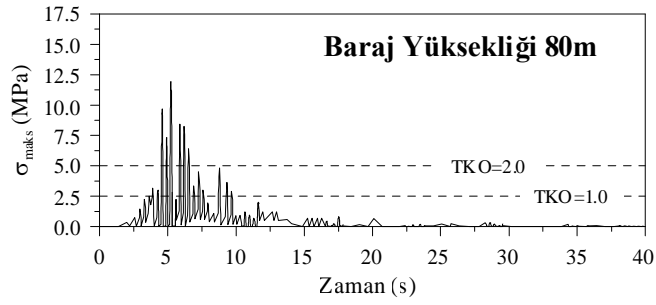
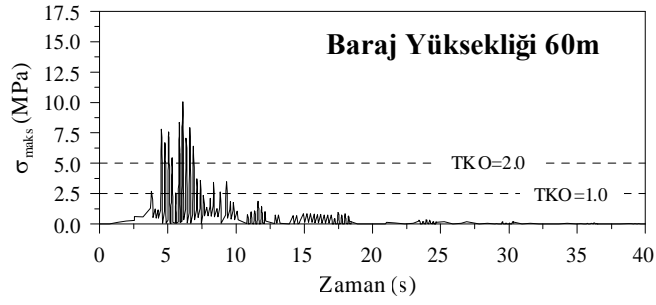
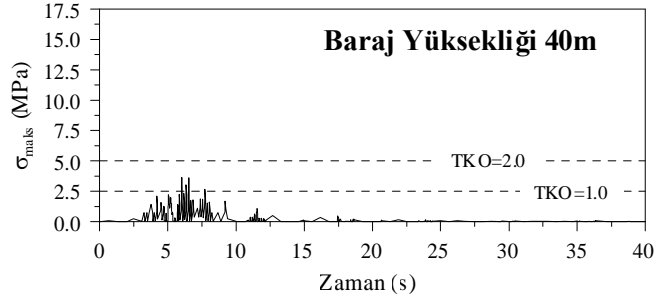
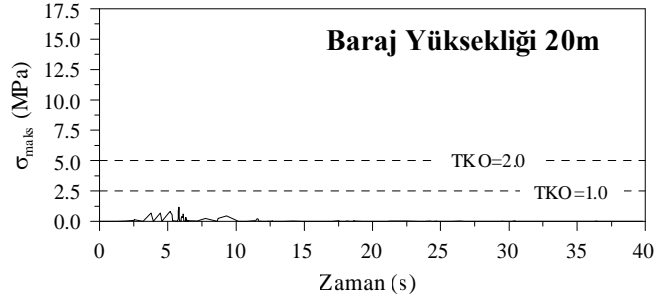
1994 Northridge depreminin NWH360 bileşeni (Yakın-Fay) için beton ağırlık barajların performans eğrileri incelendiğinde 20m ve 40m yükseklikli barajların performans eğrilerinin kabul edilen performans eğrisinin altında kaldığı veya talep-kapasite oranının 2.0'den az ve betonun çekme mukavemetini aşan gerilmelerin yığışım süresi performans eğrisinin altında kaldığı için bu barajlardaki muhtemel hasar seviyesinin kabul edilebilir ölçüde olduğu söylenebilir. Ancak, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların performans eğrileri kabul edilen performans eğrisinin üstünde olduğu için bu barajlardaki hasarın daha doğru belirlenebilmesi için lineer olmayan analizin gerekli olduğu belirlenmiştir.



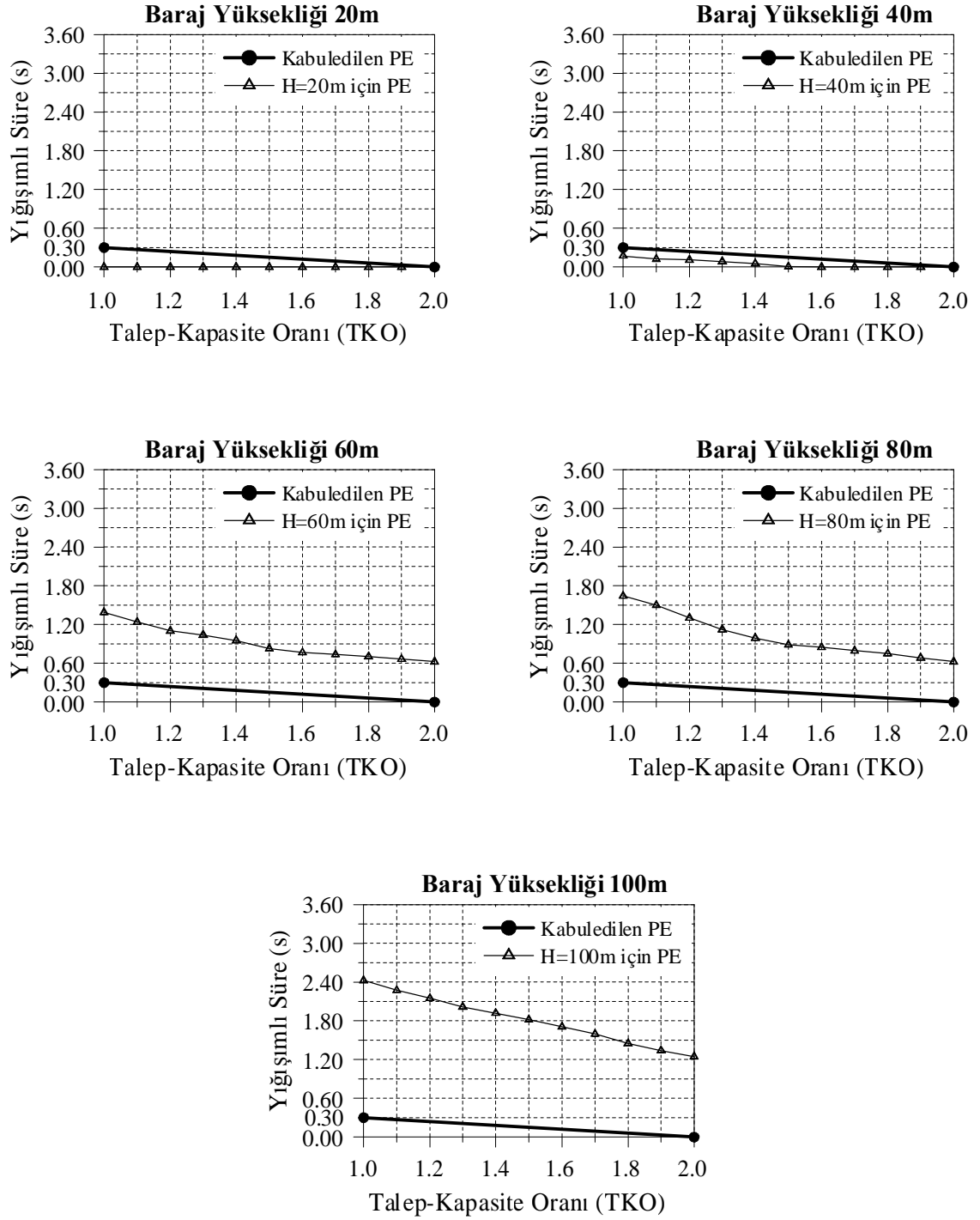
Şekil 3.12. 1994 Northridge depreminin NWH360 bileşeni (Yakın-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların kretinde elde edilen yerdeğiştirmelerin zamanla değişimi



Şekil 3.13. 1994 Northridge depreminin NWH360 bileşeni (Yakın-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların topuğunda elde edilen minimum asal basınç gerilmelerinin zamanla değişimi



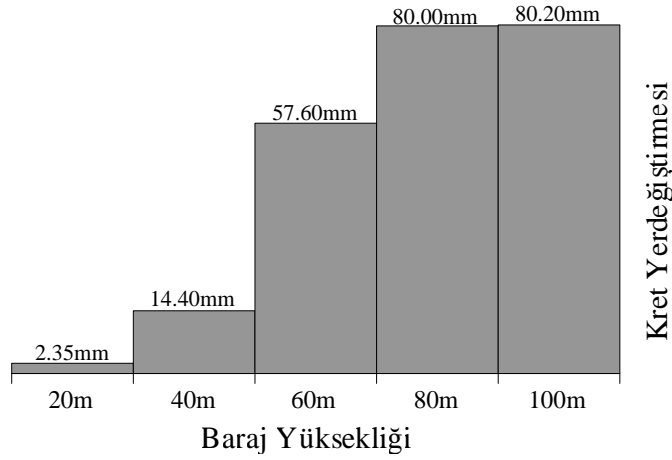
Şekil 3.14. 1994 Northridge depreminin NWH360 bileşeni (Yakın-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların topuğunda elde edilen maksimum asal çekme gerilmelerinin zamanla değişimi



Şekil 3.15. 1994 Northridge depreminin NWH360 bileşeni (Yakın-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların topuğunda elde edilen maksimum asal çekme gerilmelerine göre barajların performans eğrisi

### 3.3.2.1994 Northridge Depreminin MU2125 Bileşeni (Uzak-Fay) İçin Analiz Sonuçları

1994 Northridge depreminin MU2125 bileşeni (Uzak-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların lineer-elastik analizi sonucunda baraj kretinde elde edilen yerdeğıştirmelerin mutlak değerce maksimum değeri Şekil 3.16'da karşılaştırılmıştır. Bu şekildeki değeri incelendiğinde, baraj yüksekliği arttıkça kret yerdeğıştirmelerinin arttığı görülmektedir. En büyük yer değıştirmeler 100m yükseklikli barajda ve 80.2mm olarak elde edilmiştir.



Şekil 3.16. 1994 Northridge depreminin MU2125 bileşeni (Uzak-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların kretinde elde edilen yerdeğıştirmelerin mutlak değerce maksimum değeri karşılaştırılması

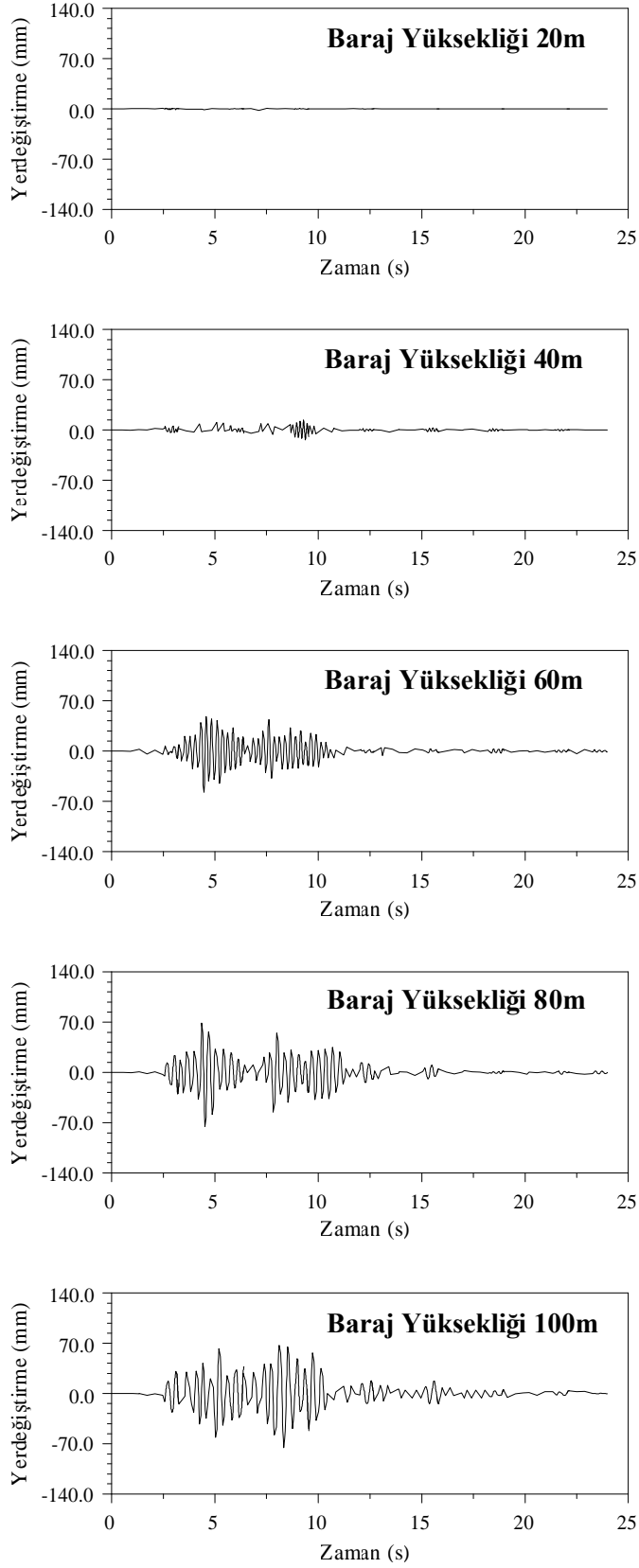
Baraj davranışının değerlendirilmesinde kret yerdeğıştirmeleri çok önemli olduğundan kret yerdeğıştirmelerinin deprem süresince değışimi incelenmiştir. 1994 Northridge depreminin MU2125 bileşeni (Uzak-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların lineer-elastik analizi sonucunda baraj kretinde elde edilen yerdeğıştirmelerin zamanla değışimi Şekil 3.17'de verilmiştir.

Maksimum asal çekme ve minimum asal basınç gerilmelerin zamanla değışimin incelenmesi, barajda oluşan gerilmelerin izin verilen maksimum ve minimum gerilmelerin aşıp aşılmadığının kontrol edilebilmesi açısından önem arz etmektedir. Buna göre, 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların lineer-elastik analizi sonucunda baraj topuğunda elde edilen minimum asal basınç gerilmelerinin zamanla

değişimi 1994 Northridge depreminin MU2125 bileşeni (Uzak-Fay) için Şekil 3.18'de sunulmuştur. Barajın topuk noktasında elde edilen bu minimum asal basınç gerilmeleri, bu çalışmada kabul edilen betonun basınç mukavemetinin (25MPa) altında kalmıştır.

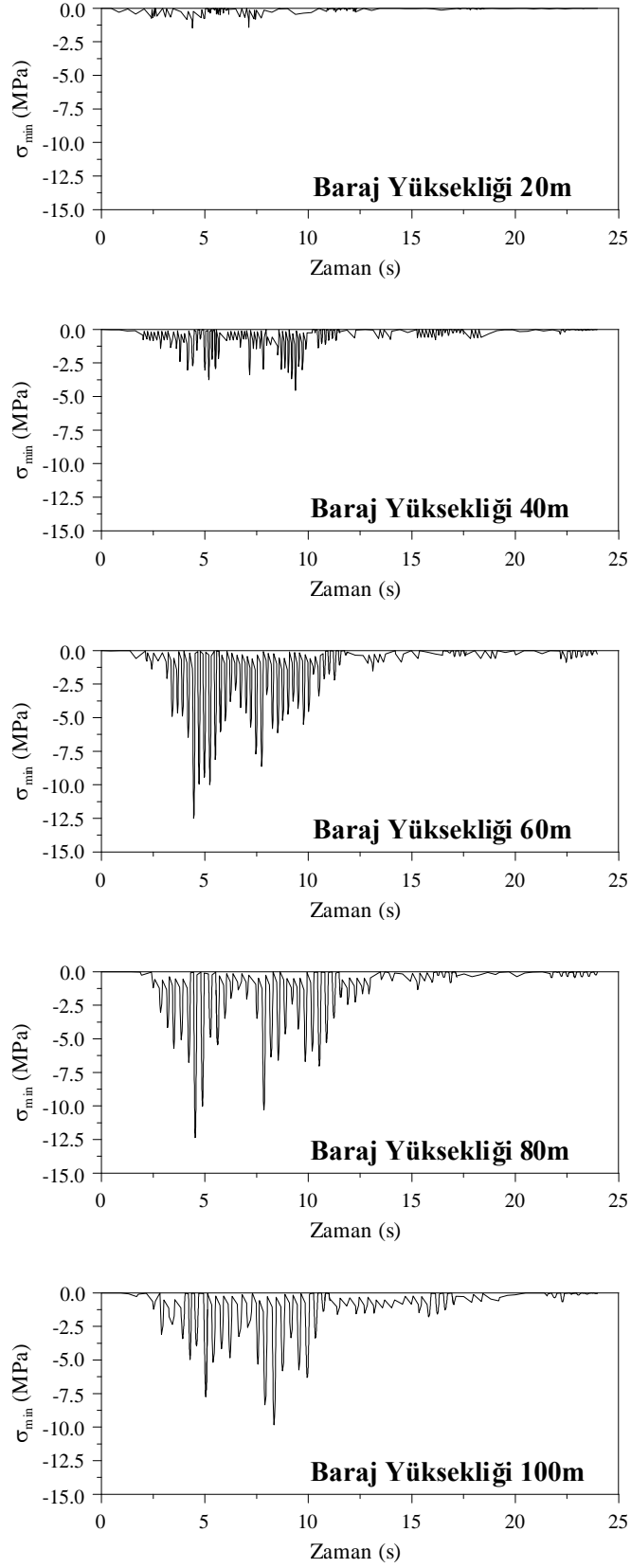
Seçilen barajların sismik performansı, topuk noktasındaki maksimum asal çekme gerilmeleri yardımıyla değerlendirilmiştir. 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların lineer-elastik analizi sonucunda baraj topuğunda elde edilen maksimum asal çekme gerilmelerin zamanla değişimi 1994 Northridge depreminin MU2125 bileşeni (Uzak-Fay) için Şekil 3.19'da verilmiştir. Şekil 3.20'de ise bu gerilmeler için elde edilen performans eğrileri görülmektedir.

1994 Northridge depreminin MU2125 bileşeni (Uzak-Fay) için beton ağırlık barajların performans eğrileri incelendiğinde 20m ve 40m yükseklikli barajların performans eğrilerinin kabul edilen performans eğrisinin altında kaldığı veya talep-kapasite oranının 2.0'den az ve betonun çekme mukavemetini aşan gerilmelerin yığılımlı süresi performans eğrisinin altında kaldığı için bu barajlardaki muhtemel hasar seviyesinin kabul edilebilir ölçüde olduğu söylenebilir. Ancak, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların performans eğrileri kabul edilen performans eğrisinin üstünde olduğu için bu barajlardaki hasarın daha doğru belirlenebilmesi için lineer olmayan analizin gerekli olduğu belirlenmiştir.

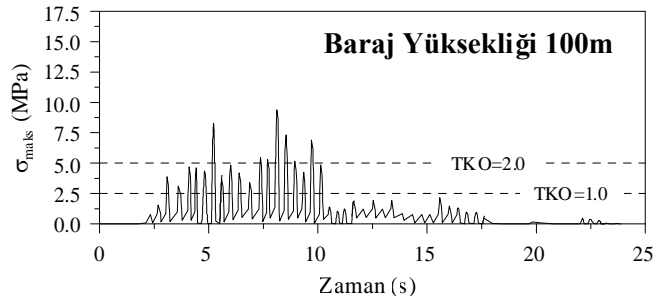
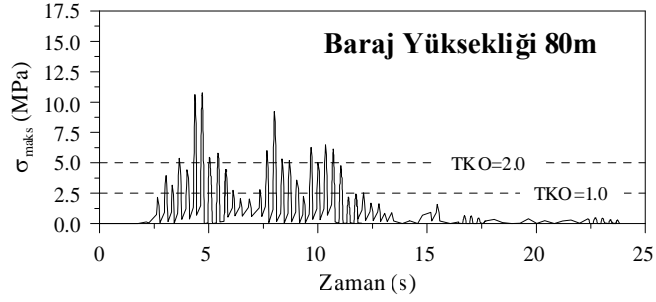
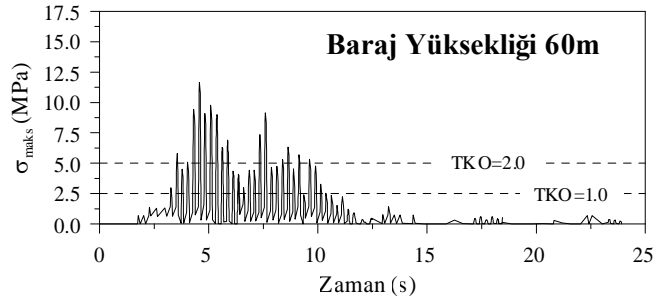
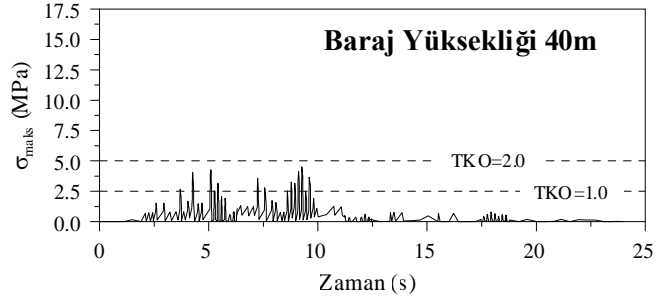
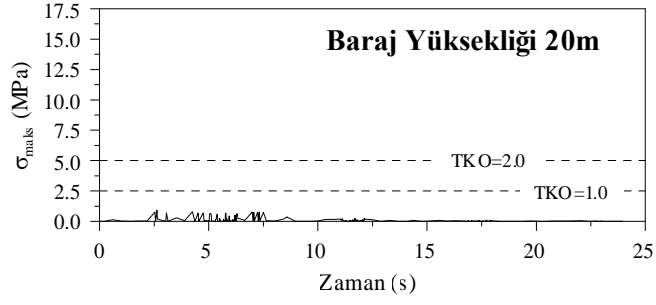


Şekil 3.17. 1994 Northridge depreminin MU2125 bileşeni (Uzak-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların kretinde elde edilen yerdeğiştirmelerin zamanla değişimi

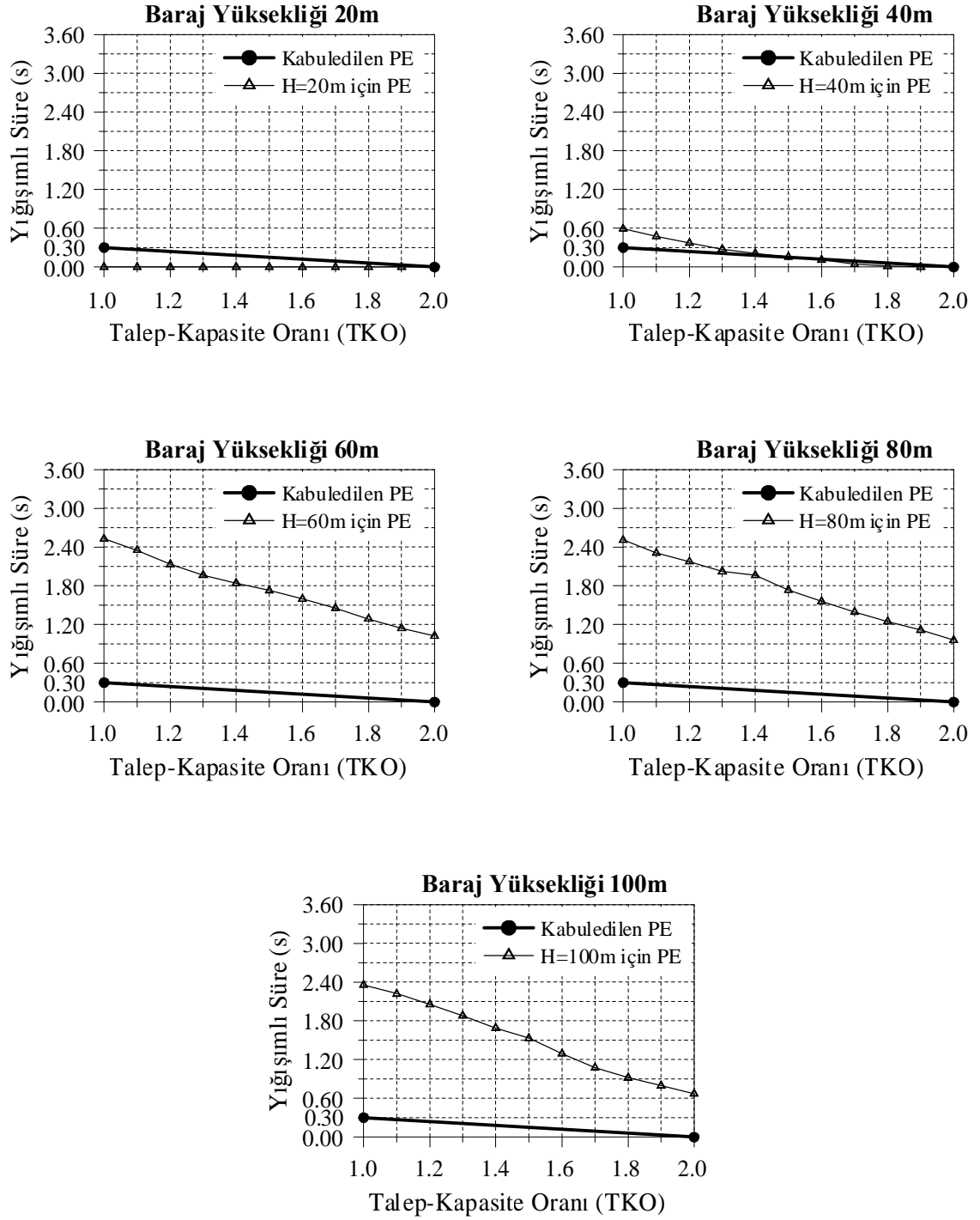




Şekil 3.18. 1994 Northridge depreminin MU2125 bileşeni (Uzak-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların topuğunda elde edilen minimum asal basınç gerilmelerinin zamanla değişimi



Şekil 3.19. 1994 Northridge depreminin MU2125 bileşeni (Uzak-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların topuğunda elde edilen maksimum asal çekme gerilmelerinin zamanla değişimi



Şekil 3.20. 1994 Northridge depreminin MU2125 bileşeni (Uzak-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların topuğunda elde edilen maksimum asal çekme gerilmelerine göre barajların performans eğrisi

### 3.4. 1995 Kobe Depremi İçin Analiz Sonuçlarının Değerlendirilmesi

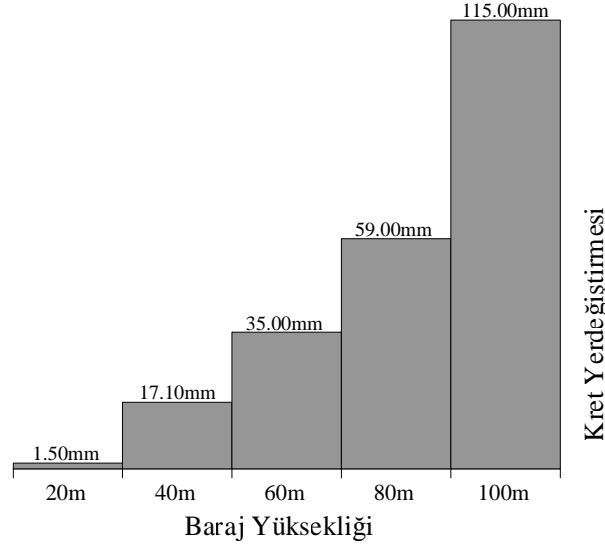
Yakın ve uzak-fay yer hareketine maruz beton ağırlık barajların yapısal performansına boyut etkisinin incelenmesinde üçüncü ve son olarak dikkate alınan deprem 1995 Kobe depremidir. Bu kısımda, 1995 Kobe depremi kullanılarak seçilen baraj kesitlerinin lineer-elastik analizi yapılmıştır. Analizlerde, 1995 Kobe depreminin TAZ090 bileşeni ve KAK090 bileşeni kullanılmıştır. Bu bileşenlerden ilki yakın-fay, ikincisi ise uzak-fay özelliği taşımaktadır (Tablo 2.1). Analizler sonucu elde edilen kret yerdeğiştirmeleri, minimum asal basınç ve maksimum asal çekme gerilmeleri ile performans eğrileri aşağıda ayrıntılı olarak verilmiştir.

#### 3.4.1.1995 Kobe Depreminin TAZ090 Bileşeni (Yakın-Fay) İçin Analiz Sonuçları

1995 Kobe depreminin TAZ090 bileşeni (Yakın-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların lineer-elastik analizi sonucunda baraj kretinde elde edilen yerdeğiştirmelerin mutlak değerce maksimum değerleri Şekil 3.21’de karşılaştırılmıştır. Bu şekildeki değerler incelendiğinde, baraj yüksekliği arttıkça kret yerdeğiştirmelerinin arttığı görülmektedir. Bununla birlikte, en büyük yerdeğiştirmeler en yüksek barajda değil 100m yükseklikli barajda ve 115mm olarak elde edilmiştir.

Baraj davranışının değerlendirilmesinde kret yerdeğiştirmeleri çok önemli olduğundan kret yerdeğiştirmelerinin deprem süresince değişimi incelenmiştir. 1995 Kobe depreminin TAZ090 bileşeni (Yakın-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların lineer-elastik analizi sonucunda baraj kretinde elde edilen yerdeğiştirmelerin zamanla değişimi Şekil 3.22’de verilmiştir.

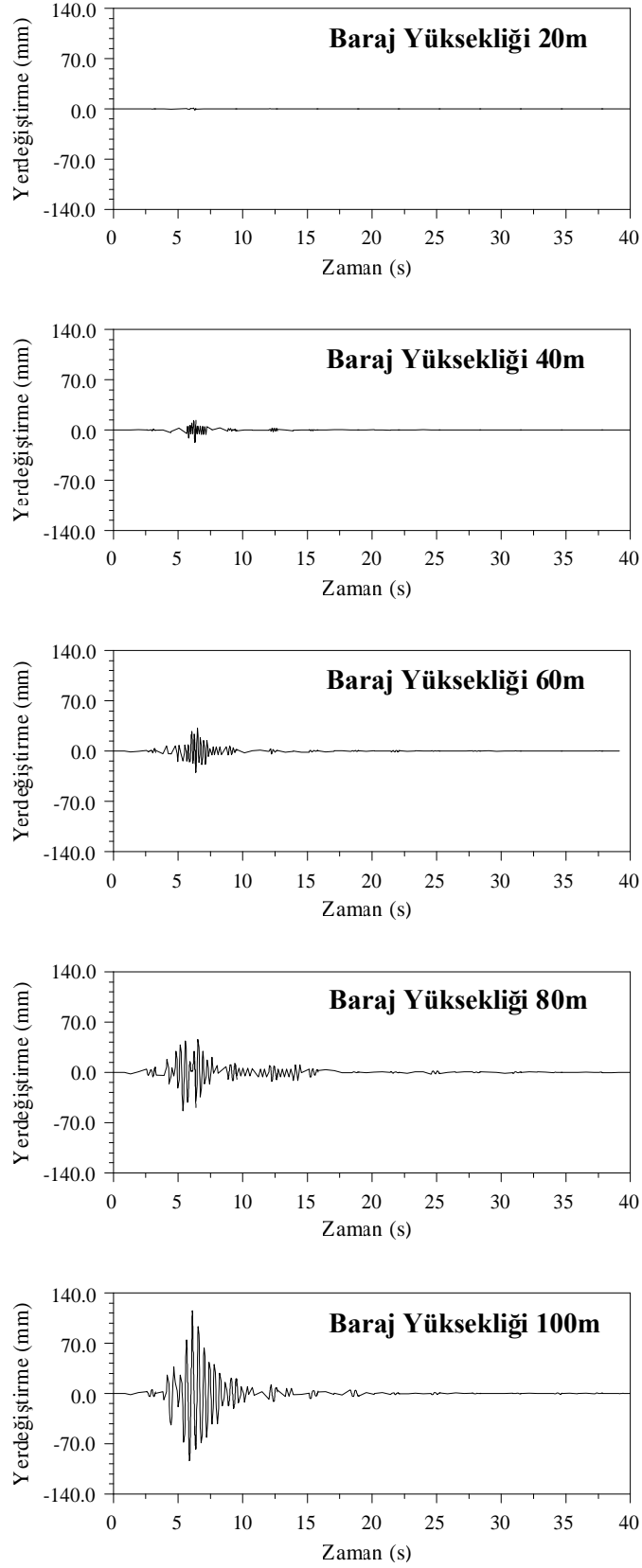
Maksimum asal çekme ve minimum asal basınç gerilmelerin zamanla değişiminin incelenmesi, barajda oluşan gerilmelerin izin verilen maksimum ve minimum gerilmelerin aşılıp aşılmadığının kontrol edilebilmesi açısından önem arz etmektedir. Buna göre, 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların lineer-elastik analizi sonucunda baraj topuğunda elde edilen minimum asal basınç gerilmelerinin zamanla değişimi 1995 Kobe depreminin TAZ090 bileşeni (Yakın-Fay) için Şekil 3.23’te sunulmuştur. Barajın topuk noktasında elde edilen bu minimum asal basınç gerilmeleri, bu çalışmada kabul edilen betonun basınç mukavemetinin (25MPa) altında kalmıştır.



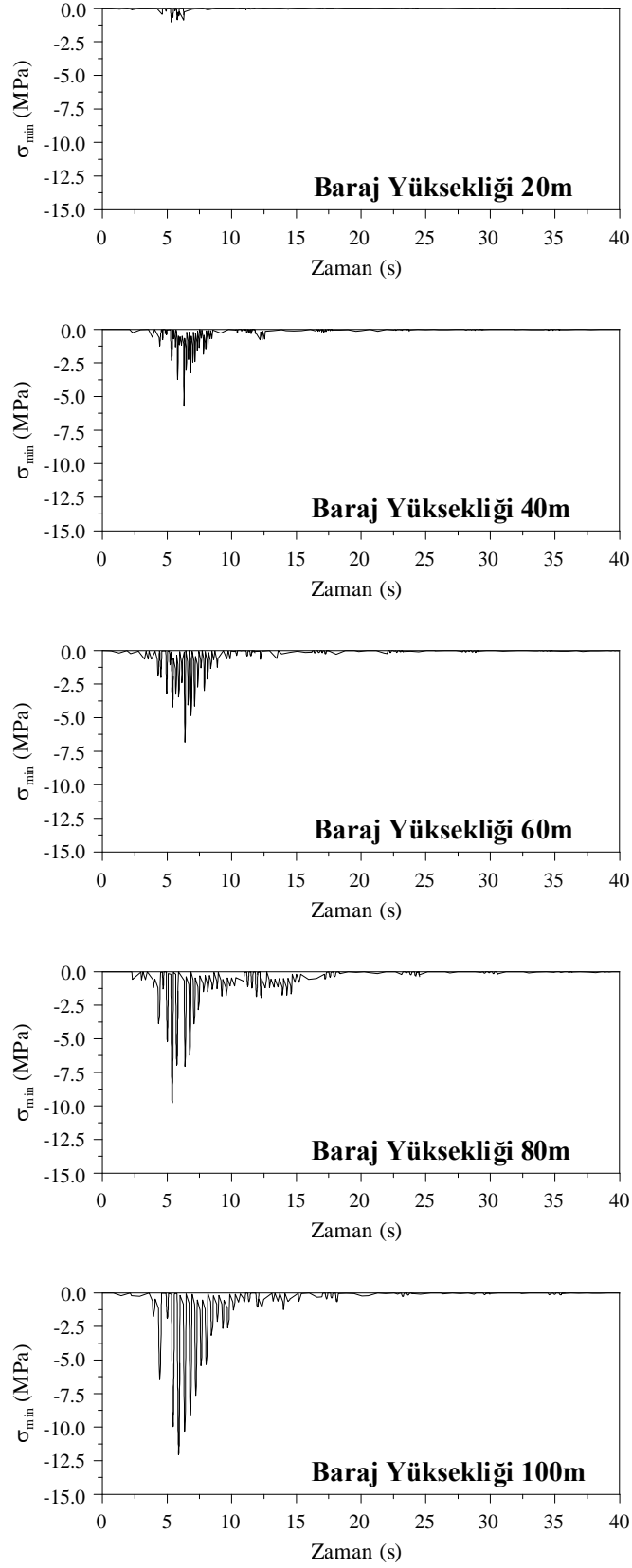
Şekil 3.21. 1995 Kobe depreminin TAZ090 bileşeni (Yakın-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların kretinde elde edilen yerdeğiştirmelerin mutlak değerce maksimum değeri karşılaştırılması

Seçilen barajların sismik performansı, topuk noktasındaki maksimum asal çekme gerilmeleri yardımıyla değerlendirilmiştir. 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların lineer-elastik analizi sonucunda baraj topuğunda elde edilen maksimum asal çekme gerilmelerin zamanla değişimi 1995 Kobe depreminin TAZ090 bileşeni (Yakın-Fay) için Şekil 3.24'te verilmiştir. Şekil 3.25'te ise bu gerilmeler için elde edilen performans eğrileri görülmektedir.

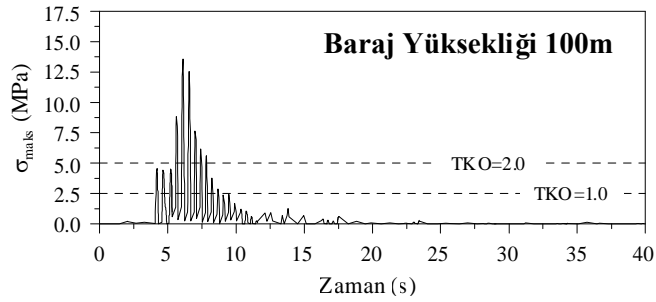
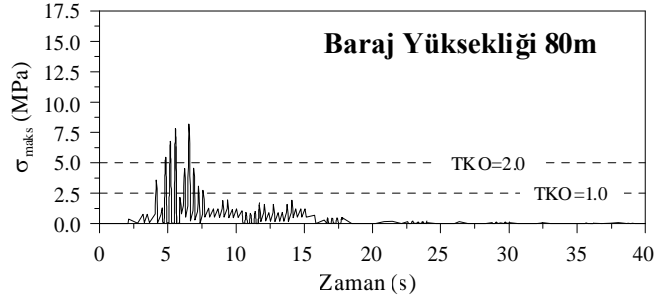
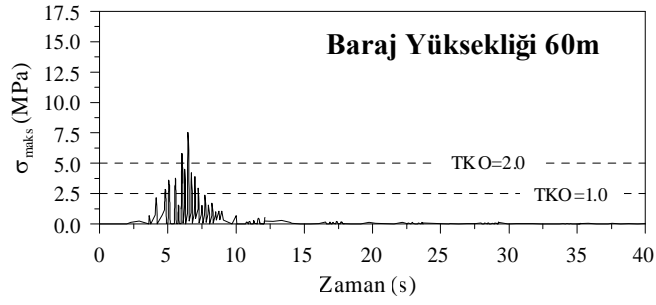
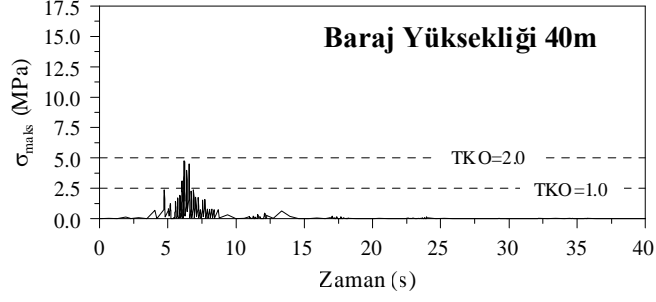
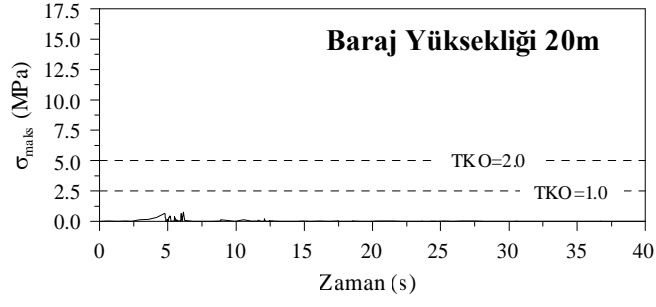
1995 Kobe depreminin TAZ090 bileşeni (Yakın-Fay) için beton ağırlık barajların performans eğrileri incelendiğinde 20m ve 40m yükseklikli barajların performans eğrilerinin kabul edilen performans eğrisinin altında kaldığı veya talep-kapasite oranının 2.0'den az ve betonun çekme mukavemetini aşan gerilmelerin yığılımlı süresi performans eğrisinin altında kaldığı için bu barajlardaki muhtemel hasar seviyesinin kabul edilebilir ölçüde olduğu söylenebilir. Ancak, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların performans eğrileri kabul edilen performans eğrisinin üstünde olduğu için bu barajlardaki hasarın daha doğru belirlenebilmesi için lineer olmayan analizin gerekli olduğu belirlenmiştir.



Şekil 3.22. 1995 Kobe depreminin TAZ090 bileşeni (Yakın-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların kretinde elde edilen yerdeğiştirmelerin zamanla değişimi

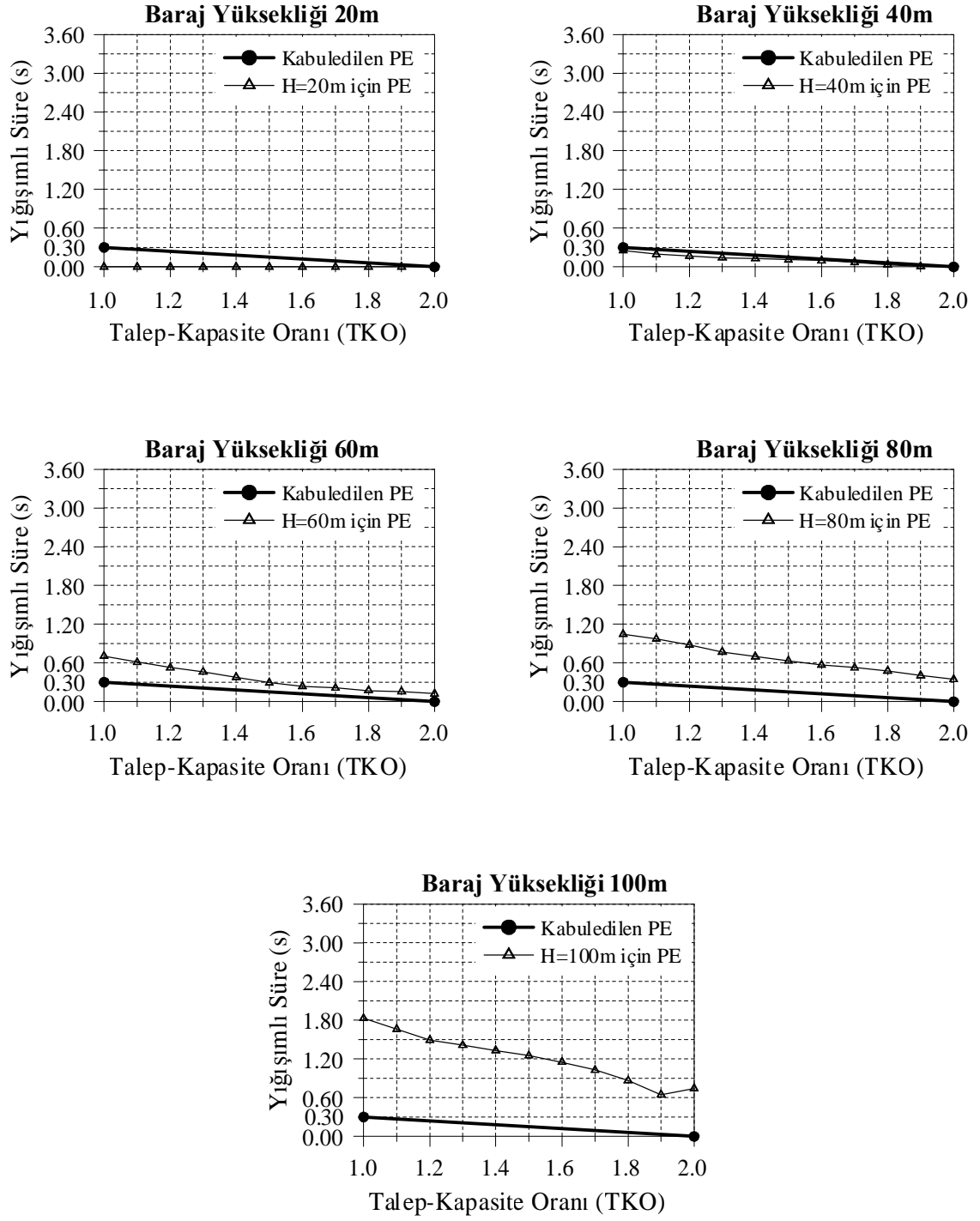


Şekil 3.23. 1995 Kobe depreminin TAZ090 bileşeni (Yakın-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların topuğunda elde edilen minimum asal basınç gerilmelerinin zamanla değişimi



Şekil 3.24. 1995 Kobe depreminin TAZ090 bileşeni (Yakın-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların topuğunda elde edilen maksimum asal çekme gerilmelerinin zamanla değişimi

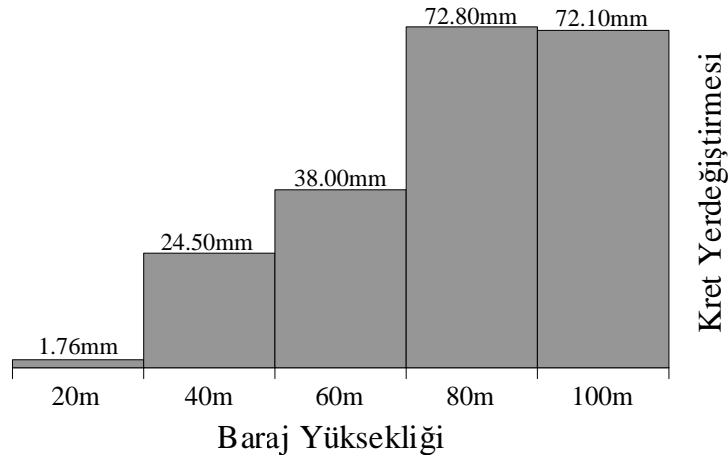




Şekil 3.25. 1995 Kobe depreminin TAZ090 bileşeni (Yakın-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların topuğunda elde edilen maksimum asal çekme gerilmelerine göre barajların performans eğrisi

### 3.4.2.1995 Kobe Depreminin KAK090 Bileşeni (Uzak-Fay) İçin Analiz Sonuçları

1995 Kobe depreminin KAK090 bileşeni (Uzak-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların lineer-elastik analizi sonucunda baraj kretinde elde edilen yerdeğiştirmelerin mutlak değerce maksimum değerleri Şekil 3.26'da karşılaştırılmıştır. Bu şekildeki değerler incelendiğinde, baraj yüksekliği arttıkça kret yerdeğiştirmelerinin arttığı görülmektedir. Bununla birlikte, en büyük yerdeğiştirmeler en yüksek barajda değil 80m yükseklikli barajda ve 72.8mm olarak elde edilmiştir.



Şekil 3.26. 1995 Kobe depreminin KAK090 bileşeni (Uzak-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların kretinde elde edilen yerdeğiştirmelerin mutlak değerce maksimum değerlerinin karşılaştırılması

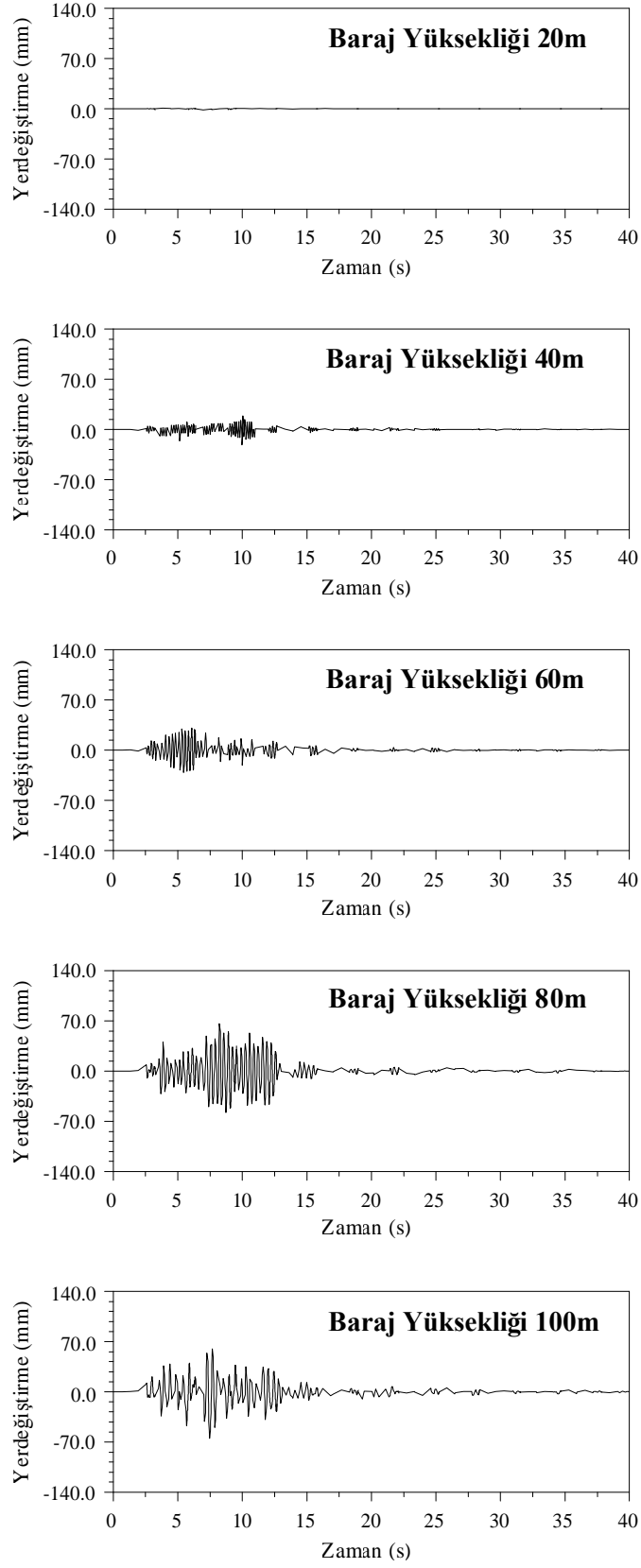
Baraj davranışının değerlendirilmesinde kret yerdeğiştirmeleri çok önemli olduğundan kret yerdeğiştirmelerinin deprem süresince değişimi incelenmiştir. 1995 Kobe depreminin KAK090 bileşeni (Uzak-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların lineer-elastik analizi sonucunda baraj kretinde elde edilen yerdeğiştirmelerin zamanla değişimi Şekil 3.27'de verilmiştir.

Maksimum asal çekme ve minimum asal basınç gerilmelerin zamanla değişiminin incelenmesi, barajda oluşan gerilmelerin izin verilen maksimum ve minimum gerilmelerin aşılmamasının kontrol edilebilmesi açısından önem arz etmektedir. Buna göre, 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların lineer-elastik analizi sonucunda baraj topuğunda elde edilen minimum asal basınç gerilmelerinin zamanla

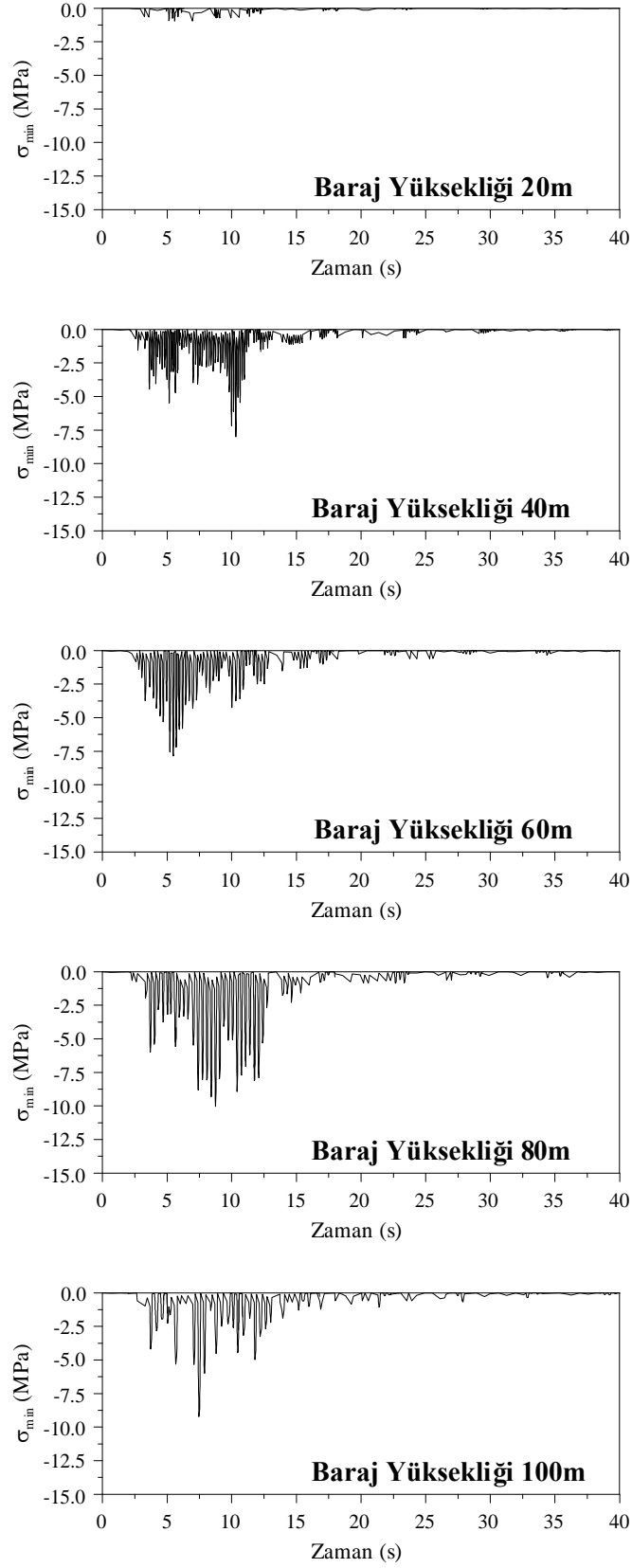
değişimi 1995 Kobe depreminin KAK090 bileşeni (Uzak-Fay) için Şekil 3.28'de sunulmuştur. Barajın topuk noktasında elde edilen bu minimum asal basınç gerilmeleri, bu çalışmada kabul edilen betonun basınç mukavemetinin (25MPa) altında kalmıştır.

Seçilen barajların sismik performansı, topuk noktasındaki maksimum asal çekme gerilmeleri yardımıyla değerlendirilmiştir. 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların lineer-elastik analizi sonucunda baraj topuğunda elde edilen maksimum asal çekme gerilmelerin zamanla değişimi 1995 Kobe depreminin KAK090 bileşeni (Uzak-Fay) için Şekil 3.29'da verilmiştir. Şekil 3.30'da ise bu gerilmeler için elde edilen performans eğrileri görülmektedir.

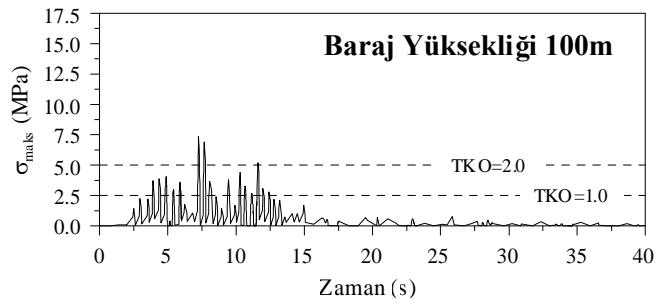
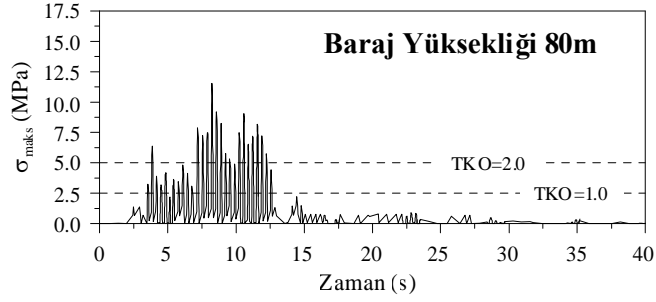
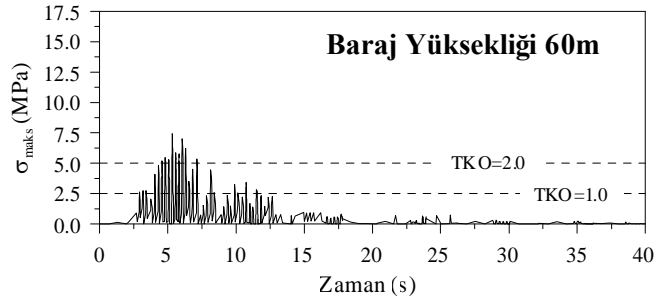
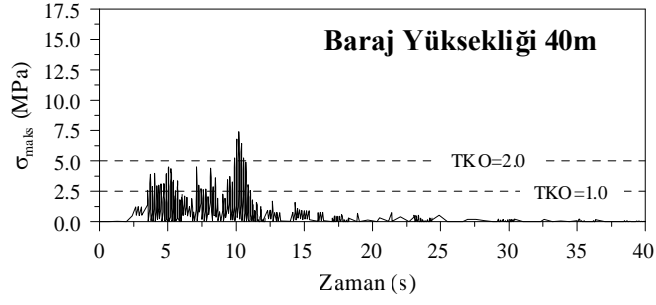
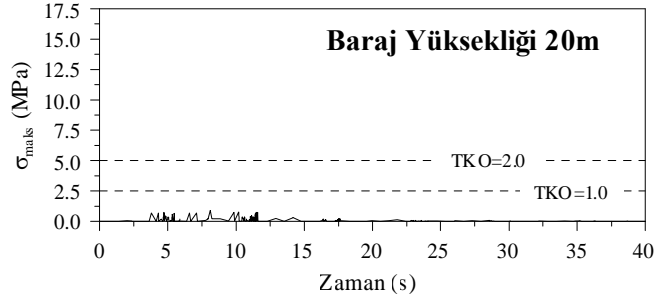
1995 Kobe depreminin KAK090 bileşeni (Uzak-Fay) için beton ağırlık barajların performans eğrileri incelendiğinde sadece 20m yükseklikli barajın performans eğrisinin kabul edilen performans eğrisinin altında kaldığı veya talep-kapasite oranının 2.0'den az ve betonun çekme mukavemetini aşan gerilmelerin yığılımlı süresi performans eğrisinin altında kaldığı için bu barajlardaki muhtemel hasar seviyesinin kabul edilebilir ölçüde olduğu söylenebilir. Ancak, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların performans eğrileri kabul edilen performans eğrisinin üstünde olduğu için bu barajlardaki hasarın daha doğru belirlenebilmesi için lineer olmayan analizin gerekli olduğu belirlenmiştir.



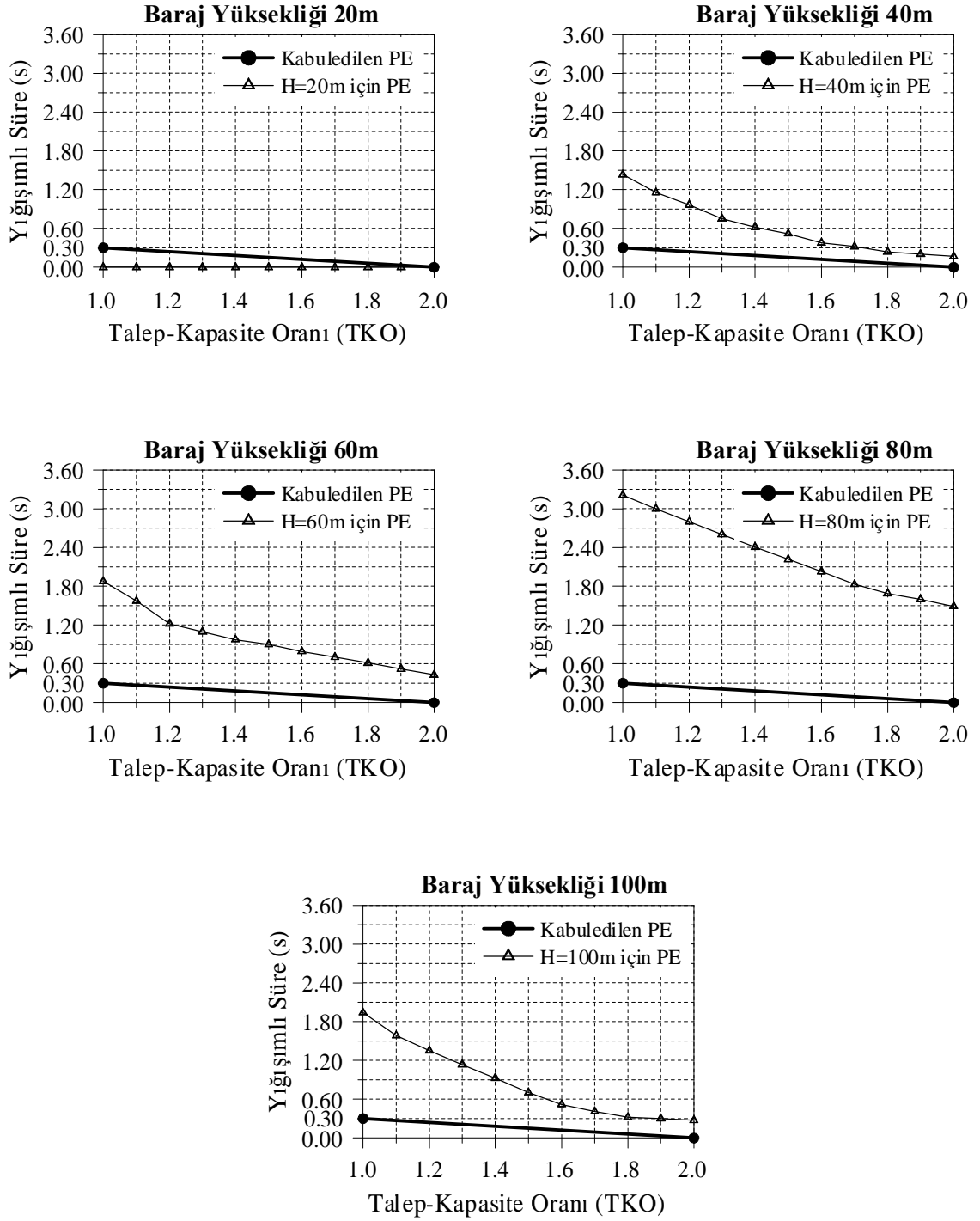
Şekil 3.27. 1995 Kobe depreminin KAK090 bileşeni (Uzak-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların kretinde elde edilen yerdeğiştirmelerin zamanla değişimi



Şekil 3.28. 1995 Kobe depreminin KAK090 bileşeni (Uzak-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların topuğunda elde edilen minimum asal basınç gerilmelerinin zamanla değişimi



Şekil 3.29. 1995 Kobe depreminin KAK090 bileşeni (Uzak-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların topuğunda elde edilen maksimum asal çekme gerilmelerinin zamanla değişimi



Şekil 3.30. 1995 Kobe depreminin KAK090 bileşeni (Uzak-Fay) için 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların topuğunda elde edilen maksimum asal çekme gerilmelerine göre barajların performans eğrisi

#### 4. SONUÇLAR

Bu tez çalışmasında, baraj-su-zemin etkileşimi dikkate alınarak yakın ve uzak-fay yer hareketine maruz beton ağırlık barajların yapısal performansına boyut etkisi incelenmiştir. Bu amaçla, Uluslararası Büyük Barajlar Komitesi (ICOLD) tarafından karşılaştırmalı analizler için tavsiye edilen baraj kesiti kullanılmıştır. USACE (U.S. Army Corps of Engineers)'de yer alan hasar kriterlerine göre beş farklı yüksekliğe sahip (20m, 40m, 60m, 80m ve 100m) beton ağırlık barajın yapısal performansı değerlendirilmiştir. Barajların yapısal performansına göre, lineer olmayan analizlere gerek olup olmadığına karar verilmiştir.

Bu çalışmada, üç farklı deprem yer hareketi kullanılmıştır. Bunlar; 1979 Imperial Valley, 1994 Northridge ve 1995 Kobe depremleridir. Bu depremlerin her birinde yakın ve uzak-fay yer hareketi özelliği taşıyan iki kayıt dikkate alınmıştır. Yakın ve uzak-fay yer hareketine maruz baraj-su-zemin sistemlerinin lineer elastik dinamik analizleri için Rayleigh sönüm sabitleri, %5 sönüm oranı kabul edilerek 2 ile 15 Hz frekans aralığı için hesaplanmıştır. Analizler, adım-adım integrasyon tekniği ile Wilson- $\theta$  metodu kullanılarak gerçekleştirilmiştir. İntegrasyon için zaman adımı 0.0025 saniye seçilmiştir.

Yapılan analizler sonucu elde edilen bulgulardan aşağıdaki sonuçlara ulaşılmıştır:

- 1) 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların lineer-elastik analizi sonucunda baraj kretinde elde edilen yerdeğiştirmelerin mutlak değerce maksimum değeri karşılaştırıldığında, baraj yüksekliği arttıkça kret yerdeğiştirmelerinin arttığı belirlenmiştir ve en büyük yer değiştirmeler genellikle 100m yükseklikli barajda elde edilmiştir.
- 2) 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların lineer-elastik analizi sonucunda baraj topuğunda elde edilen minimum asal basınç gerilmeleri, bu çalışmada kabul edilen betonun basınç mukavemetinin (25MPa) altında kalmıştır.
- 3) 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların lineer-elastik analizi sonucunda baraj topuğunda elde edilen maksimum asal çekme gerilmelerin zamanla değişimi incelendiğinde; bu çalışmada kabul edilen betonun çekme mukavemetinin (2.5MPa) çokça aşıldığı belirlenmiştir.



- 4) 1979 Imperial Valley Depremine maruz beton ağırlık barajların performans eğrileri incelendiğinde; H-E05230 bileşeni (Yakın-Fay) için 20m, 40m ve 60m yükseklikli barajların, H-E13230 bileşeni (Uzak-Fay) için ise 20m ve 40m yükseklikli barajların performans eğrilerinin kabul edilen performans eğrisinin altında kaldığı veya talep-kapasite oranının 2.0'den az ve betonun çekme mukavemetini aşan gerilmelerin yığılımlı süresi performans eğrisinin altında kaldığı için bu barajlardaki muhtemel hasar seviyesinin kabul edilebilir ölçüde olduğu söylenebilir. Bununla birlikte, 1979 Imperial Valley Depreminin H-E05230 bileşeni (Yakın-Fay) için 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların, H-E13230 bileşeni (Uzak-Fay) için ise 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların performans eğrileri kabul edilen performans eğrisinin üstünde olduğu için bu barajlardaki hasarın daha doğru belirlenebilmesi için lineer olmayan analizin gerekli olduğu belirlenmiştir.
- 5) 1994 Northridge depremine maruz beton ağırlık barajların performans eğrileri incelendiğinde; hem NWH360 bileşeni (Yakın-Fay) için hem de MU2125 bileşeni (Uzak-Fay) için 20m ve 40m yükseklikli barajların performans eğrilerinin kabul edilen performans eğrisinin altında kaldığı veya talep-kapasite oranının 2.0'den az ve betonun çekme mukavemetini aşan gerilmelerin yığılımlı süresi performans eğrisinin altında kaldığı için bu barajlardaki muhtemel hasar seviyesinin kabul edilebilir ölçüde olduğu söylenebilir. Bununla birlikte, hem NWH360 bileşeni (Yakın-Fay) için hem de MU2125 bileşeni (Uzak-Fay) için 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların performans eğrileri kabul edilen performans eğrisinin üstünde olduğu için bu barajlardaki hasarın daha doğru belirlenebilmesi için lineer olmayan analizin gerekli olduğu belirlenmiştir.
- 6) 1995 Kobe depremine maruz beton ağırlık barajların performans eğrileri incelendiğinde; TAZ090 bileşeni (Yakın-Fay) için 20m ve 40m yükseklikli barajların, KAK090 bileşeni (Uzak-Fay) için ise sadece 20m yükseklikli barajın performans eğrisinin kabul edilen performans eğrisinin altında kaldığı veya talep-kapasite oranının 2.0'den az ve betonun çekme mukavemetini aşan gerilmelerin yığılımlı süresi performans eğrisinin altında kaldığı için bu barajlardaki muhtemel hasar seviyesinin kabul edilebilir ölçüde olduğu söylenebilir. Bununla birlikte, TAZ090 bileşeni (Yakın-Fay) için 60m, 80m ve 100m yükseklikli, KAK090 bileşeni (Uzak-Fay) için ise 40m, 60m, 80m ve

100m yükseklikli beton ağırlık barajların performans eğrileri kabul edilen performans eğrisinin üstünde olduğu için bu barajlardaki hasarın daha doğru belirlenebilmesi için lineer olmayan analizin gerekli olduğu belirlenmiştir.

- 7) Baraj yüksekliği arttıkça, barajdaki yer değiştirme ve gerilmeler de artmaktadır. Bu çalışmada, 40 m yükseklikten sonra barajdaki yer değiştirme ve gerilmelerde önemli artışlar olmuş, bunun sonucunda genellikle 60m, 80m ve 100m yükseklikli barajlar için lineer olmayan analize gerek olduğu belirlenmiştir.
- 8) Yakın ve uzak-fay yer hareketine maruz 20m, 40m, 60m, 80m ve 100m yükseklikli beton ağırlık barajların lineer-elastik analizi sonucunda, uzak-fay yer hareketlerinin beton ağırlık barajlarda daha etkili olduğu tespit edilmiştir.

Bu çalışmada, beton ağırlık barajların muhtemel hasar seviyesi ve sismik performansı için Ghanaat (2002) tarafından önerilen yaklaşım kullanılmıştır. Bu yaklaşımda; lineer elastik analizler kullanılarak barajın hasar seviyesi ve sismik performansı, talep-kapasite oranlarının (TKO) büyüklüğü ve betonun çekme mukavemetini aşan gerilmelerin yığılımlı süresi kullanılarak belirlenmektedir. Burada sunulan sonuçlar göstermiştir ki; beton ağırlık barajların lineer-elastik dinamik analizleri sonucunda elde edilen maksimum asal çekme gerilmelerine göre belirlenen yapısal performans, barajların lineer olmayan analize ihtiyaç duyup duymayacağı hakkında bilgi vermesi bakımından araştırmacılara çok önemli katkıda bulunmaktadır.

## 5. KAYNAKLAR

- Akkaş, N., Akay, H.U. ve Yılmaz, Ç., 1979. Applicability of General-Purpose Finite Element Programs in Solid-Fluid Interaction Problems, Computers and Structures, 10, 773-783.
- Akköse, M. 2004., Lagrange Yaklaşımı ile Kemer Baraj-Su-Zemin Sistemlerinin Malzeme Bakımından Lineer ve Lineer Olmayan Dinamik Analizi, Doktora Tezi, KTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon.
- Anderson J.C.ve Bertero V.V., 1987. Uncertainties in Establishing Design Earthquake. Journal of Structural Engineering, ASCE; 113, 8, 1709-24.
- Bathe, K. J., 1996. Finite Element Procedures in Engineering Analysis, Prentice-Hall, New Jersey.
- Bathe, K.J., Wilson, E.L.ve Iding, R., 1974. NONSAP: A Structural Analysis Program for Static and Dynamic Response of Nonlinear Systems, Structural Engineering and Structural Mechanics, Department of Civil Engineering, Report No. UC SESM 74-3, University of California, Berkeley, California.
- Bayraktar, A., 1995. Asinkronize Yer Hareketi Etkisindeki Baraj-Rezervuar-Temel Sistemlerinin Dinamik Davranışı, Doktora Tezi, KTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon.
- Bayraktar, A., Altunışık, A.C., Sevim, B. ve Ateş, Ş., 2007. Effects of Pulse Signal of Near-Fault Strong Ground Motion on Nonlinear Response of Concrete Gravity Dam-Reservoir-Foundation Systems. International Symposium on Advances in Earthquake & Structural Engineering, October24-26, Süleyman Demirel University, Isparta-Antalya, Turkey
- Bayraktar, A., Dumanoglu, A.A. ve Calayir, Y., 1996. Asynchronous Dynamic Analysis of Dam-Reservoir-Foundation Systems by the Lagrangian Approach, Computers and Structures, 58, 5, 925-935.
- Bertero, V. V., Mahin, S.A. and Herrera, R. A., 1978. A Seismic Design Implications of San Fernando Earthquake Records.” Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 6, 1, 31-42.
- Bolzon, G., 2004. Size Effects in Concrete Gravity Dams: Comparative Study. Engineering Fracture Mechanics, 71, 1891-1906.
- Calayır, Y. ve Dumanoğlu, A.A., 1993. Static and Dynamic Analysis of Fluid and Fluid-Structure Systems by the Lagrangian Method, Computers and Structures, 49, 4, 625-632.

- Calayır, Y., 1994. Beton Ağırlık Barajların Euler ve Lagrange Yaklaşımları Kullanılarak Dinamik Analizi, Doktora Tezi, KTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon.
- Chai J.F. ve Loh C.H., 1999. Near-Fault Ground Motion and Its Effects on Civil Structures, Proceeding of the International Workshop on Mitigation of Seismic Effects on Transportation Structures, Taiwan, 70-81.
- Chen, W.F. ve Mizuno, E., 1990. Nonlinear Analysis in Soil Mechanics, Elsevier Science Publishers B. V., Amsterdam, Netherlands.
- Chopra, A. K. ve Chintanapakdee, C., 2001. Comparing Response of SDF Systems to Near-Fault and Far-Fault Earthquake Motions in the Context of Spectral Regions, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 30, 1769-1789.
- Chopra, A.K., 1970. Earthquake Response of Concrete Gravity Dams, Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, 96 (EM4), 7485, 443-454.
- Chopra, A.K., 1995. Dynamics of Structures, Prentice-Hall, New Jersey, USA.
- Chou, C.P. ve Pagano, N.J., 1967. Elasticity, D. Van Nostrand Company, USA.
- Clough, R.W. ve Penzien, J., 1993. Dynamics of Structures, Second Edition, McGraw-Hill Book Company, Singapore.
- Ghanaat, Y., 2002. Seismic Performance and Damage Criteria for Concrete Dams, Proceedings of the 3rd US-Japan Workshop on Advanced Research on Earthquake Engineering for Dams, San Diego, California.
- Greeves, E.J., 1990. The Investigation and Calibration of a Novel Lagrangian Fluid Finite Element with Particular Reference to Dynamic Fluid-Structure Interaction, Report No. UBCE-EE-90-05, Department of Civil Engineering, University of Bristol, Bristol.
- Greeves, E.J., 1991. The Modelling and Analysis of Linear and Nonlinear Fluid-Structure Systems with Particular Reference to Concrete Dams, Ph. D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Bristol.
- Hall J.F., Heaton T.H., Halling M.W. ve Wald D.J., 1995. Near-source Ground Motion and Its Effects on Flexible Buildings. Earthquake Spectra, 11, 4, 569-605.
- Kayabalı, K., 2003. Geoteknik Deprem Mühendisliği, Gazi Kitabevi, Ankara.
- Köseoğlu, E., 2007. Sıvı - Yapı Etkileşim Sistemlerinin Lagrange Yaklaşımıyla Stokastik Dinamik Analizi. Doktora Tezi, KTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon.
- Leger, P. and Leclerc, M., 1996. Evaluation of Earthquake Ground Motions to Predict Cracking Response of Gravity Dams. Engineering Structures, 18, 3, 227-239.

- Liao W., Loh C.H. and Lee B.H., 2004. Comparison of Dynamic Response of Isolated and Non-Isolated Continuous Girder Bridges Subjected to Near-Fault Ground Motions”, Engineering Structures, 26, 2173-2183.
- MacRae, G.A., Morrow, D.V. ve Roeder, C.W., 2001. Near-Fault Ground Motion Effects on Simple Structures, Journal of Structural Engineering, 127, No.9
- Malhotra P.K., 1999. Response of Buildings to Near- Field Pulse-Like Ground Motions, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 28, 1309-26.
- 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, 137-151.
- Timoshenko, S. ve Goodier, J.N., 1969. Elastisite Teorisi, Çeviri: Kayan, İ. ve Şuhubi, E., arı Kitabevi Matbaası.
- URL-1, Afet İşleri Genel Müdürlüğü, <http://angora.deprem.gov.tr/ftpt.htm>. 04.04.2009.
- URL-2, <http://peer.berkeley.edu/smcat/search.html>. 29.04.2009.
- USACE, 2003. Time-History Dynamic Analysis of Concrete Hydraulic Structures, U.S. Army Corps of Engineers, EM 1110-2-6051.
- USACE, Army Corps of Engineers, 2003. Time-History Dynamic Analysis of Concrete Hydraulic Structures, Engineering and Design.
- Phan; M.V., Saiid Saiidi, F., Anderson J. ve Ghasemi H., 2007. Near-Fault Ground Motion Effects on Reinforced Concrete Bridge Columns, Journal of Structural Engineerings, 10.1061/(ASCE)0733-9445(2007)133:7(982)
- 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, 1657-1668.
- Yılmaz, Ç., 1988. Barajların Deprem Analizi, Su Yapıları Semineri, Haziran, Samsun, 183-205.
- Zienkiewicz, O.C. ve Taylor, R.L., 1989. The Finite Element Method, I, Mc Graw-Hill.
- Zienkiewicz, O.C., 1964. Hydrodynamic Pressures Due to Earthquakes, Water Power, 16, 9, 382-388.

## ÖZGEÇMİŞ

Fatma GÜL, 1981 yılında Erzurum’da doğdu. İlk ve orta öğrenimini 1987–1995, lise öğrenimini ise 1995–1999 yılları arasında Trabzon’da tamamladı. 2000 yılında başlamış olduğu Atatürk Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü’nden 2004 yılında mezun oldu. 2004–2005 yılları arasında özel bir şirkette proje mühendisi olarak çalıştıktan sonra, 2005 yılında girdiği sınavı kazanarak Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı’nda Yüksek Lisans öğrenimine başladı. Evli olan Fatma GÜL, iyi derecede İngilizce bilmektedir.