

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**BETONARME YÜKSEK BİR BİNANIN 2007 TÜRK DEPREM
YÖNETMELİĞİNE GÖRE TASARIMI VE İSTANBUL YÜKSEK BİNALAR
DEPREM YÖNETMELİĞİNE GÖRE PERFORMANSININ İNCELENMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Gökhan Murat TEMİZ

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Deprem Mühendisliği Programı

OCAK 2014

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**BETONARME YÜKSEK BİR BİNANIN 2007 TÜRK DEPREM
YÖNETMELİĞİNE GÖRE TASARIMI VE İSTANBUL YÜKSEK BİNALAR
DEPREM YÖNETMELİĞİNE GÖRE PERFORMANSININ İNCELENMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

**Gökhan Murat TEMİZ
(501081217)**

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Deprem Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Prof. Dr. Kadir GÜLER

OCAK 2014

İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü'nün 501081217 numaralı Yüksek Lisans Öğrencisi **Gökhan Murat TEMİZ** ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı “**BETONARME YÜKSEK BİR BİNANIN 2007 TÜRK DEPREM YÖNETMELİĞİNE GÖRE TASARIMI VE İSTANBUL YÜKSEK BİNALAR DEPREM YÖNETMELİĞİNE GÖRE PERFORMANSININ İNCELENMESİ**” başlıklı tezini aşağıda imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

Tez Danışmanı : **Prof. Dr. Kadir GÜLER**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Jüri Üyeleri : **Prof. Dr. Turgut ÖZTÜRK**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Prof. Dr. Erdal ŞAFAK
Boğaziçi Üniversitesi

Teslim Tarihi : **16 Aralık 2013**
Savunma Tarihi : **23 Ocak 2014**

Aileme,

ÖNSÖZ

Tez çalışmam süresince bilgi ve deneyimiyle yardımlarını esirgemeyen, kendisine her zaman ulaşabildiğim değerli danışman hocam Sayın Prof. Dr. Kadir GÜLER' e ve eğitim ve öğrenim hayatımda emeği geçen tüm hocalarıma teşekkürlerimi sunarım.

Hayatım boyunca desteklerini hiçbir zaman esirgemeyen sevgili aileme göstermiş oldukları sabır ve hoşgörü için teşekkür ediyorum.

Ocak 2014

Gökhan Murat TEMİZ
(İnşaat Mühendisi)

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ.....	vii
İÇİNDEKİLER	ix
KISALTMALAR	xi
ÇİZELGE LİSTESİ.....	xiii
ŞEKİL LİSTESİ.....	xv
ÖZET.....	xviii
SUMMARY	xix
1. GİRİŞ	1
2. DEPREME DAYANIKLI TASARIM FELSEFESİ	3
2.1 Giriş.....	3
2.2 Depreme Dayanıklı Bina Tasarımı.....	4
2.2.1 Kapasite tasarım ilkesi	5
2.2.2 Performansa dayalı tasarım.....	8
2.3 Yüksek Binaların Tasarımı.....	11
3. İSTANBUL YÜKSEK BİNALAR DEPREM YÖNETMELİĞİ	13
3.1 Genel Hükümler	13
3.2 Deprem Etkisinin Tanımlanması.....	13
3.2.1 Deprem düzeyleri	13
3.2.1.1 (D1) deprem düzeyi.....	13
3.2.1.2 (D2) deprem düzeyi.....	14
3.2.1.3 (D3) deprem düzeyi.....	14
3.2.2 Deprem tasarım spektrumları.....	14
3.2.3 Zaman tanım alanında deprem etkisi	15
3.3 Yüksek Binalar İçin Tanımlanan Performans Düzeyleri, Bölgeleri, Hedefleri	17
3.3.1 Minimum hasar (kesintisiz kullanım) performans düzeyi (MH-KK)	17
3.3.2 Kontrollü hasar (can güvenliği) performans düzeyi (KH-CG)	17
3.3.3 İleri Hasar (göçmeme güvenliği) performans düzeyi (İH-GG)	17
3.3.4 Performans bölgeleri	18
3.4 Yüksek Binalar İçin Analiz ve Tasarım Yöntemleri	18
3.4.1 Yüksek binalar için analiz yöntemleri	18
3.4.2 Analiz modeline ilişkin kural ve koşullar	19
3.4.3 Yüksek binalarda performansa göre deprem tasarımı.....	21
3.4.3.1 Tasarım aşaması (I-A).....	21
3.4.3.2 Tasarım aşaması (I-B).....	22
3.4.3.3 Tasarım aşaması (II).....	23
3.4.3.4 Tasarım aşaması (III)	24
3.5 Bağımsız Tasarım Kontrolü	25
4. ÖRNEK İNCELEME	27
4.1 Yapı Genel Bilgileri	27
4.1.1 Taşıyıcı sistem.....	27
4.1.2 Yükler.....	28

4.1.3 Sistem modeli.....	29
4.2 Yapının DBYBHY 2007'ye Göre Tasarımı	30
4.2.1 Hesap yöntemi.....	30
4.2.2 Spektral yükler altında modal analiz.....	31
4.2.3 Toplam Taban Kesme Kuvvetleri	32
4.2.4 Düzensizlik kontrolleri.....	34
4.3 Betonarme Tasarımı	38
4.3.1 Örnek giriş betonarme hesapları	38
4.3.2 Örnek kolon betonarme hesapları	43
4.3.3 Örnek perde betonarme hesapları.....	46
4.4 Yönetmeliklerdeki Spektrumlar ve Kullanılacak İvme Kayıtları.....	49
4.4.1 Zaman tanım alanında ölçekleme işlemi	50
4.5 Tasarım Aşaması (I-B)	51
4.5.1 Malzeme bilgileri	52
4.5.2 Giriş modelleme	53
4.5.3 Bağ girişi modelleme	53
4.5.4 Kolon modelleme	54
4.5.5 Perde modelleme	56
4.5.6 Sönüm modelleme.....	58
4.6 Analiz	58
4.6.1 Taban kesme kuvvetleri	61
4.6.2 Göreli kat ötelemeleri.....	62
4.6.3 Enerji yutma kapasiteleri.....	62
4.6.4 Deprem performansı kontrolleri.....	63
5. SONUÇ VE ÖNERİLER.....	71
KAYNAKLAR.....	75
EKLER.....	77
ÖZGEÇMİŞ.....	109

KISALTMALAR

DBYBHY	: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik 2007
TDY	: Türk Deprem Yönetmeliği
İYBDY	: İstanbul İli Yüksek Binalar Yönetmeliği (Taslak 2008)
TSE	: Türk Standardları Enstitüsü
CQC	: Complete Quadratic Combination (Tam Kuadratik Birleşim)
SRSS	: Square Root of Sum of Squares (Karelerin Toplamının Karekökü)
FEMA	: Federal Emergency Management Agency
ETABS	: Extended 3D Analysis Of Building Systems
PERFORM	: Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures
SAP	: Integrated Software for Structural Analysis and Design
XTRACT	: Cross Sectional Structural Analysis Program for Structural Engineers
SEAOC	: Structural Engineer Association of California
MH	: Minimum Hasar
KK	: Kesintisiz Kullanım
KH	: Kontrollü Hasar
CG	: Can Güvenliği
İH	: İleri Hasar
GG	: Göçmeme Güvenliği

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 3.1 : Yüksek binalar için performansa göre tasarım aşamaları	5
Çizelge 4.1 : α_s Taban kesme kuvveti oranları	32
Çizelge 4.2 : Yük birleşimleri.....	37
Çizelge 4.3 : Bağ kirişi tasarımı	43
Çizelge 4.4 : İYBDY deprem düzeyi değerleri	49
Çizelge 4.5 : Seçilen deprem yer hareketlerinin karakteristik özellikleri.....	51
Çizelge 4.6 : Kiriş hasar sınırları ve plastik dönmeler.....	55
Çizelge 4.7 : Taban kesme kuvvetleri.....	61
Çizelge 4.8 : Kiriş kesit dönmeleri ve max oranlar	64
Çizelge 4.9 : Kiriş kesme kuvvetleri.....	66
Çizelge 4.10 : Bağ kirişi yerdeğiştirme ve dönmeleri	67
Çizelge 4.11 : Kolon kesit dönmeleri ve maksimum oranlar	68
Çizelge 4.12 : Kolon kesme kuvvetleri ve kapasiteleri	68
Çizelge 4.13 : Perdelerin deprem etkisi altındaki maksimum birim kısalma ve uzamalarının kesit güvenlik sınırına oranı.	69
Çizelge 4.14 : Perdelerin deprem etkisi altındaki maksimum ve minimum kesme kuvveti değerleri ve kesme kuvveti kapasiteleri	70

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1 : Bileşik eğilme etkisindeki betonarme kesitte moment eğrilik diyagramı...	6
Şekil 2.2 : Çerçeve sistemlerde olası mekanizma durumları.....	6
Şekil 2.3 : Tek katlı çerçevelerde olası mekanizma durumları.....	7
Şekil 2.4 : Hasar bölgeleri	10
Şekil 2.5 : Eşit yerdeğiştirme kuralı	10
Şekil 3.1 : İYBDY tasarım spektrumu.....	14
Şekil 3.2 : İYBDY’de İstanbul bölgelerinin Ana Marmara Fay hattına uzaklıkları..	16
Şekil 3.3 : İYBDY dayanım şekildeğiştirme eğrisi hasar bölgeleri diyagramı	18
Şekil 3.4 : İYBDY’de tanımlanan moment eğrilik ilişkisi	20
Şekil 4.1 : Zemin kat kalıp planı.....	29
Şekil 4.2 : Sistem modeli	30
Şekil 4.3 : Z2 zemin sınıfı için tasarım ivme spektrumu	32
Şekil 4.4 : Kiriş grupları	38
Şekil 4.5 : Kiriş donatıları şematik gösterimi	39
Şekil 4.6 : Kiriş kesme tasarımı.....	40
Şekil 4.7 : Kiriş orta bölgesi kesme kuvvetleri.....	41
Şekil 4.8 : Kolon tek yönlü etriye açılımı.....	44
Şekil 4.9 : Çekirdek bölgesi perde grupları	46
Şekil 4.10 : Çekirdek perdeleri şematik donatı yerleşimi.....	48
Şekil 4.11 : D1 ve D2 deprem düzeyi.....	50
Şekil 4.12 : D3 deprem düzeyi ve karşılaştırma	50
Şekil 4.13 : Sargılı beton modeli	52
Şekil 4.14 : Donatı modeli	52
Şekil 4.15 : Kiriş moment eğrilik diyagramı	53
Şekil 4.16 : Bağ kirişi donatı modeli	54
Şekil 4.17 : Kolon P-M diyagramı.....	56
Şekil 4.18 : Perde fiber eleman modeli.....	56
Şekil 4.19 : Perde çerçeve hesap modeli	57
Şekil 4.20 : Rayleigh Sönüm Oranı	58
Şekil 4.21 : 1.Mod Y doğrultusu (H2).....	59
Şekil 4.22 : 2. Mod X Doğrultusu (H1)	60
Şekil 4.23 : X ve Y doğrultusu görelî kat ötelemeleri	62
Şekil 4.24 : Düzce Depreminde yutulan elastik ve elastik olmayan enerji	63
Şekil 4.25 : B60x60 grup 4 kiriş grubunun zamana bağılı plastik dönmesi	63
Şekil 4.26 : B60x60 grup 4 kiriş grubunda z. tanım alanında moment değışimi	65
Şekil 4.26 : Bağ kirişi kesme dönme ilişkisi	66
Şekil 4.28 : P1 perdesinin birim kısalma ve uzamasının zamanla değışimi	69

BETONARME YÜKSEK BİR BİNANIN 2007 TÜRK DEPREM YÖNETMELİĞİNE GÖRE TASARIMI VE İSTANBUL YÜKSEK BİNALAR DEPREM YÖNETMELİĞİNE GÖRE PERFORMANSININ İNCELENMESİ

ÖZET

Deprem tehlikesi altında mevcut yönetmeliklerin çoğundaki tasarım aşamaları dayanım bazlı tasarım yaklaşımına göre hazırlanmıştır. Bu yaklaşım mühendisleri aynı kurallar ve içerikle az ya da orta yükseklikte kısıtlı yapılar tasarlamaya yönlendirmektedir. Artan nüfus, hızlı şehirleşme, barınma ve çalışma alanları ihtiyacı mühendisleri yüksek yapı tasarlamaya zorlamaktadır. Bu nedenle son yıllarda mevcut yönetmeliklerin yeterlilikleri tasarım felsefesi bakımından sorgulanmıştır. Performansa göre tasarım yaklaşımını esas alan özel düzenlemeler yoğun çalışmalar hazırlanmış ve dünyada daha çok yüksek binaların sismik tasarımı için tavsiyeler adı altında yayımlanmıştır. Bu gelişmelere paralel olarak ülkemizde yüksek yapılar için İstanbul İli Bölgesi ile sınırlı tutulmuş ve taslak halde bulunan İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği (İYBDY) hazırlanmıştır.

Bu çalışmanın amacı, 28 katlı betonarme bir perde çerçeve taşıyıcı sisteme sahip binanın yürürlükte bulunan Türk Deprem Yönetmeliği (DBYBHY) 'de bulunan analiz aşamalarını kullanarak yapıyı tasarlamak ve taslak haldeki İYBDY de yer alan analiz aşamalarını kullanarak yapının deprem performansını incelemektir. Mevcut yönetmeliğin taslak halde bulunan yönetmeliğe uygunluğu irdelenecektir.

Bunun için depreme dayanıklı tasarım ile ilgili teorik kısa bilgiler çalışmanın ikinci bölümünde sunulmuştur. Ardından (İYBDY) içeriği tanımlanmış ve tasarım felsefesi üçüncü bölümde açıklanmıştır. Dördüncü bölümde örnek bina hakkında genel bilgiler verilmiş ve mevcut yönetmelikteki doğrusal analiz yöntemlerine göre bina taşıyıcı sistemi boyutlandırılmıştır. Örnek binanın doğrusal olmayan davranışı taslak haldeki yönetmeliğin tasarım aşamaları uygulanarak göz önüne alınmıştır.

Çalışmanın son bölümünde analiz sonuçları elde edilmiş, sonuçlar her iki yönetmelik açısından değerlendirilmiş ve tartışılmıştır.

DESIGN OF A HIGH RISE REINFORCED CONCRETE BUILDING ACCORDING TO TURKISH SEISMIC CODE AND EARTHQUAKE PERFORMANCE ANALYSIS BY ISTANBUL HIGH RISE BUILDINGS EARTHQUAKE CODE

SUMMARY

In developed and developing countries, because of rapid urbanization and growing business requirements of international relations, growing demand for high-rise buildings is increasing day by day. Developments in structural engineering, computer technology and the material science help engineers to be familiar to the earthquake motions and the effects of earthquake on buildings in a more realistic and accurate way. These developments with the observation of the non linear behavior of structural systems in an earthquake, enable engineers to accomplish more accurate designs.

However, nowadays earthquake regulations which were prepared by considering the short buildings can not be used for the design of tall buildings. Structural analysis which are made of according to strength design approach with the assumption of linear elastic behavior force engineers to choose a specific structural systems at the design stage. Therefore, the current regulations of the tallest buildings in the design stage criteria, methods and are insufficient in terms of content.

Most of the current codes have been prepared according to strength design approach under seismic hazard. This approach leads engineers to design structures with similar rules and concepts that are limited to lowrise or mediumrise buildings. Growing population, higher urbanization, the need for sheltering and working spaces urge engineers to design high rise buildings. Therefore, the adequacy of existing codes for high rise buildings has been questioned for design philosophy in recent years. Special regulations based on performance design approach have been prepared within the literal sense and mostly published under the name of recommendations for the seismic design of high rise buildings. These requirements depend on in recent years as city of Los Angeles limited LATBSDC - Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council (2005, 2008), San Francisco in the city SEAONC - Structural

Engineers Association of Northern California (2007) and CTBUH - Council on Tall Building and Urban Habitat (2008) including guiding documents were published as a recommendation reported. These studies as a basic principle under seismic effects as a basis for Performance-Based Design approach. In this design approach, high-rise buildings under earthquake ground motion at a specific level of damage in structural elements is estimated numerically and in each element of the damage below the acceptable limits as to whether the damage is controlled.

Parallel to these developments, in Turkey the draft version called Istanbul High Rise Buildings Earthquake Code (IHRBEC) have been prepared for high rise structures within the limit of İstanbul city region.

The purpose of this study is to design a 28 story reinforced concrete frame-wall case study structure by using the analysis procedures of the current Turkish Earthquake Resistant Design Code (TERDC) and examine the performance level by using the analysis procedures of the draft version of (IHRBEC). The appropriateness of the current design code is going to be checked with the draft version.

Proficiency in this study based on the capacity of resistance to deformation by the design approaches performance based design approach based on the designated samples will be analyzed on a reinforced concrete building. In this respect with the code procedures (TERDC) the building is going to be analyzed with linear elastic analysis methods, nonlinear analysis methods applied by IHRBEC guidelines seismic performance of structures will be discussed. the relevant linear and nonlinear behavior of reinforced concrete building systems based on the strength design, performance, design and calculation method based on the summary information will be given. Examining the regulation contained in draft form, and 28-storey concrete high-rise building with a total height of 100.00 m run and the findings of the analysis are evaluated and the results are given.

To perform this, a brief information related to theoretical aspects of seismic resistant design are presented in the second chapter of the study. Then IHRBEC's content is described and design philosophy are explained in the third chapter. The general information of the case study is presented and designed the structural system with linear analysis conforming to current design code. The non linear behaviour of the case structure is considered by applying the draft version procedures.

The analysis results are obtained and results evaluated and discussed in terms of both codes at the last chapter of the study.

1. GİRİŞ

Gelişmiş ve gelişmekte olan ülkelerde hızlı kentleşmenin ve artan uluslararası ilişkilerin yarattığı konut ve işyeri gereksinimleri, kat sayıları giderek artan yüksek binalara olan talebi gün geçtikçe arttırmaktadır. Ancak, günümüzde binaların deprem etkisi altında tasarımı için kullanılmakta olan deprem yönetmelikleri çok yüksek olmayan binalar gözetilerek hazırlanmıştır. *Dayanıma Göre Tasarım* yaklaşımı çerçevesinde doğrusal elastik davranış varsayımı ile yönetmelik kıstaslarına göre yapılan analizler, mühendisleri henüz tasarım aşamasında belirli taşıyıcı sistemlerin seçimine zorlamaktadır. Bu nedenle yüksek binaların tasarım aşamasında mevcut yönetmelikler kıstas, yöntem ve içerik bakımından yetersiz kalmaktadır. Son yıllarda deprem tehlikesi altındaki büyük metropollerde yüksek binaların sayı ve yükseklik bakımından giderek artması bu tür binalar için özel deprem yönetmeliklerinin ve tavsiye edilen belgelerin hazırlanması ve uygulanmasını gündeme getirmiştir.

Bu gereksinimlere bağlı olarak son yıllarda Los Angeles kenti ile sınırlı LATBSDC – *Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council* (2005, 2008), San Francisco kentinde SEAONC – *Structural Engineers Association of Northern California* (2007) ve CTBUH – *Council on Tall Building and Urban Habitat* (2008) olmak üzere yol gösterici, tavsiye olarak bildirilen belgeler yayımlanmıştır. Bu çalışmalar deprem etkileri altında temel ilke olarak *Performansa Göre Tasarım* yaklaşımını esas almaktadırlar. Bu tasarım yaklaşımında belirli düzeydeki deprem yer hareketleri altında yüksek binaların taşıyıcı sistem elemanlarında oluşabilecek hasar sayısal olarak tahmin edilir ve bu hasarın her bir elemanda kabul edilebilir hasar limitlerinin altında olup olmadığı kontrol edilir.

Ülkemizde dayanıma göre tasarım çerçevesinde DBYBHY – *Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik* (2007) yürürlüktedir. Bu çalışmalara denk ülkemizde İstanbul bölgesi için Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü Deprem Mühendisliği Anabilim Dalı'nın İstanbul Büyükşehir Belediyesi İmar Müdürlüğü'ne yaptığı öneri çerçevesinde 2007 yılında başlatılan *İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği* (İYBDY 2008) hazırlanmıştır.

Diğer yüksek bina tasarım belgelerindeki gibi performansa göre tasarım kavramını esas alan İYBDY 2008 halen taslak halde olup yakın zaman yürürlüğe girmesi beklenmektedir.

Dayanım bazlı tasarım felsefesinde, yapının elastik ötesi davranışı sistem sünekliği ile ilgili bir taşıyıcı sistem davranış katsayısı kullanılarak, doğrusal elastik hesap yöntemiyle ele alınmakta, bu nedenle hesapta kullanılacak deprem yükü azaltma katsayısı sistemde oluşan plastik şekil değiştirmelerden ve bunların sistem üzerindeki dağılımından bağımsız olmaktadır. Ayrıca, yapılan hesaplar dayanıma bazlı yapıldıklarından, yapının gerçek şekil değiştirmeleri hakkında bilgi vermemektedir.

Yapıların deprem etkisi altındaki davranışlarının belirlenmesinde ana etken olan hasar durumları en gerçekçi olarak şekil değiştirmelerle ifade edilebilmektedir. Bu nedenle şekil değiştirme bazlı değerlendirmenin esas alındığı hesap yöntemlerinin kullanımına olan ihtiyaç giderek artmaktadır. Doğrusal olmayan teoriyi esas alan bu hesap yöntemlerinden yararlanarak, yapı sistemlerinin dış yükler ve deprem etkisi altında gerçek davranışları belirlenebilmektedir. Günümüzde bu tür hesap yöntemleri ile yapıların deprem etkisi altındaki performanslarının değerlendirilmesi önem kazanmaktadır.

Deprem mühendisliği konusundaki gelişmeler ve bilgisayar teknolojisindeki ilerlemeler, depreme dayanıklı tasarımın daha ayrıntılı ve daha gerçekçi olarak yapılmasına olanak sağlanmaktadır ve bu ilerlemelerden yararlanılarak yapıların öngörülen performans düzeylerine göre değerlendirmeler mümkün olmaktadır.

Bu çalışma kapsamında kapasite yeterliliğini esas alan dayanıma göre tasarım yaklaşımı ile şekil değiştirmeyi esas alan performansa göre tasarım yaklaşımı, tasarlanan örnek betonarme bir bina üzerinde incelenecektir. Bu bağlamda bina DBYBHY 2007 esaslarınca doğrusal elastik analiz yöntemleri ile boyutlandırılacak, İYBDY yönergelerince doğrusal elastik olmayan analiz yöntemleri uygulanarak yapının deprem performansı irdelenecektir. Çalışmada konuyla ilgili betonarme yapı sistemlerinin doğrusal ve doğrusal olmayan davranışları ile dayanıma göre tasarım, performansa göre tasarım ve hesap yöntemleri hakkında özet bilgiler verilecektir. Taslak haldeki yönetmeliğe göre 28 katlı ve toplam yüksekliği 100,00 m olan betonarme yüksek bir binanın analizleri gerçekleştirilip elde edilen bulgular değerlendirilerek ve sonuçlar verilmiştir.

2. DEPREME DAYANIKLI TASARIM FELSEFESİ

2.1 Giriş

Modern deprem yönetmeliklerinde depreme dayanıklı bina tasarımı, farklı büyüklüklerdeki olası deprem hareketleri altında, bina taşıyıcı sisteminin öngörülen belirli performans düzeylerini sağlayabilmesi olarak tanımlanmaktadır.

Diğer başlıca deprem yönetmeliklerinde olduğu gibi, Türk Deprem Yönetmeliğinde de yeni yapılacak binaların depreme dayanıklı olarak tasarımının ana ilkesi, hafif şiddetteki depremlerde binalardaki yapısal ve yapısal olmayan elemanların herhangi bir hasar görmemesi, orta şiddetteki depremlerde yapısal ve yapısal olmayan elemanlardaki hasarın sınırlı ve onarılabilir düzeyde kalması, şiddetli depremlerde ise can güvenliğinin sağlanması amacı ile kalıcı yapısal hasar oluşumunun sınırlandırılması olarak tanımlanmıştır. Bu tanımdaki şiddetli deprem , bina önem katsayısı $I=1$ olan binalar için 50 yıllık bir süre içinde aşılma olasılığı % 10 olan depremdir. Bu tanıma paralel olarak, mevcut binaların değerlendirilmesi ve güçlendirilmesinde göz önüne alınmak üzere, farklı aşılma olasılıklı depremler ve bu deprem düzeylerinde binalar için öngörülen minimum performans hedefleri de yönetmeliklerde ayrıca verilmiştir.

Son yıllarda ülkemizde meydana gelen depremler sonrasında gerçekleştirilen inceleme ve değerlendirme çalışmaları, betonarme binalarda meydana gelen ağır hasar ve göçmelerin başlıca nedenleri arasında

- a) özellikle zayıf zemin katlarda oluşan kat mekanizmalarının
- b) kiriş-kolon birleşim bölgelerinin yeterli kesme güvenliğine sahip olmamasından ve aderans yetersizliğinden kaynaklanan düğüm noktası hasarlarının
- c) kiriş mesnetlerinde oluşan kesme kırılmalarının
- d) kolonlardaki eksenel taşıma kapasitesi yetersizliğinin
- e) perdelerdeki kesme çatlaklarının

bulunduğunu göstermektedir.

Bu gözlem ve değerlendirmelere paralel olarak Amerika Birleşik Devletlerinde 1994 Northridge Depremi sonrasında gerçekleştirilen inceleme ve araştırmalarda, çelik çerçevelerden oluşan binaların önemli bir bölümünün kiriş-kolon birleşimlerinde yeterli düzeyde plastik şekil değiştirme meydana gelmeksizin gevrek kırılma oluştuğu belirlenmiştir. (FEMA-340, 2000)

2.2 Depreme Dayanıklı Bina Tasarımı

Bina taşıyıcı sisteminin depreme dayanıklı olarak tasarımında genel olarak aşağıdaki iki farklı yaklaşımdan biri izlenebilir.

- a) Yapı taşıyıcı sistemi tasarım depremi altında doğrusal-elastik olarak davranacak şekilde boyutlandırılır. Diğer bir deyişle tasarım depreminden oluşan iç kuvvetlerin kesitlerin elastik taşıma kapasitelerini aşmasına ve sistemde plastik şekil değiştirmelerin meydana gelmesine izin verilmez. Böylece sistemin şekil değiştirmeleri doğrusal-elastik sınırlar içinde kalır; yani yapı taşıyıcı sisteminde hasar oluşmaz. Görüldüğü gibi bu tasarım yaklaşımında sistemin öngörülen deprem etkileri altındaki doğrusal elastik davranışı ve performansı başlangıçta kolaylıkla tahmin edilebilmektedir. Ancak bu tasarım yaklaşımı genel olarak ekonomik değildir ve sadece önem derecesi yüksek olan binalara uygulanmaktadır.
- b) Diğer bir yaklaşımda tasarım depremi altında yapı taşıyıcı sisteminin doğrusal-elastik sınırlar ötesindeki davranışı göz önüne alınır. Ancak bu davranışın sistemde en uygun mekanizma durumunu oluşturması öngörülür ve sadece belirli elemanlarda doğrusal-elastik sınır ötesindeki şekil değiştirmelere izin verilir. Yapı sistemi öngörülen davranış modeline uygun olacak şekilde boyutlandırılır. Görüldüğü gibi bu tasarım yaklaşımı yeter derecede güvenli ve ekonomik sonuç verebilir. Ancak bu yaklaşımın etkin olabilmesi için boyutlandırmanın *kapasite tasarım ilkeleri* çerçevesinde gerçekleştirilmesi gerekmektedir.

Aşağıda kapasite tasarımının temel kriterleri ve gerekçeleri açıklanacak, bu kriterler doğrultusunda yapılacak boyutlandırmada göz önüne alınması gereken hususlar tartışılacaktır.

2.2.1 Kapasite tasarım ilkesi

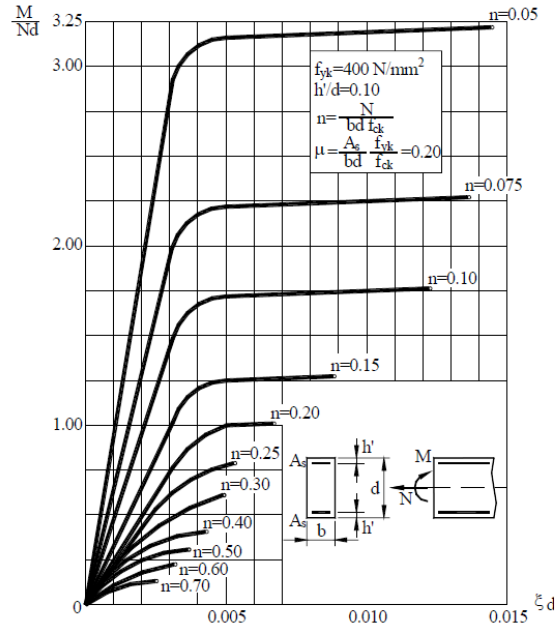
Kapasite tasarım ilkesinin depreme dayanıklı bina tasarımında uygulanması ilk olarak Prof. Pauley'in liderliğinde Yeni Zelanda Deprem Yönetmeliğinde betonarme yapı sistemleri için gerçekleştirilmiştir (Pauley 1970). Daha sonra bu kavram diğer modern yönetmeliklerde betonarme ve çelik yapı sistemlerini de kapsayacak şekilde yer almıştır.

Kapasite tasarımının temel prensibi, deprem etkileri altında doğrusal-elastik sınır ötesindeki davranışa izin verilen süneklik düzeyi yüksek bina taşıyıcı sistemlerinin aşağıdaki koşulları sağlayacak şekilde boyutlandırılmasıdır (Pauley and Priestley, 1992).

Bu kapsamda, kapasite tasarımına yönelik uygulamaların başlıcaları, daha güçlü kolon tasarımı ile yapısal sünekliğin artırılması ve kat mekanizmalarının oluşumunun önlenmesi, betonarme elemanlarda ve birleşim bölgelerinde kesme kırılmalarının meydana gelmemesinin sağlanması, prefabrike betonarme ve çelik binaların birleşim detaylarının birleşime giren elemanlardan daha yüksek bir kapasiteye sahip olacak şekilde boyutlandırılması, çelik binalarda arttırılmış deprem yüklemeleri için boyutlandırma ve süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdelerin tasarımı olarak sıralanabilir.

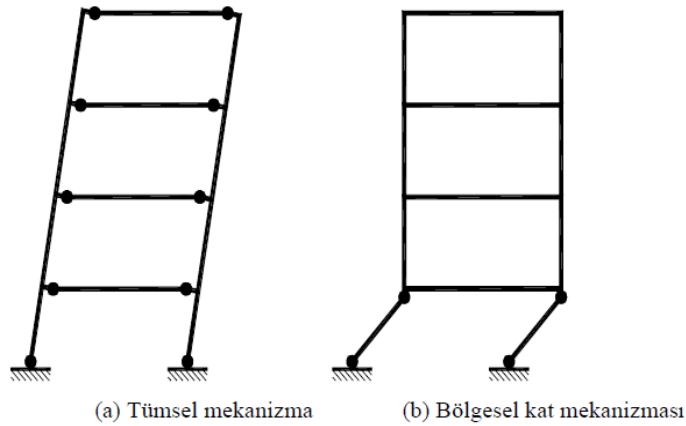
a) Taşıyıcı sistem, tasarımda kullanılması öngörülen *taşıyıcı sistem davranış katsayısı* (R) için gerekli olan süneklik düzeyini sağlayacak şekilde, doğrusal elastik sınır ötesinde eğilme şekil değiştirmeleri yapabilmelidir. Sistemde elastoplastik eğilme şekil değiştirmelerinin oluşması beklenen plastik mafsallık bölgeleri, yeterli süneklik düzeyine sahip olacak ve kesme göçmesi meydana gelmeyecek şekilde boyutlandırılmalıdır.

b) Taşıyıcı sistem davranış katsayısının gerektirdiği elastoplastik şekil değiştirmelerinin kesit sünekliği yüksek olan elemanlarda, diğer bir deyişle, kirişlerde veya eksenel kuvvet oranının küçük olduğu kolonlarda meydana gelmesi sağlanmalıdır. Birleşik eğilme etkisindeki betonarme kesitler için Şekil 2.1'de verilen eğilme momenti eğrilik diyagramlarından görüldüğü gibi, boyutsuz normal kuvvet oranı küçük olan betonarme elemanlarda kesit sünekliği büyük değerler alırken, normal kuvvet artışına bağlı olarak süneklik azalmaktadır.



Şekil 2.1: Bileşik eğilme etkisindeki betonarme kesitte moment eğrilik diyagramı

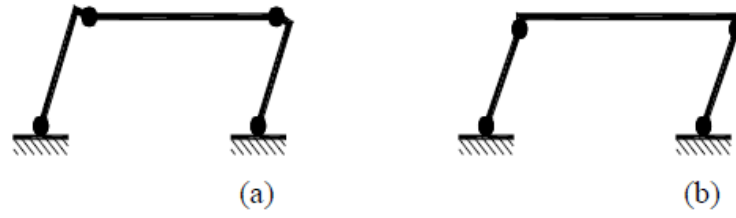
c) Sistemde meydana gelmesi öngörülen sünek plastik şekil değiştirme mekanizmalarının dışında, kat mekanizması veya benzeri, sünek olmayan bölgesel ve ani göçme mekanizmalarının oluşmaması sağlanmalı (Şekil 2.2), bunun için gerekli önlemler alınmalı, örneğin daha güçlü kolon tasarımı uygulanmalıdır.



Şekil 2.2: Çerçeve sistemlerde olası mekanizma durumları

d) Bir düğüm noktasında birleşen kolonların eğilme momenti kapasiteleri toplamının aynı düğüm noktasındaki kirişlerin eğilme momenti kapasiteleri toplamından daha büyük olması öngörüldüğü güçlü kolon tasarımı, plastik mafsalların daha sünek davranış gösteren kirişlerde oluşmasını sağlamaktadır.

Bununla beraber normal kuvvet düzeyi düşük kolonların bu bağlamda tek katlı çerçevelerin kolonları ile çok katlı çerçevelerin en üst kolonlarının yeterli düzeyde plastik şekil değiştirme yapabileceği varsayılabilir. Diğer taraftan tek katlı çerçevelerde ve çok katlı çerçevelerin en üst kat düğüm noktalarında plastik mafsallı kirişlerde ve kolonlarda meydana gelmesi kat mekanizması oluşumunu değiştirmemektedir, Şekil 2.3. Bu nedenlerle tek katlı binalarda ve çok katlı binaların kolonları üst katta devam etmeyen düğüm noktalarında, güçlü kolon tasarımının uygulanmasına gerek olmamaktadır.



Şekil 2.3: Tek katlı çerçevelerde olası mekanizma durumları

e) Sistemin tüm elemanları ve düğüm noktaları, sünek eğilme şekil değiştirmelerinin oluşumundan önce, kesme ve aderans yetersizlikleri meydana gelmeyecek şekilde boyutlandırılmalıdır.

f) Kapasite tasarım ilkesinin uygulanmasında, betonun karakteristik dayanımında ve çeliğin akma gerilmesinde meydana gelebilecek olası artıştan, çeliğin pekleşmesinden, boyutlandırmada göz önüne alınan enkesit ve donatı özellikleri ile uygulama arasındaki farklılıklardan, yapısal olmayan elemanların taşıyıcı sistemin davranışına olan katkılardan ve benzeri nedenlerden kaynaklanan dayanım fazlalıkları hesaba katılmalı, bu etkenlerin taşıyıcı sistemde meydana gelmesi öngörülen mekanizmaların oluşumunu engellemesi önlenmelidir.

g) Kapasite tasarımında, özellikle betonarme elemanların kesme kuvveti kapasitelerinin ve çelik binalarda birleşimlerin iç kuvvet kapasitelerinin belirlenmesinde, hesaplanan kapasite büyüklükleri yapı sisteminin deprem etkileri altındaki doğrusal-elastik davranışına ait büyüklüklerle veya arttırılmış deprem yüklemeleri ile sınırlandırılmalı, diğer bir deyişle, bu sınır değerlerin aşılmasına gerek olmadığı göz önünde tutulmalıdır.

2.2.2 Performansa dayalı tasarım

Depremde meydana gelen hasarın, yönetmeliklerin tanımladığı eşdeğer deprem yükleri altında yapısal elemanların mevcut dayanım kapasitelerinin aşılması ile doğrudan ilgili olmadığı, hasarın temel nedeninin sünek davranması öngörülen yapı elemanlarının şekil değiştirme kapasitelerinin aşılması olduğu uzun süredir bilinmektedir [Aydınoğlu, 2003]. Özellikle 1994 Northridge ve 1995 Kobe Depremleri ile ortaya çıkan can ve mal kaybından sonra, tüm dünyada, performansa dayalı tasarım ve değerlendirmenin önemi anlaşılmıştır. Bu çalışmaların ilk önemli ürünü, ABD’de, Kaliforniya Yapı Mühendisleri Birliğinin 1995 yılında yayınlamış olduğu “Vision 2000” raporudur [SEAOC, 1995]. Ardından 1996 yılında, Applied Technology Council tarafından “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings” [ATC-40, 1996] ve 1997 yılında FEMA-273 ve 2000 yılında FEMA-356 yayınlanmıştır. ATC-40, FEMA-273 ve FEMA-356’da verilen yöntemler, yapı dinamik davranışı birinci mod serbest titreşim ile sınırlıdır. Bilindiği üzere 6 Mart 2007’de yürürlüğe giren yeni Türk Deprem Yönetmeliği (TDY)’nin ilk 6 bölümü, önceki deprem yönetmeliklerinde olduğu gibi, *Dayanıma Göre Tasarım* yaklaşımı benimsenmiştir. Bu nedenle, ilk plastik oluşumunu takip eden süreçte yapıda değişen dinamik karakteristikler, burada, göz önüne alınmamaktadır. Son bölüm olan Yedinci Bölümde ise mevcut binaların deprem performansının değerlendirilmesi için *Şekil Değiştirmeye Göre Tasarım* ilkesi esas alınmıştır.

Performansa Dayalı Tasarım ile ilgili olarak yapılan çalışmaları iki farklı şekilde ele almak mümkündür: (1) Doğrudan doğruya sadece binaların kapasitelerini (statik itme-pushover eğrisi) hesaplayan yöntemler ve (2) kapasite ile birlikte deprem istemini de hesaplayan yöntemler. İtme eğrisinin, analiz edilen taşıyıcı sistemin doğrusal elastik olmayan dayanım ve yerdeğiştirme kapasitelerini global olarak göstermenin ötesinde doğrudan bir anlamı bulunmamaktadır. Performansa dayalı tasarım ve değerlendirme yöntemlerinde, Aydınoğlu [2003b, 2007], Chopra ve Goel [2001] ve Freeman ve diğ. [1975]’nin çalışmalarında olduğu gibi, deprem isteminin de hesaplanması, daha sonra bu istem değerlerinin, seçilen performans değerleri için tanımlanan şekil değiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılması ve böylece yapısal performansın belirlenmesi gerekmektedir.

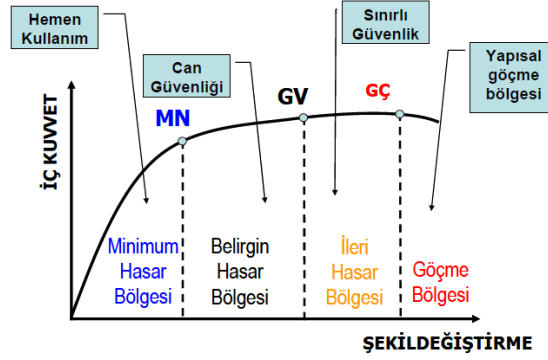
1960lı yıllardan beri, yapıların deprem hesabında zaman tanım alanında doğrusal elastik olmayan hesap yönteminin en ideal yöntem olduğu bilinmektedir. Fakat söz

konusu hesap yönteminde, taşıyıcı sistem elemanlarının tekrarlı yükler altındaki davranışını tanımlayan iç kuvvet-şekil değiştirme bağıntılarının belirlenmesi ve deprem hesabında kullanılacak uygun ivme kayıtlarının seçilmesi gibi sorunları olduğu, yapısal deprem mühendisliği alanında çalışma yapanların ortak görüşüdür.

Performansa Dayalı Deprem Mühendisliğinde amaç olası bir depremde performansları belirlenebilen güvenli yapıların inşa edilmesini sağlamaktır. Bu bağlamda öncelikle yapıların maruz kalacağı olası deprem tehlikesinin yerel olarak gerçekçi bir şekilde belirlenmesi büyük önem taşımaktadır.

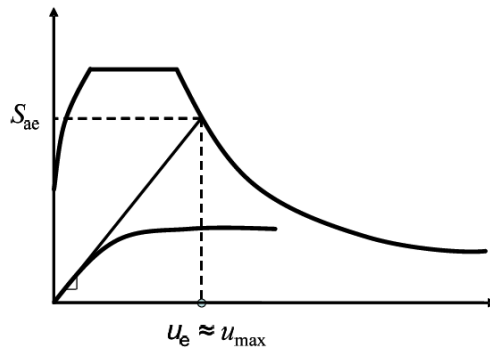
İkinci aşama, belirlenen bu deprem tehlikesinin gerçekleşmesi durumunda, yapıda beklenen performans düzeyine karar verilmesidir. Son aşama ise doğrusal elastik olmayan yapı analizleri ile tasarımı gerçekleştirmektir.

Performans, depreme karşı dayanıklı yapıların tasarımında yeni bir kavram değildir. Geleneksel deprem yönetmeliklerinde benimsenen, “hafif şiddetteki depremlerde binalardaki yapısal ve yapısal olmayan sistem elemanlarının herhangi bir hasar görmemesi, orta şiddetteki depremlerde yapısal ve yapısal olmayan elemanlarda oluşabilecek hasarın onarılabılır düzeyde kalması, şiddetli depremlerde ise can kaybını önlemek amacı ile binaların kısmen veya tamamen göçmesinin önlenmesi” ilkesi de belirli bir performans düzeyini kabul eder. Fakat performansa dayalı tasarımda, yapılar için hedeflenen performans düzeyleri, Hemen Kullanım (HK), Can Güvenliği (CG), Göçmenin Önlenmesi (GÖ) gibi çeşitlilik göstermektedir. Elastik analiz, genel olarak yapının elastik kapasitesi ile ilk akmanın nerede oluşabileceği konusunda yeterli bilgi verebilir. Bu nedenle Hemen Kullanım (HK) performans düzeyi için yeterli sayılabilir. Fakat bu yöntemle, göçme mekanizmasını ve plastik kesitlerin oluşumu sürecinde kuvvetlerin yeniden dağılımını belirlemek imkansızdır. Bu nedenle Can Güvenliği (CG), Göçmenin Önlenmesi (GÖ) performans düzeyleri için elastik ötesi davranışı içeren hesap yöntemlerine ihtiyaç vardır (Kutaniş, 2006a, 2006b).



Şekil 2.4: Hasar Bölgeleri

Performansa göre tasarımda, kuvvete dayalı tasarımın aksine dayanım, doğrusal elastik olmayan yöntemlerle yapılan hesaplarla bilinmekte, bu karşı gelen süneklik istemi ile bulunmaya çalışılmaktadır. Dayanım kapasitesi, malzemelerin gerilme-birim şekil değiştirme ve kesitlerin moment eğrilik ilişkilerinden yararlanarak belirlenebilmektedir. Söz konusu tasarım yönteminde, depremin yapıdan yerdeğiştirme istemi “eşit yerdeğiştirme kuralına” bağlı olarak hesaplanmaktadır. Eşit yer değiştirme kuralına göre yapı yeterince esnekse, örneğin, doğal titreşim periyodu, ivme spektrumu köşe periyodundan büyükse, yapıda meydana gelecek elastik ötesi deplasmanlar, yapının tamamen elastik olması durumunda oluşacak deplasmana eşit olur. (Şekil 2.5)



Şekil 2.5: Eşit yerdeğiştirme kuralı

Performansa dayalı tasarım ve değerlendirme yönteminde, tasarım yer hareketi altında taşıyıcı sistem elemanlarında oluşabilecek hasar seviyelerinin sayısal olarak belirlenmesi mümkündür. Bu hasarın ilgili elemanlar için kabul edilebilir hasar limitlerinin altında kalıp kalmadığı kontrol edilir. Kabul edilebilir hasar limitleri, çeşitli deprem düzeylerinde yapı için öngörülen performans hedefleri ile uyumlu olacak şekilde tanımlanır [Aydinoğlu, 2007].

Günümüzde, performansa dayalı hesap yöntemleri sadece mevcut binaların performanslarının değerlendirilmesinde kullanılmak üzere yönetmeliklerde yer verilmiş olsa da, yakın gelecekte, yeni yapıların tasarımında da kaçınılmaz olarak kullanılacaktır. Performansa dayalı tasarım ilkeleri uygulanmaya başlandığında mal sahipleri proje mühendisleri ile birlikte tasarım aşamalarında yer alacaklardır. Proje mühendisleri, belirlenen tasarım depremleri altında mal sahiplerinin istediği yapı performansını dikkate alarak projelerini gerçekleştirme imkanına kavuşacaklardır. Dayanım esaslı tasarımda bunu sayısal olarak gerçekleştirmek, yukarıda da açıklandığı gibi mümkün değildir.

2.3. Yüksek Binaların Tasarımı

Eskiden beş katlı bir yapı yüksek bina olarak algılanırken günümüzde yüksekliği 818 m olan Burj Dubai gibi yüksek binalar inşa edilmektedir. Yüksek dayanımlı beton ve çelik üretimi, yeni tasarım kavramlarının ve taşıyıcı sistemlerin gelişmesi, yapım teknoloji ve yöntemlerdeki ilerlemeler gibi etkenler yüksek yapıların gelişmesine katkıda bulunmuştur (Hasgür ve Gündüz, 1996).

Yüksek binalar İYBDY yönetmeliğinde 60 m ve üzerinde yüksekliği olan binalar olarak tanımlanmıştır. Dünyada ve yurdumuzda yüksek binalar sağladığı istihdam nedeniyle ve teknolojinin de gelişmesine paralel olarak yüksek binalar artan bir hızla inşa edilmektedir. Teknoloji gelişse de yüksek binaların az katlı yapılara göre hem tasarım hem de inşa zorlukları vardır. Örneğin Mertol (2002), yüksek binalarda yatay yüklerin karşılanmasında, ortaya çıkan güçlüklerden dolayı; “ *yapıda yüksek mukavemetli malzemeler kullanılır, yapı elemanları birlikte çalışma özelliği göstermelidir, yapı malzemeleri hafif olmalıdır, yapı ağırlığı az olacak şekilde tanımlanmalıdır, yatay deplasmanlar sınır değerlerden düşük olacak şekilde taşıyıcı sistem boyutlandırılır* ” gibi maddeler tanımlanmıştır. Fakat bu gibi öneriler tavsiye niteliğinde kitaplarda kalmakta olup tasarım yapan mimar ve mühendislerin uygulamalarına bağlı olarak değişim göstermektedir. Bu yüzden de yönetmeliklere, önemli düzeyde uygun bir imalat standardının sağlanmasının yanı sıra güvenliğin temini bakımından da önemli düzeyde görev düşer. DBYBHY yönetmeliğinde yüksek binalara özel tasarım kuralları yoktur. Bundan dolayı da yüksek binaların belli koşulları sağlayabilmesi amacıyla İYBDY yönetmeliği hazırlanmıştır.

3. İSTANBUL YÜKSEK BİNALAR DEPREM YÖNETMELİĞİ

3.1 Genel Hükümler

Halihazırda taslak halde bulunan “İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliğine” göre yüksek binalar, tamamı yer altında olan bodrum katları hariç olmak üzere, en düşük yer seviyesinden itibaren yukarıya doğru sayılmak/ölçülmek üzere, kat sayısı en az 20 ve/veya yüksekliği en az 60 m olan binalardır.

İYBDY’i deprem etkileri altında temel ilke olarak performansa göre tasarımı esas alır. Ayrıca hasarın sınırlı olmasının öngörüldüğü performans hedefleri için, geleneksel dayanıma göre tasarım ilkesi çerçevesinde doğrusal analiz yöntemlerinin kullanılmasına da izin verilmektedir. DBYBHY de ise doğrusal analiz yöntemlerine göre tasarım ağırlıklıdır.

Yüksek binaların İYBDY kapsamında yapılacak performansa göre tasarımlarının, bu alanda teorik ve pratik bilgi ve deneyim sahibi yerli ve/veya yabancı bağımsız uzmanlar (bağımsız kontrol makamı) tarafından tasarım başlangıcından itibaren bütün aşamalarında kontrol edilerek onaylanması zorunludur. DBYBHY de ise bağımsız proje kontrolü yoktur.

3.2 Deprem Etkisinin Tanımlanması

3.2.1 Deprem düzeyleri

DBYBHY de aşılma olasılığı olarak verilen deprem düzeyleri İYBDY de aşağıdaki gibi tanımlanmıştır.

3.2.1.1 (D1) deprem düzeyi

Yönetmelik kapsamındaki yüksek binaların servis ömürleri boyunca meydana gelebilme olasılığı fazla olan, göreceli olarak sık ancak şiddeti çok yüksek olmayan deprem yer hareketlerini ifade etmektedir. (D1) düzeyindeki depremin 50 yılda aşılma olasılığı % 50, buna karşı gelen dönüş periyodu ise 72 yıldır.

3.2.1.2 (D2) deprem düzeyi

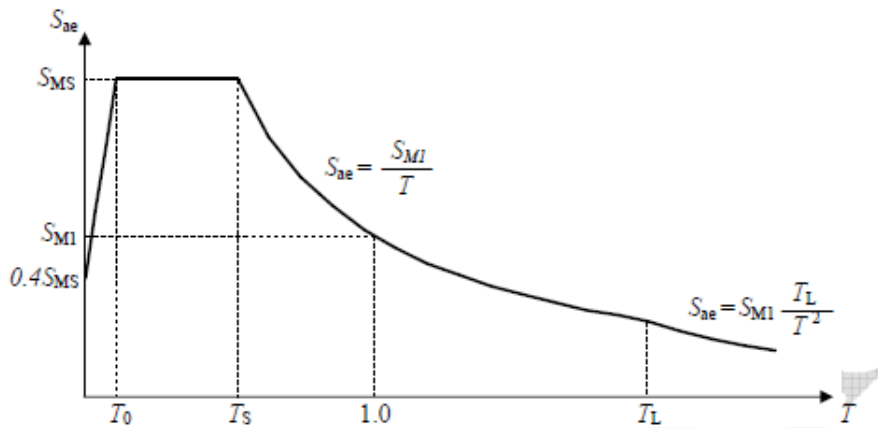
Yönetmelik kapsamındaki yüksek binaların servis ömürleri boyunca meydana gelebilme olasılığı çok fazla olamayan, seyrek ancak şiddetli deprem yer hareketlerini ifade etmektedir. (D2) düzeyindeki depremin 50 yılda aşılma olasılığı % 10, buna karşı gelen dönüş periyodu ise 475 yıldır.

3.2.1.3 (D3) deprem düzeyi

Yönetmelik kapsamındaki yüksek binaların maruz kalabileceği en şiddetli deprem yer hareketini ifade etmektedir. (D3) düzeyindeki bu çok seyrek depremin 50 yılda aşılma olasılığı % 2, buna karşı gelen dönüş periyodu ise 2475 yıldır.

3.2.2 Deprem tasarım spektrumları

DBYBHY de tasarım spektrumu üç bölgeden oluşurken, İYBDY inde 5 bölgeden oluşmaktadır.



Şekil 3.1: İYBDY tasarım spektrumu

Şekil x de görülen büyüklükler;

- S_1 : Referans zemin sınıfı için bir saniye periyotlu spektral ivme
- S_{M1} : Gözönüne alınan zemin sınıfı için bir saniye periyotlu spektral ivme
- S_{MS} : Gözönüne alınan zemin sınıfı için kısa periyotlu spektral ivme
- T : Doğal titreşim periyodu
- T_0 : Spektrum köşe periyodu

T_e : Mimari elemanın veya mekanik, elektrik donanımına ve/veya bina taşıyıcı sistemine bağlantısına ilişkin doğal titreşim periyodu

T_L : Uzun periyot bölgesine geçiş periyodu

T_s : Spektrum köşe periyodu olarak tanımlanmaktadır.

İYBDY spektral ivme değerleri doğal titreşim periyoduna karşı gelen spektral ivme değeri ile aynı periyot için zemin katsayısına bağlı olarak Denklem (3.1)' deki gibi tanımlanmıştır. Bilindiği gibi DBYBHY de spektral ivme değerleri sabit olarak verilmektedir.

$$\begin{aligned} S_{MS} &= F_a \times S_s \\ S_{M1} &= F_v \times S_1 \end{aligned} \quad (3.1)$$

Burada;

F_a : Kısa periyotlu spektral ivme için zemin etkisi katsayısı

F_v : Bir saniye periyotlu spektral ivme için zemin etkisi katsayısıdır.

F_a ve F_v zemin etkisi parametreleri, sırasıyla İYBDY Tablo 2.1 ve Tablo 2.2' de tanımlanmıştır.

T_0 ve T_s spektral ivme değerlerine bağlı olarak tanımlanmıştır.

$$\begin{aligned} T_s &= \frac{S_{M1}}{S_{MS}} \\ T_0 &= 0.2T_s \end{aligned} \quad (3.2)$$

$T_L=12$ s (İstanbul ili için) olarak uzun periyot bölgesine geçiş periyodu olarak tanımlanmıştır. DBYBHY de ise T_A ve T_B zemin sınıfına bağlı olarak sabit değerlerle tanımlanmaktadır. Zemin sınıfları A,B,C,D,E,F olarak tanımlanırken DBYBHY de ise zemin sınıfları Z1, Z2, Z3, Z4 terimleriyle ve dört farklı zemin grubu A,B,C,D ye bağlı olarak tanımlanır. Zemin sınıfları İYBDY Ek B' de tanımlanmaktadır.

3.2.3 Zaman tanım alanında deprem etkisi

En az 7 deprem yer hareketi takımından (birbirine dik iki yatay bileşen için ivme kayıtları) oluşan deprem toplumu seçilecektir. Yeterli sayıda gerçek deprem kaydı bulunamadığı durumlarda deprem yer hareketi benzeşimleri ve tasarım spektrumu ile

Her bir yer hareketi takımından hesaplanan sıfır saniye periyodundaki spektral genliklerin ortalaması; tasarım spektrumunun sıfır saniye periyodundaki spektral genliğinden daha düşük olmamalıdır.

Bir deprem kaydının genliğinin $\pm 0.05g$ 'yi ilk ve son olarak aştığı iki nokta arasında kalan süre, yapının birinci doğal titreşim periyodunun 5 katından ve 15 saniyeden daha kısa olmamalıdır.

Her bir yatay deprem yer hareketi için, ölçeklendirilmiş yatay bileşenlerin %5 sönüm oranlı spektrumlarının kareleri toplamının karekökü (SRSS spektrum) olarak elde edilen spektrumun 0.2T ve 1.2T periyotları arasındaki genlikleri, 3.2.2' de tanımlanan tasarım spektrumunun aynı periyot aralığındaki genliklerinin 1.3 katından daha az olmayacaktır. Bu kuralın sağlanması için her bir yatay deprem yer hareketi bileşeni aynı oranlarda ölçeklendirilecektir.

3.3 Yüksek Binalar İçin Tanımlanan Performans Düzeyleri, Bölgeleri ve Hedefleri

3.3.1 Minimum hasar (kesintisiz kullanım) performans düzeyi (MH-KK)

Yüksek binalarda ve bunları oluşturan elemanlarda deprem etkisi ile yapısal ve yapısal olmayan hiçbir hasar meydana gelmemesi veya meydana gelecek hasarın çok sınırlı düzeyde olması durumunu tanımlayan performans düzeyidir.

3.3.2 Kontrollü Hasar (can güvenliği) performans düzeyi (KH-CG)

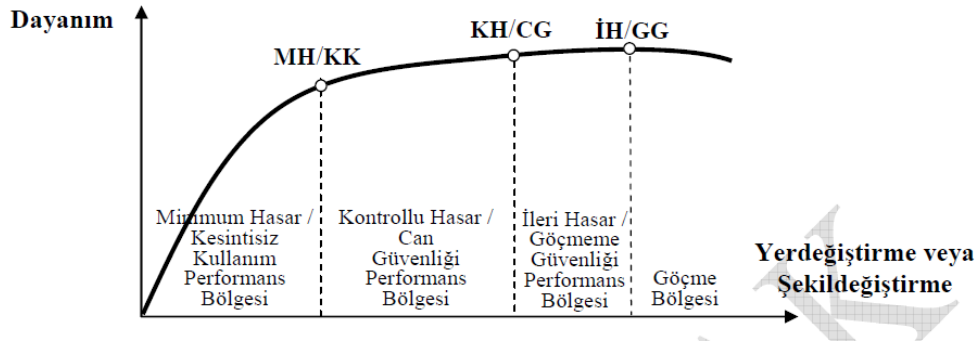
Yüksek binalarda ve bunları oluşturan elemanlarda deprem etkisi altında sınırlı ve onarılabılır düzeyde yapısal ve yapısal olmayan hasarın meydana gelmesine izin verilen performans düzeyi olarak tanımlanır.

3.3.3 İleri Hasar (göçmeme güvenliği) performans düzeyi (İH-GG)

Yüksek binalarda ve bunları oluşturan elemanlarda deprem etkisi altında göçme öncesinde meydana gelen ileri derecedeki yaygın hasarı temsil etmektedir.

3.3.4 Performans Bölgeleri

Yukarıda tanımlanan performans düzeyleri arasında “performans bölgeleri” tanımlanır. DBYBHY de bina deprem performansı ve kesit performansları ayrı ayrı tanımlanırken, İYBDY de birleştirilmiştir.



Şekil 3.3: İYBDY dayanım şekil değiştirme eğrisi hasar bölgeleri diyagramı

3.4 Yüksek Binalar İçin Analiz ve Tasarım Yöntemleri

3.4.1 Yüksek binalar için analiz yöntemleri

Doğrusal elastik analizlerde Mod Birleştirme Yöntemi kullanılacaktır. Sönüm oranının 0.05 olarak varsayılacağı bu analizlerde ikinci mertebe (P-Δ) etkileri sistem rijitlik matrisinde göz önüne alınacaktır.

Doğrusal olmayan analizlerde “Zaman Tanım Alanında Doğrudan Entegrasyon Yöntemi” kullanılacaktır. Sönüm oranının öncekine benzer olarak 0.05 değerinde kabul edileceği bu çözümlemede, ikinci mertebe (P-Δ) etkileri sistem rijitlik matrisinde göz önüne alınacaktır.

Doğrusal olmayan çözümlemelerde, 2.3’e göre en az yedi deprem yer hareketi takımı kullanılacak, birbirine dik iki doğrultudaki ivme kayıtları taşıyıcı sistemin asal eksenleri doğrultusunda aynı anda etki ettirilecektir. Daha sonra ivme kayıtlarının eksenleri 90 derece döndürülerek analiz tekrarlanacaktır. Tasarıma esas deprem istemleri, bu analizlerden elde edilen sonuçların ortalaması olarak hesaplanacaktır.

Yüksek binaların doğrusal veya doğrusal olmayan dinamik analizlerinde kat kütlelerinin hesabı için DBYBHY 2007 Denklem 2.6’ da yer alan Hareketli Yük

Katılım Katsayısı, n , DBYBHY 2007 Tablo 2.7'deki 3.satıra karşı gelen durum için aşağıdaki şekilde tanımlanacak, ancak 0.30'dan daha büyük alınmayacaktır (3.3).

$$\begin{aligned} n &= 0.01 (50 - N) & N \leq 40 \\ n &= 0.10 & N > 40 \end{aligned} \quad (3.3)$$

Burada N , bina kat adetidir.

3.4.2 Analiz modellerine ilişkin kural ve koşullar

Çerçeve elemanların modellenmesi, doğrusal analizde sonlu çubuk elemanlar ile, doğrusal olmayan analizde ise yığılı plastisite yaklaşımı çerçevesinde plastik kesitlerin tanımlandığı sonlu çubuk elemanlar ile veya yayılı plastisite yaklaşımı çerçevesinde fiber elemanları ile yapılabilir.

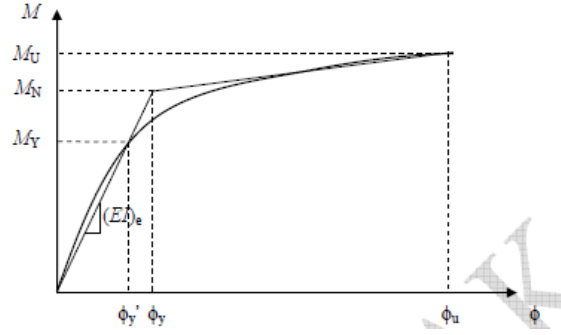
Doğrusal olmayan analiz için bağımsız kontrol makamının onayı ile alternatif modelleme yaklaşımları da kullanılabilir.

Betonarme perde ve perde elemanların modellenmesi, doğrusal analizde kabuk (shell) sonlu elemanlar ile yapılacaktır. Doğrusal olmayan analizde ise yayılı plastisite yaklaşımı çerçevesinde lif elemanları veya bağımsız kontrol makamının onayı ile alternatif modelleme yaklaşımları kullanılabilir.

Betonarme perdeler için DBYBHY 2007 3.6.1'de tanımlanan enkesit koşulları, yüksek binaların perdeleri için zorunlu değildir. Betonarme perdelerin kayma rijitlikleri uygun biçimde göz önüne alınmalıdır.

Betonarme çubuk olarak idealleştirilen çerçeve elemanlarda çatlamış kesite ait etkin eğilme rijitlikleri kullanılacaktır.

4.3.1'de açıklanan ön boyutlama aşamasında DBYBHY 2007 7.4.13'de verilen ampirik bağıntılardan yararlanılabilir. 4.3'de tanımlanan diğer tasarım ve gerçelleme aşamalarında ise etkin eğilme rijitliği, kesitin moment-eğrilik bağıntısından elde edilecektir.



Şekil 3.4: İYBDY’de tanımlanan moment eğrilik ilişkisi

Burda;

$(EI)_e$: etkin eğilme rijitliği

M_N : etkin plastik moment

M_Y : ilk akma momenti

Φ_Y : etkin plastik momente karşı gelen eğrilik

Φ_Y' : ilk akma momentine karşı gelen eğrilik olarak tanımlanmaktadır.

Sargılı beton ve donatı çeliği için DBYBHY 2007 Bilgilendirme Eki 7B’de tanımlanan davranış modelleri kullanılabilir. Yüksek binalarda C50’den daha yüksek dayanımı olan betonlar kullanılması için bağımsız kontrol makamının onayı gereklidir.

Ön boyutlama aşamasında beton, donatı çeliği ve yapı çeliği için tasarım dayanımları, ilgili karakteristik dayanımların (f_k) malzeme güvenlik katsayılarına bölünmesi ile tanımlanır. Diğer gerçekleştirme aşamalarında ise, tasarım dayanımı olarak “ortalama beklenen dayanım (mean expected strength) – (f_e)” değerleri kullanılacak (3.4).

$$\text{Beton için} \quad f_{ce} = 1.3f_{ck}$$

$$\text{Donatı çeliği için} \quad f_{ye} = 1.17f_{yk}$$

$$\text{Yapı çeliği (S235) için} \quad f_{ye} = 1.5f_{yk}$$

$$\text{Yapı çeliği (S275) için} \quad f_{ye} = 1.3f_{yk}$$

$$\text{Yapı çeliği (S355) için} \quad f_{ye} = 1.1f_{yk} \quad (3.4)$$

Düşey taşıyıcı sistemi elemanlarının yatay rijitliklerinde ani değişimlerin (özellikle aşağıya doğru ani artışların) bulunduğu kat yatay düzlemlerinde, yeterli düzlem içi

rijitliğe ve dayanıma sahip “aktarma (transfer) katları”nın oluşturulmasına özen gösterilecektir.

Temel ve bodrum çevresindeki zemin ortamının rijitliği, bağımsız kontrol makamınca uygun görülen idealleştirme yöntemleri ile göz önüne alınacaktır. Gerekmesi durumunda 3.4.3.2 ve 3.4.3.4’de tanımlanan tasarım aşamalarında zemin temel sisteminin doğrusal olmayan davranışı göz önüne alınabilir.

3.4.3 Yüksek binalarda performansa göre deprem tasarımı

3.4.3.1 Tasarım Aşaması (I-A)

Tasarım aşaması I-A, Kontrollü Hasar / Can Güvenliği hedef performansı için doğrusal analiz ile ön tasarım (boyutlama) olarak tanımlanmaktadır. Kontrollü Hasar / Can Güvenliği hedef performansı için ön boyutlama amaçlı bu tasarım aşamasında, Çizelge 3.1’ e göre Normal Sınıf Binalarda (D2) düzeyindeki depremin, Özel Sınıf Binalarda ise (D3) düzeyindeki depremin etkisi altında Dayanıma Göre Tasarım yaklaşımı ile DBYBHY 2007’nin Bölüm 3 ve/veya Bölüm 4’e göre ön tasarım yapılacaktır. (Çizelge x)

Aşağıda tanımlanan yüksek bina taşıyıcı sistemlerinin ön tasarımında, Bağımsız Kontrol Kurulu tarafından onaylanmak koşulu ile, Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı en fazla $R=7$ olarak alınabilir.

- (a) Deprem yüklerinin bağ kirişli betonarme perdelerle taşındığı bina taşıyıcı sistemleri;
- (b) Deprem yüklerinin dışmerkez çaprazlı veya burkulması önlenmiş merkezi çelik perdelerle taşındığı bina taşıyıcı sistemleri;
- (c) Deprem yüklerinin tüp veya içiçe tüp şeklinde düzenlenen rijit düğüm noktalı betonarme veya çelik çerçeveler tarafından taşındığı bina taşıyıcı sistemleri;
- (d) Deprem yüklerinin boşluksuz veya bağ kirişli betonarme perdelerle ve/veya (b)’detanımlanan çelik perdeli sistemlerle birlikte rijit düğüm noktalı betonarme veya çelik çerçeveler tarafından birlikte taşındığı bina taşıyıcı sistemleri;
- (e) Deprem davranışının yukarıdakilere eşdeğer olduğu Bağımsız Kontrol Kurulu tarafından onaylanan diğer bina taşıyıcı sistemleri (Bu sistemlere uygulanacak R katsayıları, tasarım mühendisinin önerisi ile Bağımsız Kontrol Kurulu tarafından

onaylanacaktır).

Yukarıda tanımlanan yüksek bina taşıyıcı sistemleri, rijit çevre perdeleri ile çevrelenen bodrum katların üstündeki taşıyıcı sistemleri ifade etmektedir.

Mod Birleştirme Yöntemi ile bulunan tüm iç kuvvet büyüklükleri, aynı yöntemle hesaplanan taban kesme kuvveti minimum taban kesme kuvvetine eşit olacak şekilde ölçeklendirilecektir.

Ek dışmerkezlik etkileri DBYBHY 2.8.2.1'e göre göz önüne alınacaktır. Eleman asal eksen doğrultularındaki iç kuvvet büyüklükleri DBYBHY 2.7.5'e göre hesaplanacaktır. Her bir doğrultuda düşey taşıyıcı elemanların görelî kat ötelemeleri, DBYBHY 2.10.1'e göre hesaplanacak ve sınırlandırılacaktır. Minimum taban kesme kuvveti koşulu, görelî kat ötelemelerinin hesabında dikkate alınmayabilir. Tüm betonarme elemanlarda DBYBHY Bölüm 3'de süneklik düzeyi yüksek sistemler için minimum değerleri tanımlanan sargı donatıları kullanılacaktır. Kolon ve kirişlerin kesme güvenliği DBYBHY Bölüm 3 ve/veya Bölüm 4'de verilen kapasite tasarım ilkeleri aynen uygulanacaktır. Düşeyde konsol veya konsola yakın çalışan betonarme perdelerin kesme güvenliği için DBYBHY 3.6.6.3 uygulanacak, kesme kuvveti dinamik büyütme katsayısı 2 alınacaktır.

3.4.3.2 Tasarım aşaması (I-B)

Tasarım aşaması I-B; Kontrollü Hasar / Can Güvenliği hedef performansı için doğrusal olmayan analiz ile tasarım olarak tanımlanmaktadır. Yüksekliği 75 m'den fazla olan ve Tasarım Aşaması (I-A)'da Normal Sınıf Binalarda (D2) düzeyindeki depremin, Özel Sınıf Binalarda ise (D3) düzeyindeki depremin etkisi altında Dayanıma Göre Tasarım yaklaşımı ile ön tasarımı yapılarak ön boyutları saptanan yüksek bina taşıyıcı sisteminin tasarımı, yine aynı depremin etkisi altında Kontrollü Hasar / Can Güvenliği hedef performansı için 3.4.2'de verilen kural ve koşullara göre yapılacak doğrusal olmayan analiz ile yapılacaktır (Çizelge 3.1). Bu analizde ek dışmerkezlik etkileri göz önüne alınmayabilir.

En az $2*7=14$ analizden hesaplanan sonuçların ortalaması olarak elde edilen deprem istemleri, aşağıda tanımlanan kapasitelerle karşılaştırılacaktır.

(a) Her katta, her bir düşey taşıyıcı elemanın her bir doğrultudaki görelî kat ötelemesi oranı (görelî kat ötelemesinin kat yüksekliğine oranı) 0.025 değerini aşamayacaktır.

(b) DBYBHY (2007)'de verilen sargı donatısı koşullarını sağlayan betonarme kesitler için, sargı donatısı içindeki bölgenin en dış lifindeki beton basınç birim şekildeğiştirmesi ile donatı çeliği birim şekildeğiştirmesinin üst sınırları aşağıda verilmiştir:

$$\varepsilon_{cg}=0,0135; \quad \varepsilon_s=0.04 \quad (3.5)$$

(c) Çelik çubuk elemanlar için şekildeğiştirme kapasiteleri Life Safety (LS) performans hedefi için ASCE/SEI 41-06'dan alınacaktır.

(d) Betonarme taşıyıcı sistem elemanlarının kesme kuvveti kapasiteleri, 4.2.6'da tanımlanan ortalama dayanımlar esas alınarak DBYBHY (2007)'e göre hesaplanacaktır.

(e) Yukarıdaki (a)'dan (d)'ye kadar verilen koşulların herhangi birinin sağlanamaması durumunda, taşıyıcı sistemde gerekli değişiklikler yapılarak tüm tasarım aşamaları tekrarlanacaktır.

3.4.3.3 Tasarım aşaması (II)

Tasarım Aşaması (I – A)'da Normal Sınıf Binalar'da (D2) düzeyindeki depremin, Özel Sınıf Binalar'da ise (D3) düzeyindeki depremin etkisi altında Dayanıma Göre Tasarım yaklaşımı ile ön tasarımı yapılarak ön boyutları saptanan ve Tasarım Aşaması (I – B)'de yine aynı depremin etkisi altında tasarımı yapılan yüksek bina taşıyıcı sistemi, Normal Sınıf Binalar'da (D1) düzeyindeki depremin, Özel Sınıf Binalar'da ise (D2) düzeyindeki depremin etkisi altında Minimum Hasar / Kesintisiz Kullanım hedef performansı için yapılacak doğrusal (lineer) analiz ile gerçekleştirilecektir. Bu analizde ek dışmerkezlilik etkileri gözönüne alınmayabilir. Yüksekliği 75 m'den fazla olmayan binalarda bu aşama ile bina tasarımı tamamlanacaktır.

Eleman asal eksen doğrultularındaki iç kuvvet büyüklükleri DBYBHY (2007) 2.7.5'e göre hesaplanacaktır.

(a) Gerçeklemeye esas iç kuvvetler, taşıyıcı sistemin türüne bakılmaksızın lineer elastik analizden elde edilen iç kuvvetlerin $R_a = 1.5$ katsayısına bölünmesi ile elde edilecektir. Bu kuvvetlerin, Denklem (3.4)'de tanımlanan ortalama dayanımlar esas alınarak hesaplanan kesit taşıma güçlerini aşmadığı gösterilecektir.

(b) Her katta, her bir doğrultuda her bir düşey taşıyıcı elemanın DBYBHY (2007)

2.10.1'e göre hesaplanan görelî kat ötelemesi oranı (görelî kat ötelemesinin kat yüksekliğine oranı) 0.01 değerini aşamayacaktır.

Yukarıdaki (a) ve/veya (b)'nin sağlanamaması durumunda, taşıyıcı sistemde gerekli değişiklikler yapılarak tüm tasarım aşamaları tekrarlanacaktır.

3.4.3.4 Tasarım aşaması (III)

Yüksekliği 75 m'den fazla olan ve Tasarım Aşaması (I – A)'da Normal Sınıf Binalar'da (D2) düzeyindeki depremin etkisi altında Dayanıma Göre Tasarım yaklaşımı ile ön tasarımı yapılarak ön boyutları saptanan ve Tasarım Aşaması (I – B)'de yine aynı depremin etkisi altında tasarımı yapılan yüksek bina taşıyıcı sistemi, (D3) düzeyindeki depremin etkisi altında İleri Hasar / Göçmeme Güvenliği hedef performansı için, yapılacak doğrusal olmayan (nonlinear) analiz ile gerçekleştirilecektir. Bu analizde ek dışmerkezlik etkileri gözönüne alınmayabilir.

En az 2*7=14 analizden hesaplanan sonuçların ortalaması olarak elde edilen deprem istemleri, aşağıda tanımlanan kapasitelerle karşılaştırılacaktır.

(a) Her katta, her bir düşey taşıyıcı elemanın her bir doğrultudaki görelî kat ötelemesi oranı (görelî kat ötelemesinin kat yüksekliğine oranı) 0.035 değerini aşamayacaktır.

(b) DBYBHY (2007)'de verilen sargı donatı koşullarını sağlayan betonarme kesitler için, sargı donatısı içindeki bölgenin en dış lifindeki beton basınç birim şekildeğiştirilmesi ile donatı çeliği birim şekildeğiştirmesinin üst sınırları aşağıda verilmiştir:

$$\varepsilon_{cg}=0.018; \quad \varepsilon_s=0.06 \quad (3.6)$$

(c) Çelik çubuk elemanlar için şekildeğiştirme kapasiteleri Collapse Prevention (CP) performans hedefi için ASCE/SEI 41-06'dan alınacaktır.

(d) Betonarme taşıyıcı sistem elemanlarının kesme kuvveti kapasiteleri, Denklem (3.4)'de tanımlanan ortalama dayanımlar esas alınarak DBYBHY (2007)'e göre hesaplanacaktır.

(e) Yukarıdaki (a)'dan (d)'ye kadar verilen koşulların herhangi birinin sağlanamaması durumunda, taşıyıcı sistemde gerekli değişiklikler yapılarak tüm tasarım aşamaları tekrarlanacaktır.

Çizelge 3.1: Yüksek binalar için performansa göre tasarım aşamaları

<i>Tasarım Aşaması</i>	<i>Tasarım Aşaması I – A</i>	<i>Tasarım Aşaması I – B</i>	<i>Tasarım Aşaması II</i>	<i>Tasarım Aşaması III</i>
<i>Tasarım Türü</i>	Ön Tasarım (Boyutlama)	Tasarım	Gerçekleme [†]	Gerçekleme
<i>Deprem Düzeyi</i>	<i>Normal sınıf binalarda (D2) depremi</i>	<i>Normal sınıf binalarda (D2) depremi</i>	<i>Normal sınıf binalarda (D1) depremi</i>	<i>Normal sınıf binalarda (D3) depremi</i>
	<i>Özel sınıf binalarda (D3) depremi</i>	<i>Özel sınıf binalarda (D3) depremi</i>	<i>Özel sınıf binalarda (D2) depremi</i>	
<i>Hedef performans</i>	Can Güvenliği	Can Güvenliği	Kesintisiz Kullanım	Göçmeme Güvenliği
<i>Analiz türü</i>	Mod Birleştirme Yöntemi ile Lineer Üç Boyutlu Analiz	Zaman Tanım Alanında Nonlineer Üç Boyutlu Analiz (2*7 çözüm ort)	Mod Birleştirme Yöntemi ile Lineer Üç Boyutlu Analiz	Zaman Tanım Alanında Nonlineer Üç Boyutlu Analiz (2*7 çözüm ort)
<i>Taşıyıcı Sistem Davranış Kats.</i>	$R \leq 7$	–	$R = 1.5$	–
<i>Görelî Kat Ötelemesi Oranı Limiti</i>	% 2	% 2.5	% 1	% 3.5
<i>B/A çubuk elemanlarda kesit rijitliği</i>	Etkin rijitlik (DBYBHY 2007’den)	Etkin rijitlik (moment-eğrilik eğrisinden)	Etkin rijitlik (moment-eğrilik eğrisinden)	Etkin rijitlik (moment-eğrilik eğrisinden)
<i>Dayanım parametresi</i>	Karakteristik dayanım	Ortalama (Expected) dayanım	Ortalama (Expected) dayanım	Ortalama (Expected) dayanım
<i>Kabul kriteri</i>	Dayanım – Görelî kat ötelemesi oranı	Birim şekil değiştirme – Görelî kat ötelemesi oranı	Dayanım – Görelî kat ötelemesi oranı	Birim şekil değiştirme – Görelî kat ötelemesi oranı

3.5 Bağımsız Tasarım Kontrolü

Yüksek binaların bu yönetmelik kapsamında yapılacak performansa göre tasarımlarının, bu alanda teorik ve pratik bilgi ve deneyim sahibi yerli ve/veya yabancı bağımsız uzmanlar tarafından tasarımın başlangıcından itibaren bütün aşamalarında kontrol edilerek onaylanması zorunludur. Bu onayın alınmaması durumunda proje yapım ruhsatı tanzim edilmeyecektir.

Bağımsız uzmanların deprem tehlikesi analizleri, deprem yer hareketlerinin seçimi, doğrusal ve doğrusal olmayan dinamik deprem analizi, performansa göre tasarım, betonarme ve çelik yapıların deprem davranışı ve tasarım konusunda en az 20 yıllık teorik ve pratik bilgi sahibi olmaları ve bu özelliklere sahip olduklarını belgelemeleri gerekmektedir.

4. ÖRNEK İNCELEME

Bu çalışmada, yürürlükte bulunan 2007 Deprem Yönetmeliği'ne göre doğrusal analizi ve boyutlandırılması yapılacak örnek betonarme yüksek bir binanın, taslak halinde bulunan 2008 İstanbul Yüksek Binalar Yönetmeliği esaslarına göre zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizi gerçekleştirilecek ve taşıyıcı sisteminin deprem performansı incelenecektir.

4.1 Yapı Genel Bilgileri

İstanbul ilinde yapılması planlanan yapı, genel olarak aynı mimari ve statik özelliklere sahip iki adet betonarme yüksek binadan ve bunları birleştiren alışveriş merkezi ve otopark kullanım amaçlı 5 katlı yapılardan meydana gelmektedir. Çalışma kapsamında ofis kullanım amaçlı yüksek yapılardan biri incelenecektir.

Yapı planda boyutları 24 m x 32 m olan dikdörtgen bir alana sahip 3 bodrum kat, 2 zemin kat ve 23 normal kat olmak üzere toplam 28 katlı bir binadır. Kat yükseklikleri zemin katta 4.50 m, bodrum kat ve diğer normal katlarda ise 3.50 m olup toplam bina yüksekliği 100,00 m'dir. Yapıda kullanılacak malzeme olarak beton için C40 ($f_{cd} = 26.67$ MPa), donatı için S420 ($f_{yd} = 365.0$ MPa) öngörülmüştür. Yapı 1. Derece Deprem Bölgesi'nde yer almakta olup inşa edileceği zemin Z2 zemin sınıfındadır.

4.1.1 Taşıyıcı sistem

Yapı ana taşıyıcı sistemi düşey doğrultuda sürekli olup planda binanın ortasında yer alan çekirdek perdeleri ve bina cephesinde yer alan kolonların ortak çalışmasıyla oluşturulan perde çerçeve sistem olarak tasarlanmıştır. Yapının döşeme sistemi betonarme kirişli plak olup döşeme kalınlığı tüm katlarda 20 cm, çekirdek bölgesi içinde 25 cm olarak alınmıştır. Çekirdek dış perdeleri kalınlığı tüm katlarda 40 cm ve iç perdelerde 25 cm olup bina yüksekliğince sabittir. Söz konusu binanın taşıyıcı sistemin eleman boyutları ve katlara göre değişimi aşağıda verilmiş zemin kat kalıp planı Şekil 4.1'de gösterilmiştir.

Kolonlar

(1-7. katlar arası)	$b = 1.00 \text{ m}$	$h = 1.00 \text{ m}$
(8-14. katlar arası)	$b = 0.90 \text{ m}$	$h = 0.90 \text{ m}$
(15-21. katlar arası)	$b = 0.80 \text{ m}$	$h = 0.80 \text{ m}$
(22-28. katlar arası)	$b = 0.70 \text{ m}$	$h = 0.70 \text{ m}$

Cephe Kirişler

(1-7. katlar arası)	$b = 0.60 \text{ m}$	$h = 0.60 \text{ m}$
(8-14. katlar arası)	$b = 0.60 \text{ m}$	$h = 0.60 \text{ m}$
(15-21. katlar arası)	$b = 0.60 \text{ m}$	$h = 0.60 \text{ m}$
(22-28. katlar arası)	$b = 0.60 \text{ m}$	$h = 0.60 \text{ m}$

İç Kirişler

(1-28. katlar arası)	$b = 0.60 \text{ m}$	$h = 0.60 \text{ m}$
------------------------	----------------------	----------------------

Çekirdek Bağ Kirişleri

(1-25. katlar arası)	$b = 0.40 \text{ m}$	$h = 0.80 \text{ m}$
(1-25. katlar arası)	$b = 0.25 \text{ m}$	$h = 0.80 \text{ m}$

Tüm elemanlarda $d' = 0.05 \text{ m}$

4.1.2 Yükler

Betonarme Döşeme $0.20 \times 25 = 5.0 \text{ kN/m}^2$

Kaplama, sıva, yalıtım, tesisat 2.0 kN/m^2
 $g = 7.0 \text{ kN/m}^2$

Hareketli Yükler

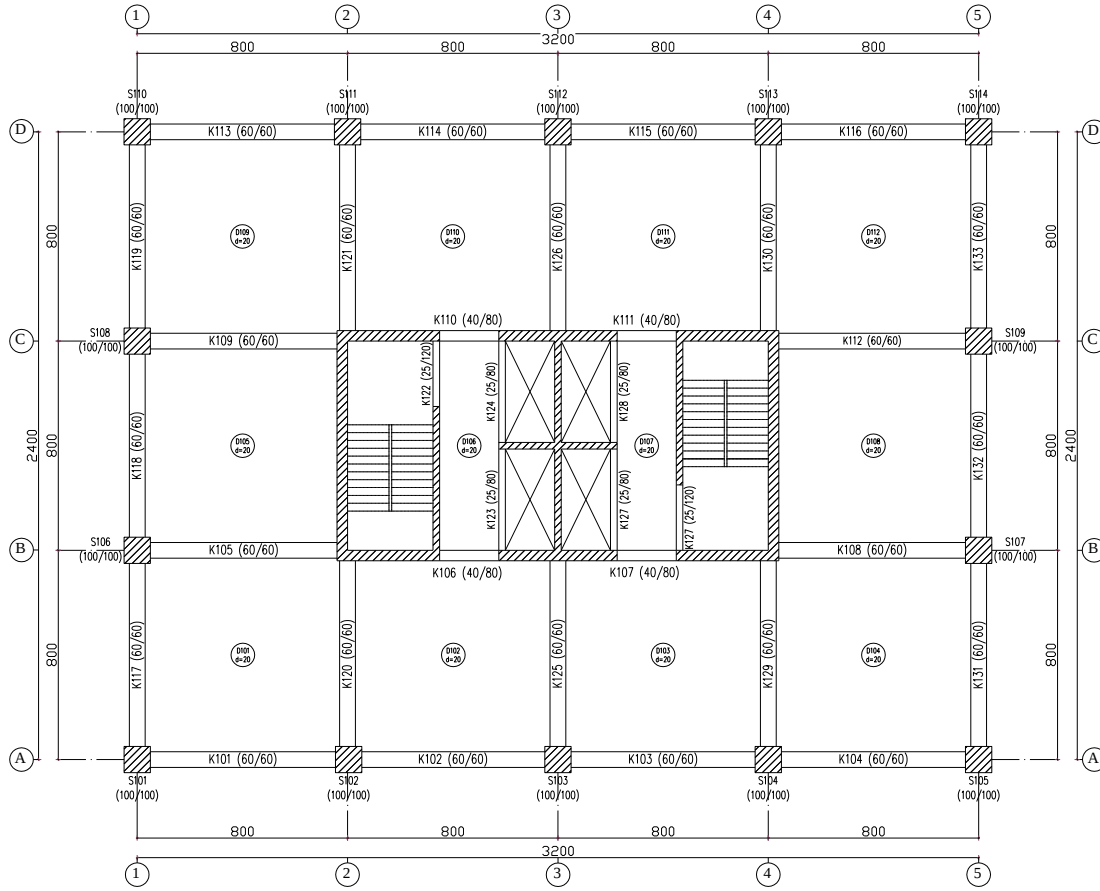
Çekirdek Bölgesi Dışında Normal Katlarda $q = 2.5 \text{ kN/m}^2$

Çekirdek Bölgesi İçinde Normal Katlarda $q = 5.0 \text{ kN/m}^2$

Bodrum ve Zemin Katlarda $q = 5.0 \text{ kN/m}^2$

Döşeme üzerinde 10 cm genişliğinde birim hacim ağırlığı 5 kN/m^3 olan bölme duvar yükleri kat alanına bölünerek hareketli yükler içine katılmıştır. (0.5 kN/m^2)

Yapı cepheleri cam giydirmeye elemanlarla kaplanacaktır. Bunun için merteye olarak 0.5 kN/m^3 değeri etkiyen alanlara göre çizgisel yük olarak çevre kirişlerine etkilmiştir.

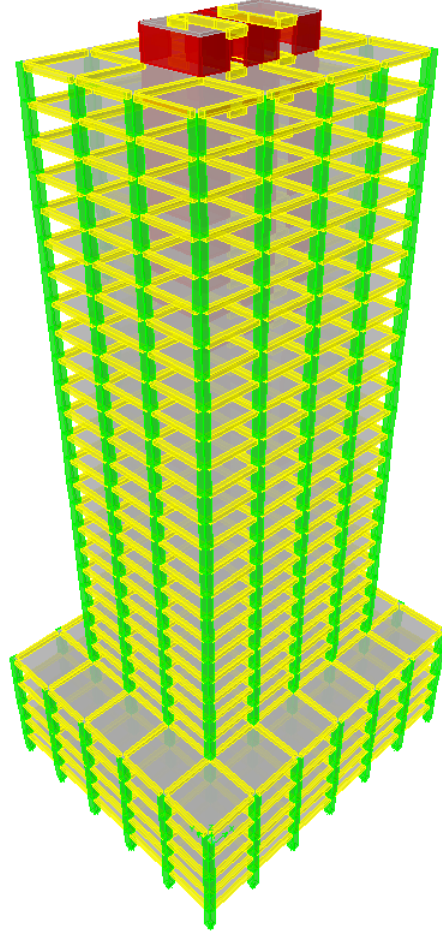


Şekil 4.1: Zemin kat kalıp planı

4.1.3 Sistem modeli

Yapının taşıyıcı elemanlarının ön boyutlandırması yürürlükteki yönetmelik esaslarına göre yapılmış ve ETABS programı yardımıyla sistem modeli oluşturulmuştur. Modelleme aşamasında geometrisi oluşturulan sistemin bütün taşıyıcı elemanlarının kesit ve malzeme özellikleri atanmıştır. Modelde kiriş ve kolonlar çubuk, perdeler kabuk (shell), döşemeler ise plak (membran) eleman olarak idealleştirilip sabit ve hareketli yükler sisteme etkilmiştir. Düşey taşıyıcılar temele ankastre olarak mesnetlenmiş, yatay yüklerinin belirlenmesinde kullanılacak kütle kaynakları atanmıştır.

Her kat döşemesinin kendi düzlemi içinde rijit diyafram hareketi yaptığı varsayılarak oluşturulan hesap modeli Şekil 4.2’de gösterilmiştir.



Şekil 4.2: Sistem modeli

4.2 Yapının DBYBHY 2007'ye Göre Tasarımı

4.2.1 Hesap Yöntemi

DBYBHY 2007 Çizelge 2.6' ya göre hesap yöntemi olarak yapıda yeterli sayıda doğal titreşim modunun her biri için hesaplanan maksimum katkıların istatistiksel birleştirme sonucu elde edilen Mod Birleştirme Yöntemi seçilmiştir. Döşemelerin yatay düzlemde rijit diyafram olarak çalıştığı binalarda her bir katta birbirine dik doğrultuda iki yatay serbestlik derecesi ile düşey eksen etrafında dönme serbestlik derecesi göz önüne alınmıştır. Hesaba katılması yeterli titreşim modu sayısı göz önüne alınan yatay deprem doğrultularının her birinde her bir mod için hesaplanan etkin kütlelerin toplamının, hiçbir zaman bina toplam kütlelerinin %90' ından daha az olmaması kuralına dikkat edilmiştir. Mod katkılarının birleştirilmesinde “Tam Karesel Birleştirme Kuralı” (CQC) uygulanmış ve modal sönüm oranları bütün modlar için % 5 alınmıştır.

4.2.2 Spektral Yükler Altında Modal Analiz

Yapı sisteminin boyutlandırılmasında esas alınan deprem etkileri DBYBHY 2007'ye göre belirlenmiştir. Yönetmeliğe göre deprem parametreleri:

Deprem Bölgesi	1. Derece
Etkin Yer İvme Katsayısı (A_0)	0.40
Bina Önem Katsayısı (I)	1,0
Hareketli Yük Katılım Katsayısı (n)	0,3
Yerel Zemin Sınıfı (Z_0)	Z2
Spektrum Karakteristik Periyodu (T_A)	0.15
Spektrum Karakteristik Periyodu (T_B)	0.40
Sistem Davranış Katsayısı (R)	7

(Deprem yüklerinin çerçeveler ile boşluksuz ve/veya bağ kirişli (boşluklu) perdeler tarafından birlikte taşındığı binalar)

Çözümü yapılan yapının Z2 zemin sınıfına göre Yönetmelik Madde 2.4.3 ve 2.5' de verilen bağıntılarla çizilen tasarım ivme spektrumu eğrisi Şekil 4.3'de görülmektedir.

ETABS programı ile yapılan modal analizler sonucu elde edilen serbest titreşim periyotları ve kütle katılım oranları ilk 28 mod göz önüne alınarak EK A, Çizelge A.1'de gösterilmiştir. X doğrultusu için elde edilen % 97.17'lik değer ile Y doğrultusu için elde edilen % 97.60'lık değer yönetmelikte % 90 olan alt sınırı sağlamaktadır. Yapının ilk periyodu % 55.70 kütle katılım oranı ile Y doğrultusunda, ikinci periyodu ise % 61.15 kütle katılım oranı ile X doğrultusundadır.

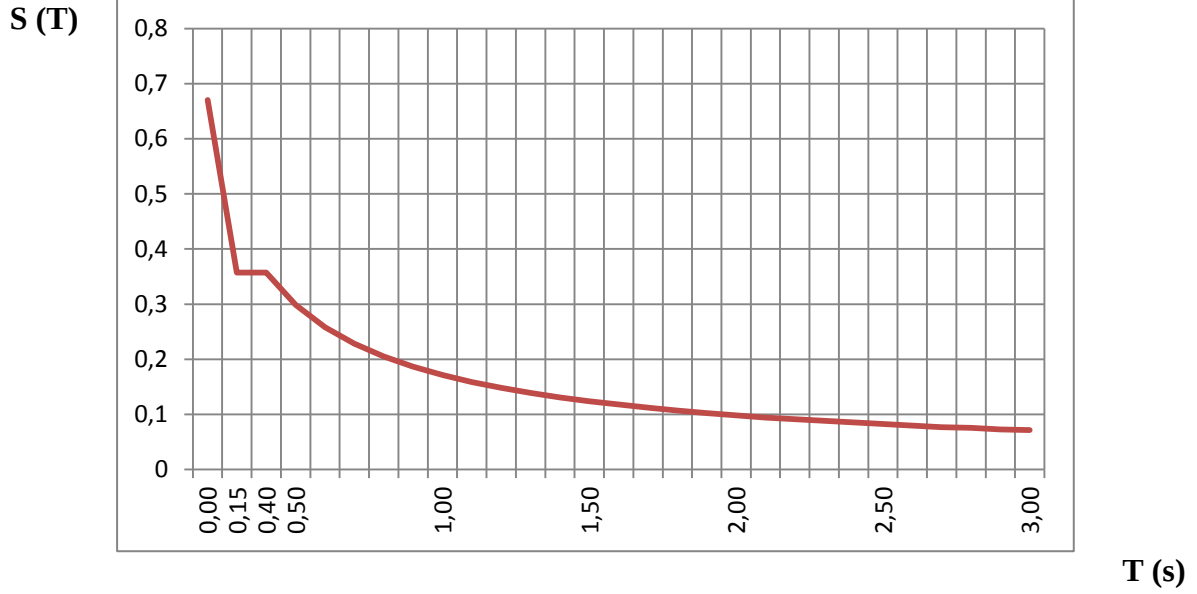
$$S(T) = 1 + 1.5 \times \frac{T}{T_A} \quad 0 \leq T \leq T_A \quad (4.1)$$

$$S(T) = 2.5 \quad T_A \leq T \leq T_B \quad (4.2)$$

$$S(T) = 2.5 \times \left(\frac{T_B}{T}\right)^{0.8} \quad 0 \leq T \leq T_B \quad (4.3)$$

$$R_a(T) = 1.5 + (R - 1.5) \times \frac{T}{T_A} \quad 0 \leq T \leq T_A \quad (4.4)$$

$$R_a(T) = R \quad T_A \leq T \quad (4.5)$$



Şekil 4.3: Z2 zemin sınıfı için tasarım ivme spektrumu

4.2.3 Toplam Taban Kesme Kuvvetleri

Taşıyıcı sistemin kendine özgü doğrusal elastik olmayan davranışını göz önüne almak üzere spektral ivme katsayılarına göre bulunacak elastik deprem yükleri, yönetmelikte tanımlanan Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı $R_a(T)$ değerine bölünecektir. Bu değer R taşıyıcı sistem davranış katsayısı ve T yapısal sistemin doğal titreşim periyoduna bağlıdır. DBYBHY 2007 Madde 2,5'e göre, deprem yüklerinin süneklik düzeyi yüksek çerçeveler ile boşluksuz ve/veya boşluklu (bağ kirişli) perdeler tarafından birlikte taşındığı sistemlerde $R=7$ değerinin kullanılabilmesi için boşluksuz perdelerin tabanında meydana gelen kesme kuvvetlerinin toplamı, sistemin tümü için hesaplanan taban kesme kuvvetinin %75'inden daha fazla olmamalıdır ($\alpha_s \leq 0.75$). Bu koşulun sağlanamaması durumunda yerinde dökme betonarme sistemler için kullanılacak R katsayısı $R = 10 - 4\alpha_s$ bağıntısı ile belirlenir.

Çizelge 4.1: α_s Taban kesme kuvveti oranları

Deprem Yönü	Perde V (kN)	Toplam V (kN)	α_s
Deprem X-X	10990	13393	0.821
Deprem Y-Y	13534	14334	0.944

Buna göre,

X-X Doğrultusunda: $R=10-4\alpha_s=10-4 \times 0.821=6.716$

Y-Y Doğrultusunda: $R=10-4\alpha_s=10-4 \times 0.944=6.224$

değerleri bulunur. Verilen formüllere göre doğal titreşim periyotlarına bağlı spektral değerler hesaplanmıştır.

$$T_1 = T_y = 2.64 \text{ s} \quad S(T_y) = 2.5 \times \left(\frac{0.40}{2.64}\right)^{0.8} = 0.55 \quad (4.6)$$

$$T_2 = T_x = 2.30 \text{ s} \quad S(T_y) = 2.5 \times \left(\frac{0.40}{2.30}\right)^{0.8} = 0.62 \quad (4.7)$$

$$A(T_y) = 0.4 \times 1.0 \times 0.55 = 0.22 \quad (4.8)$$

$$A(T_x) = 0.4 \times 1.0 \times 0.62 = 0.25 \quad (4.9)$$

$$C_y = A(T_y)/R_a(T_y) = 0.22/6.224 = 0.035 \quad (4.10)$$

$$C_x = A(T_x)/R_a(T_x) = 0.25/6.716 = 0.037 \quad (4.11)$$

DBYBHY 2007 Madde 2.8.5 uyarınca Mod Birleştirme Yöntemi ile bulunan taban kesme kuvvetinin Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ile bulunan taban kesme kuvvetinden daha az olması durumunda; bulunan taban kesme kuvveti, eşdeğer yöntem ile bulunan kuvvetin düzensizliklere bağlı bir $\beta=0.8\sim0.9$ katına kadar arttırılmalıdır. Hesap adımımda sistemde düzensizlikler bulunmamasına rağmen $\beta=1.0$ alınarak mod birleştirme yöntemi ile bulunan kuvvetler direkt olarak eşdeğer yöntem ile bulunan kuvvetlere eşitlenecek şekilde katsayılarla arttırılmıştır.

ETABS programı ile Mod Birleştirme Yöntemine göre analiz edilen sistemde x ve y yönleri için bulunan taban kesme kuvvetleri:

$$V_{tBx} = 13534 \text{ kN}$$

$$V_{tBy} = 14334 \text{ kN}$$

Minimum taban kesme kuvveti:

$$C_{min} \times W = 0.04 \times 379193 = 15167 \text{ kN}$$

X-X Doğrultusunda Katsayı

Y-Y Doğrultusunda Katsayı

$$15167 / 13534 \text{ kN} = 1.121$$

$$15167 \text{ kN} / 14334 \text{ kN} = 1.058$$

Minimum taban kesme kuvvetine göre ölçeklenen sisteme karşı gelen R değerleri:

X-X Doğrultusunda R Değeri

Y-Y Doğrultusunda R Değeri

$$0.037 \times 6.716 / 0.04 = 6.21$$

$$0,035 \times 6.224 / 0.04 = 5.45$$

olarak hesaplanır.

4.2.4 Düzensizlik kontrolleri

A1 Burulma düzensizliği kontrolü

Birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi biri için, herhangi bir katta en büyük görelî kat ötelemesinin o katta aynı doğrultudaki ortalama kat ötelemesine oranı olarak tanımlanan *Burulma Düzensizliği Katsayısı* (η_{bi}) değerinin 1.2' den büyük olması durumudur.

$$\Delta_{iort} = 1/2 \left[(\Delta_i)_{max} + (\Delta_i)_{min} \right]$$
$$\eta_{bi} = (\Delta_i)_{max} / (\Delta_i)_{ort} \quad (4.12)$$

bağıntılarıyla hesaplanır.

Ek A Çizelge A.2,3'de görüldüğü üzere hiçbir katta burulma düzensizliği katsayısı 1.2 değerini aşmamıştır. Buna göre sistemde her iki yönde burulum düzensizliği bulunmamaktadır.

A2 Döşeme süreksizlikleri

Herhangi bir kattaki döşemede;

Merdiven ve asansör boşlukları dahil, boşluk alanları toplamının kat brüt alanının 1/3'ünden fazla olması

Deprem yüklerinin düşey taşıyıcı sistem elemanlarına güvenle aktarılabilmesini güçleştiren yerel döşeme boşluklarının bulunması

Döşemenin düzlem içi rijitlik ve dayanımında ani azalmaların olması

durumlarında ortaya çıkan düzensizliktir.

Döşemedeki toplam boşluk alanı $A_b = 88 \text{ m}^2$ Brüt kat alanı $A = 768 \text{ m}^2$

$A_b / A = 88 / 768 = 0,1146 < 1/3$ oranından planda A2 düzensizliği bulunmamaktadır.

A3 Planda çıkıntılar bulunması

Bina kat planlarında çıkıntı yapan kısımların birbirine dik iki doğrultudaki boyutların her ikisinin de, binanın o katının aynı doğrultudaki toplam boyutlarının % 20'sinden daha büyük olması durumudur. Planda çıkıntı bulunmadığından A3 düzensizliği bulunmamaktadır.

B1 Komşu katlar arası dayanım düzensizliği

Betonarme binalarda birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi birinde, herhangi bir kattaki *etkili kesme alanı*'nın, bir üst kattaki *etkili kesme alanı*'na oranı olarak tanımlanan *Dayanım Düzensizliği Katsayısı* (η_{ci})'nin 0.80'den küçük olması durumudur.

Sistemde her iki yönde düşey doğrultuda sabit perde kalınlığı ile eksenel yüke bağlı olarak azalan kolon boyutları mevcut olduğundan dayanım düzensizliği bulunmamaktadır.

B2 Komşu katlar arası rijitlik düzensizliği

Birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi biri için, herhangi bir i 'nci kattaki ortalama görelî kat ötelemesinin bir üst veya bir alt kattaki ortalama görelî kat ötelemesine oranı olarak tanımlanan Rijitlik Düzensizliği Katsayısı (η_{ki}) değerinin 2,0'dan büyük olması durumudur.

$$\eta_{ki} = \frac{(\Delta_i/h_i)_{ort}}{(\Delta_{i+1}/h_{i+1})_{ort}} > 2.0$$
$$\eta_{ki} = \frac{(\Delta_i/h_i)_{ort}}{(\Delta_{i-1}/h_{i-1})_{ort}} > 2.0 \quad (4.13)$$

bağıntılarıyla hesaplanır.

Ek A Çizelge A.4,5'de görüldüğü üzere hiçbir katta rijitlik düzensizliği katsayısı 2.0 değerini aşmamıştır. Buna göre sistemde her iki yönde yumuşak kat düzensizliği bulunmamaktadır.

Görelî kat ötelemeleri kontrolü

Herhangi bir kolon veya perde için, ardışık iki kat arasındaki yer değiştirme farkı olarak tanımlanan *Görelî Kat Ötelemesinin* kat içindeki en büyük değeri (Δ_{imax}) değeri,

$$\Delta_{imax} / h_i \leq 0.02 / R \quad (4.14)$$

koşulunu sağlamalıdır.

Ek A Çizelge A.6,7'de görüldüğü üzere hiçbir katta görelî kat ötelemeleri hesaplanan oranı aşmamıştır. Buna göre sistemde her iki yönde görelî kat ötelemeleri kontrolü sağlanmıştır.

İkinci mertebe etkileri kontrolü

Yatay yük etkisinde sistemde katlar arası yer değiştirmelerin dikkate alınması, taşıyıcı olmayan elemanlarda hasarın sınırlandırılması açısından göz önüne alınan ikinci mertebe etkileri *İkinci Mertebe Gösterge Değeri* (θ_i) değeri,

$$\theta_i = \frac{\sum_{j=i}^N W_j \times (\Delta_i)_{ort}}{V_i \times h_i} \leq 0.12$$

(4.15)

bağıntısıyla hesaplanır.

Ek A Çizelge A.8,9’da görüldüğü üzere hiçbir katta ikinci mertebe etkileri gösterge değerini aşmamıştır. Buna göre sistemde her iki yönde ikinci mertebe etkileri ihmal edilebilir seviyededir.

Kesitlerin betonarme hesaplarında kullanılan yük birleşimleri TS 500-2000 ve 2007 Deprem Yönetmeliği’ne göre belirlenmiştir. Betonarme hesaplarda, en elverişsiz sonuçları veren zarf yük birleşim değerleri kullanılmıştır. Tablo 4.5’de şu kısaltmalar kullanılarak yüklemeler gösterilmiştir.

G: Sabit Yükler

Q: Hareketli Yükler

EX: X-X Doğrultusu Deprem Yükleme

EY: Y-Y Doğrultusu Deprem Yükleme

EXP: X-X Doğrultusu Deprem Yükleme +%5 dış merkezlik

EXN: X-X Doğrultusu Deprem Yükleme -%5 dış merkezlik

EYP: Y-Y Doğrultusu Deprem Yükleme +%5 dış merkezlik

EYN: Y-Y Doğrultusu Deprem Yükleme -%5 dış merkezlik

Çizelge 4.2: Yük birleşimleri

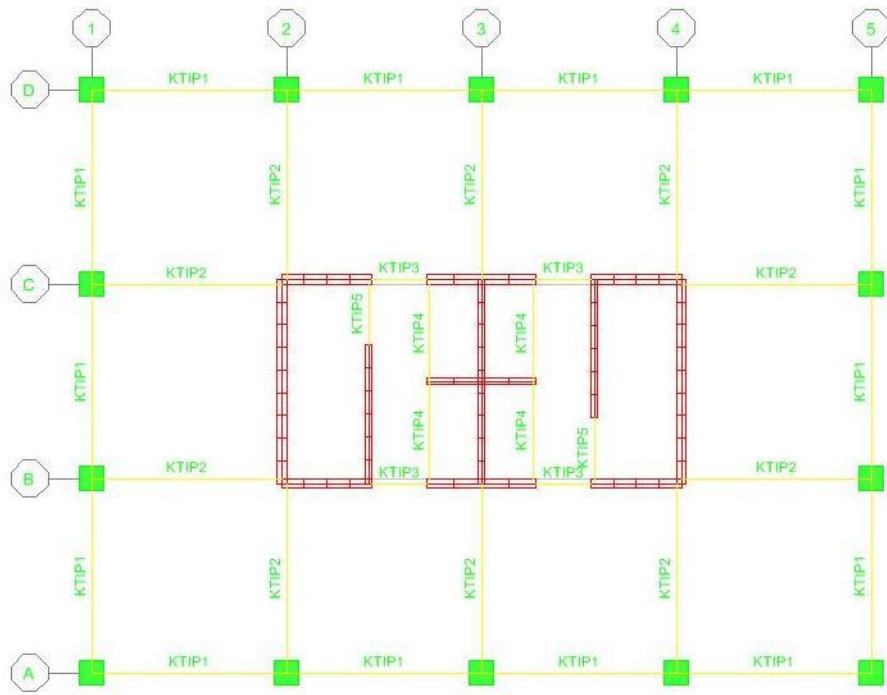
YÜK BİRLEŞİMİ	YÜKLEME
DUSEY	1.4G+1.6Q
DSPECX1	1.0G+1.0Q+1.0EXP+0.3EY
DSPECX2	1.0G+1.0Q+1.0EXP-0.3EY
DPSECX3	1.0G+1.0Q-1.0EXP+0.3EY
DPSECX4	1.0G+1.0Q-1.0EXP-0.3EY
DPSECX5	1.0G+1.0Q+1.0EXN+0.3EY
DPSECX6	1.0G+1.0Q+1.0EXN-0.3EY
DPSECX7	1.0G+1.0Q-1.0EXN+0.3EY
DPSECX8	1.0G+1.0Q-1.0EXN-0.3EY
DPSECY1	1.0G+1.0Q+1.0EYP+0.3EX
DPSECY2	1.0G+1.0Q+1.0EYP-0.3EX
DPSECY3	1.0G+1.0Q-1.0EYP+0.3EX
DPSECY4	1.0G+1.0Q-1.0EYP-0.3EX
DPSECY5	1.0G+1.0Q+1.0EYN+0.3EX
DPSECY6	1.0G+1.0Q+1.0EYN-0.3EX
DPSECY7	1.0G+1.0Q-1.0EYN+0.3EX
DPSECY8	1.0G+1.0Q-1.0EYN-0.3EX
DGX1	0.9G+1.0EXP+0.3EY
DGX2	0.9G+1.0EXP-0.3EY
DGX3	0.9G-1.0EXP+0.3EY
DGX4	0.9G-1.0EXP-0.3EY
DGX5	0.9G+1.0EXN+0.3EY
DGX6	0.9G+1.0EXN-0.3EY
DGX7	0.9G-1.0EXN+0.3EY
DGX8	0.9G-1.0EXN-0.3EY
DGY1	0.9G+1.0EYP+0.3EX
DGY2	0.9G+1.0EYP-0.3EX
DGY3	0.9G-1.0EYP+0.3EX
DGY4	0.9G-1.0EYP-0.3EX
DGY5	0.9G+1.0EYN+0.3EX
DGY6	0.9G+1.0EYN-0.3EX
DGY7	0.9G-1.0EYN+0.3EX
DGY8	0.9G-1.0EYN-0.3EX
ZARF	EN ELVERİŞSİZ

4.3 Betonarme Tasarımı

Kesitlerin betonarme hesapları bilgisayar modeline etkitilen yük birleşimlerinden elde edilen elverişsiz durumlar göz önüne alınarak DBYBHY 2007 esaslarına göre yapılmıştır. Sistemdeki tüm elemanlara ait boyutlandırma sonuçları tablolar halinde EK A Çizelge A.10' da verilmiştir.

4.3.1 Örnek kiriş betonarme hesapları

Kirişlerin betonarme hesabı için gerekli enkesit özellikleri belirlenip örnek olarak KTIP2 olarak gruplandırılan 3-3 aksı üzerindeki K703 kirişinin örnek tasarımı aşağıda verilmiştir.



Şekil 4.4: Kiriş grupları

Açıklıkta Alt Donatı

$$M_d = 390.30 \text{ kNm} \quad b_w = 60 \text{ cm} \quad h = 60 \text{ cm} \quad = 120 \text{ cm etkin tabla genişliği}$$

$$\rho_{\min} = 0.8 \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} = 0.8 \frac{1.45}{365} = 0.0032 \quad (4.16)$$

$$A_{s \min} = \rho_{\min} A_c = 0.0032 \times 60 \times 60 = 11.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \max} = \rho_{\max} A_c = 0.02 \times 60 \times 60 = 72.00 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{b_w \times d^2}{M_d} = \frac{1.2 \times 0.55^2}{390.30} = 93.0 \times 10^{-5} \quad k_s = 2.85$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{2.85 \times 390.30}{0.55} = 20.23 \text{ cm}^2$$

Seçilen Donatı 6Ø22 $A_{s \text{ mev}} = 22.81 \text{ cm}^2$

Sol Mesnet Üst Donatı

$$M_d = 479.50 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b_w \times d^2}{M_d} = \frac{0.6 \times 0.55^2}{479.50} = 37.85 \times 10^{-5} \quad k_s = 2.94$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{2.94 \times 479.50}{0.55} = 25.63 \text{ cm}^2$$

Seçilen Donatı 4Ø22 Montaj + 4Ø22 Ek $A_{s \text{ mev}} = 30.41 \text{ cm}^2$

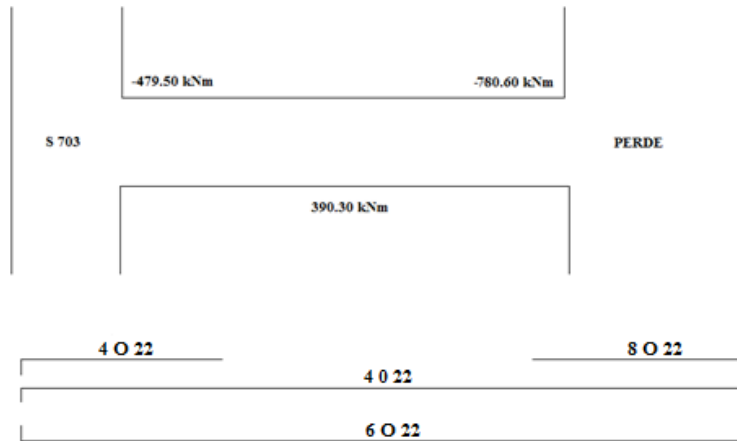
Sağ Mesnet Üst Donatı

$$M_d = 780.60 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b_w \times d^2}{M_d} = \frac{0.6 \times 0.55^2}{780.60} = 23.25 \times 10^{-5} \quad k_s = 3.08$$

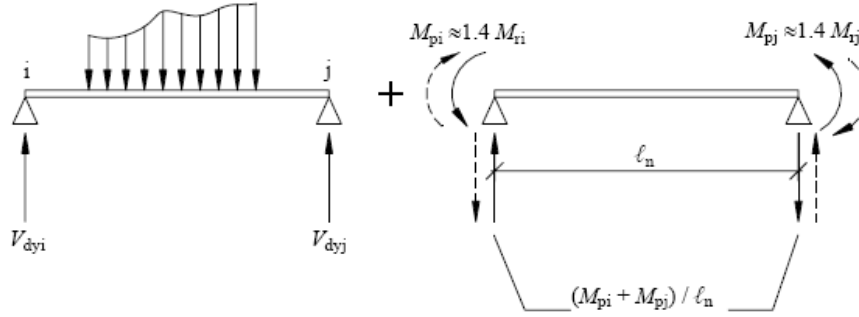
$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{3.08 \times 780.60}{0.55} = 43.71 \text{ cm}^2$$

Seçilen Donatı 4Ø22 Montaj + 8Ø22 Ek $A_{s \text{ mev}} = 45.62 \text{ cm}^2$



Şekil 4.5: Kiriş donatıları şematik gösterimi

K703 örnek kirişinin tasarımına esas kesme kuvvetleri DBYBHY 2007 Madde 3.4.5.2 de verilen bağıntılar yardımıyla hesaplanmıştır.



Şekil 4.6: Kiriş kesme tasarımı

$$V_e = V_{dy} \pm \frac{M_{pi} + M_{pj}}{l_n} \quad M_{pi} \cong 1.4M_{ri} \quad M_{pj} \cong 1.4M_{rj} \quad (4.17)$$

Çift donatılı kesitlerin taşıma gücü momenti, basınç bölgesindeki donatı merkezine göre moment alınarak yaklaşık olarak aşağıdaki gibi yazılabilir.

$$M_r = A_s \times f_{yd} \times (d - d') \quad (4.18)$$

X-X Deprem Yönü Sol uç

$$M_{ri} = 18.85 \times 365 \times (55 - 5) = 344.01 \text{ kNm}$$

$$M_{rj} = 15.71 \times 365 \times (55 - 5) = 286.71 \text{ kNm}$$

$$V_e = 209.44 + \frac{1.4 \times (344.01 + 286.71)}{7.3} = 329.25 \text{ kN}$$

$$V_e = 209.44 - \frac{1.4 \times (344.01 + 286.71)}{7.3} = -124.65 \text{ kN}$$

X-X Deprem Yönü Sağ uç

$$M_{ri} = 15.71 \times 365 \times (55 - 5) = 286.71 \text{ kNm}$$

$$M_{rj} = 31.42 \times 365 \times (55 - 5) = 573.42 \text{ kNm}$$

$$V_e = 244.46 + \frac{1.4 \times (286.71 + 573.42)}{7.3} = 408.27 \text{ kN}$$

$$V_e = 244.46 - \frac{1.4 \times (286.71 + 573.42)}{7.3} = -45.63 \text{ kN}$$

Yönetmelik Madde 3.4.5.1' e göre $R_a = 2$ alınarak bulunan kiriş kesme kuvveti V_e değerleri ile kiriş uçlarında hesaplanan V_e değerlerinden küçük olanları kirişin kesme tasarımına esas kuvvetleri olarak alınmıştır.

$$\text{X-X Deprem Kuvveti Sol Uç} \quad 356,96 \text{ kN} > 329,25 \text{ kN} \rightarrow V_e = 329,25 \text{ kN}$$

$$\text{X-X Deprem Kuvveti Sağ Uç} \quad 391,98 \text{ kN} < 408,27 \text{ kN} \rightarrow V_e = 391,98 \text{ kN}$$

Kiriş sarılma bölgesinde enine donatı hesabında, sadece deprem yüklerinden oluşan kesme kuvveti 99.13 kN, depremli durumdaki toplam kesme kuvveti 267,72 kN değerinin yarısından küçük olduğundan dolayı betonun kesme dayanımına katkısı hesaba katılacaktır.

$$V_{cr} = 0.65f_{ctd}b_wd = 0.65 \times 1.45 \times 600 \times 600 = 339.3 \text{ kN}$$

$$V_c = 0.80V_{cr} = 0.80 \times 339.3 = 271.44 \text{ kN}$$

Kiriş sarılma bölgesinde Ø10/10 seçilerek

$$A_s = 2 \left(\frac{\pi \times 10^2}{4} \right) = 157.08 \text{ mm}^2$$

$$\rho_s = \frac{A_s}{s \times b_k} = \frac{157.08}{100 \times 500} = 0.00314$$

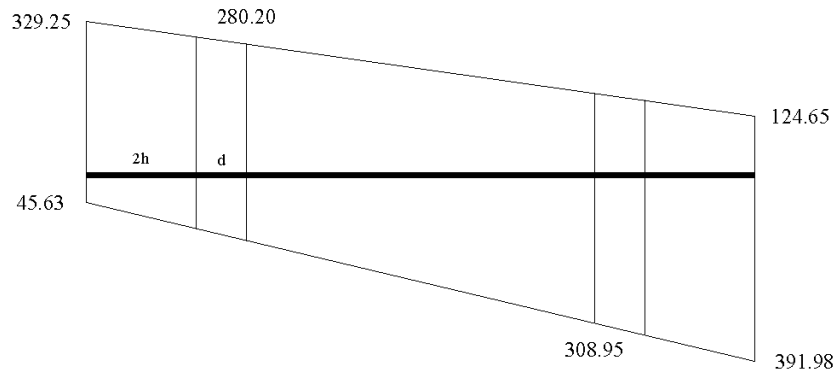
$$V_w = \rho_s \times A_c \times f_{yd} = 0.00314 \times 600 \times 600 \times 365 = 412.81 \text{ kN}$$

$$V_r = V_c + V_w = 271.44 + 412.81 = 684.25 \text{ kN}$$

$$V_e \leq V_r$$

$$V_e \leq 0.22b_wdf_{cd}$$

$$V_e = 391.98 \text{ kN} \leq 684.25 \leq 0.22 \times 600 \times 550 \times 27 = 1960.2 \text{ kN}$$



Şekil 4.7: Kiriş orta bölgesi kesme kuvvetleri (kN)

Kiriş orta bölgesinde Ø10/15 seçilerek

$$A_s = 2 \left(\frac{\pi \times 10^2}{4} \right) = 157.08 \text{ mm}^2$$

$$\rho_s = \frac{A_s}{s \times b_k} = \frac{157.08}{150 \times 500} = 0.00209$$

$$V_w = \rho_s \times A_c \times f_{yd} = 0.00209 \times 600 \times 600 \times 365 = 275.20 \text{ kN}$$

$$V_r = V_c + V_w = 271.44 + 275.20 = 546.60 \text{ kN}$$

$$V_e \leq V_r$$

$$V_e \leq 0.22b_wdf_{cd}$$

$$V_e = 308.95 \text{ kN} \leq 546.60 \leq 0.22 \times 600 \times 550 \times 27 = 1960.2 \text{ kN}$$

Bağ kirişlerinin tasarımı

Yönetmelik Madde 3.6.8.2' de belirtilen göz önüne alınan deprem doğrultusunda herhangi bir bağ kirişli perde sistemini oluşturan perde parçalarında deprem yüklerinden oluşan taban momentlerinin toplamı, bağ kirişli perde sisteminde deprem yüklerinden oluşan toplam devrilme momentinin 2/3'ü nden fazla olmaması;

$$(M_{sol} + M_{sağ}) \leq \frac{2}{3} \Sigma(F_{wi} \times H_i) \quad (4.19)$$

$$50538.35 \leq \frac{2}{3} 528652.62 \text{ kNm}$$

koşulu sağlandığından R sistem davranış katsayısının değiştirilmesine gerek yoktur. Yönetmelik Madde 3.6.8.4 e göre bağ kirişlerinde aşağıdaki koşulların herhangi birinin sağlanması halinde kesme donatısı etriyelerle sağlanabilmektedir.

$$l_n > 3H_k \quad 225 < 3 \times 80 = 240 \text{ cm} \quad (4.20)$$

$$V_d \leq 1.5b_wdf_{ctd} \quad 1169 \geq 1.5 \times 40 \times 75 \times 1.45 = 652.50 \text{ kN} \quad (4.21)$$

Bu iki koşulun her ikisinin de sağlanamaması durumunda bağ kirişindeki kesme kuvvetini ve onun oluşturduğu eğilme momentini karşılamak üzere çapraz donatılar kullanılacaktır. Çizelge 4.3'de bu kontroller ayrıntılı bir şekilde sunulmuştur.

Çizelge 4.3: Bağ kirişi tasarımı

KAT	b cm	h cm	Y Açı	V _d	A _{sd} = V _d /(2f _{yd} sin Y) cm ²	Seçilen
1-7	40	80	12.71	1169	72.79	14 Ø 26
8-14	40	80	12.71	1011	62.95	12 Ø 26
15-21	40	80	12.71	727	45.27	10 Ø 26
22-28	40	80	12.71	535	33.31	8 Ø 26

4.3.2 Örnek kolon betonarme hesapları

Süneklik düzeyi yüksek kolonların betonarme tasarımında enkesit koşulları, boyuna donatı oranları, kolonların kirişlerden daha güçlü olması koşulu ve kesme güvenliği hesapları Yönetmelik Madde 3.3' de verilen kurallar esas alınarak hesaplanmıştır. Bu bölümde örnek olarak 1. kat A ve 3 akslarının kesişiminde yer alan S103 kolonunun eğilme ve kesme tasarımı verilmiş diğer elemanlara ait hesap sonuçları çizelge halinde Ek A Çizelge A.11'de gösterilmiştir.

ETABS programında tüm kombinasyon değerleri için elemanda meydana gelen normal kuvvet ve iki doğrultudaki moment değerlerinin, kesitte minimum donatı oranına göre oluşturulan akma yüzeyleri arasında kaldığı ve eğilme kapasitesinin yeterli olduğu görülmüştür.

$$N_d = 15249.5 \text{ kN}$$

$$A_c = b_w d = 1000 \times 1000 = 10^6 \text{ mm}^2$$

$$\frac{N_d}{A_c \times f_{ck}} = \frac{15249500}{10^6 \times 40} = 0.381 < 0.500$$

$$\rho_{min} = 0.01 \quad A_{s \min} = 0.01 \times 100 \times 100 = 100 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen } 20\text{Ø}26 \quad A_s = 106.2 \text{ cm}^2$$

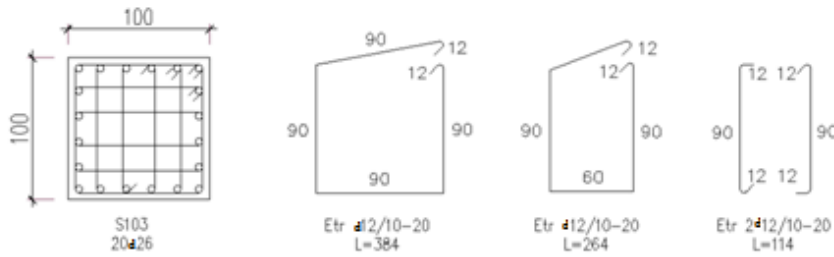
Kolon enine donatısının $N_{dm} / A_c f_{ck} = 0.381 > 0.20$ olduğundan gerekli enine donatı miktarı Yönetmelik Madde 3.3.4.1' e göre belirlenmiştir.

$s=10\text{ cm}$ seçilerek

$$A_{sh} \geq 0.30 \times 100 \times 900 \times \left[\frac{1000000}{810000} - 1 \right] \times (40 \div 420) = 603.17 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh} = 0.075 \times 100 \times 900 \times (40 \div 420) = 642.86 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 6 \left(\frac{\pi \times 12^2}{4} \right) = 657.58 \text{ mm}^2 \quad \text{Seçilen çift kollu 3 adet } \varnothing 12 \text{ 100 mm}$$



Şekil 4.8: Kolon tek yönlü etriye açılımı

Örnek S103 kolonunun enine donatı hesabında Yönetmelik Madde 3.3.7.1'e göre hesaplanan kesme kuvveti V_e değeri ile düşey yükler ile birlikte $R_a = 2$ alınarak bulunan V_e değerlerinden küçük olanı tasarıma esas kesme kuvveti olarak alınmıştır.,

$$M_{ri} = 340.57 \text{ kNm}; \quad M_{pi} \cong 1.4M_{ri} = 476.80 \text{ kNm}$$

$$M_{rj} = 510.77 \text{ kNm}; \quad M_{pj} \cong 1.4M_{rj} = 715.08 \text{ kNm}$$

$$M_{\ddot{u}} = \Sigma M_p \frac{228.32}{228.32 + 408.18} = 427.54 \text{ kNm}$$

$$M_a = 1.4M_{ra} = 1.4 \times 1534.92 = 2148.89 \text{ kNm}$$

$$V_e = \frac{M_a + M_{\ddot{u}}}{l_n} = \frac{2148.89 + 427.54}{3.5} = 736.12 \text{ kN}$$

$$R_a = 2 \text{ için bulunan değer } V_{e R_a=2} = 518.64 \text{ kN}$$

$$V = \min(V_e; V_{e R_a=2}) = 518.64 \text{ kN}$$

Yönetmelik Madde 3.3.7.6' ya göre kolon sarılma bölgesinde enine donatının hesabında, sadece deprem yüklerinden oluşan kesme kuvvetinin depremli durumdaki toplam kesme

kuvvetinin yarısından daha büyük olması ve aynı zamanda $N_d \leq 0.05A_c f_{ck}$ koşulunun sağlanması halinde betonun kesme dayanımına katkısı ihmal edilecektir.

$$V_D < \frac{V_{G+Q+D}}{2}$$

$$V_D = 148.72 \text{ kN} > \frac{V_{G+Q+D}}{2} = 74.36 \text{ kN}$$

$$\frac{N_d}{A_c \times f_{ck}} = 0.381 > 0.05$$

koşullarından biri sağlanamadığından betonun kesme dayanımına katkısı alınabilecektir.

$$V_{cr} = 0.65 f_{ctd} b_w d = 0.65 \times 1.45 \times 1000 \times 1000 = 942.5 \text{ kN}$$

$$V_c = 0.80 V_{cr} = 0.80 \times 942.50 = 754.0 \text{ kN}$$

$$\rho_{sh} = \frac{A_{sh}}{s \times b_k} = \frac{657.58}{100 \times 900} = 0.00731$$

$$V_w = \rho_s \times A_c \times f_{yd} = 0.00731 \times 1000 \times 1000 \times 365 = 2666.85 \text{ kN}$$

$$V_r = V_c + V_w = 754.0 + 2666.85 = 3420.85 \text{ kN}$$

$$V_e \leq V_r$$

$$V_e \leq 0.22 b_w d f_{cd}$$

$$V_e = 518.64 \text{ kN} \leq 3420.85 \leq 0.22 \times 1000 \times 1000 \times 27 = 5940.0 \text{ kN}$$

S103 kolonu ile aynı donatıya sahip S203 kolonlarının birleştiği düğüm noktasında ve diğer tüm kat düğüm noktalarında Yönetmelik Madde 3.3.5.1'e göre kolonların kirişlerden güçlü olması koşulu irdelenmiş ve örnek yerin kontrolü aşağıda gösterilmiştir.

X-X Deprem Yönünde

$$M_{ra} = M_{r\ddot{u}} = 1534.92 \text{ kNm}$$

$$M_{ri} = 340.57 \text{ kNm}, \quad M_{rj} = 510.77 \text{ kNm}$$

$$(M_{ra} + M_{r\ddot{u}}) \geq 1.2(M_{ri} + M_{rj}) \quad (4.22)$$

$$\frac{M_{ra} + M_{r\ddot{u}}}{M_{ri} + M_{rj}} = \frac{1534.92 + 1534.92}{340.57 + 510.77} = 3.61 > 1.20$$

Yönetmelik Madde 3.5.1'e göre K102-K103 kirişleri ile S103-S203 kolonları arasında kalan birleşim bölgesi kuşatılmamış birleşim olarak belirlenmiştir.

X-X Deprem Yönünde

$$A_{s1} = 18.85 \text{ cm}^2 \quad A_{s2} = 28.27 \text{ cm}^2$$

$$V_{kol} = \min(V_a, V_{\ddot{u}})$$

$$V_e = 1.25 f_{yk} (A_{s1} + A_{s2}) - V_{kol} \quad (4.23)$$

$$V_e = 1.25 \times 42 \times (18.85 + 28.27) - 106.24 = 2367.56 \text{ kN}$$

$$b_{w1} = b_{w2} < b$$

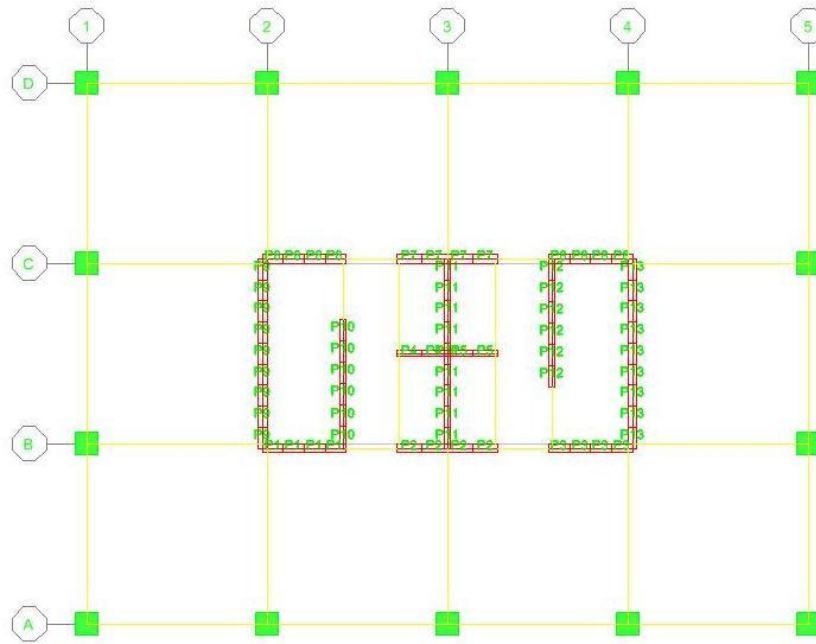
$$b_j = 2 \min(b_1, b_2) = 2 \times 50 = 100 \text{ cm} \quad h = 100 \text{ cm}$$

$$V_e \leq 0.45 b_j h f_{cd}$$

$$V_e = 2367.56 \leq 0.45 \times 100 \times 100 \times 2.7 = 12150 \text{ kN}$$

4.3.3 Örnek perde betonarme hesapları

Süneklik düzeyi yüksek perdelerin betonarme tasarımında enkesit koşulları, boyuna donatı oranları, enine donatı koşulları ve kesme güvenliği hesapları için Yönetmelik Madde 3.6' da verilen kurallar esas alınmıştır. Bu bölümde B aksı üzerinde bulunan P1 perdesinin örnek betonarme tasarımı gösterilmiştir.



Şekil 4.9: Çekirdek bölgesi perde grupları

$H_w / (l_w = 88.5 / (8.8 = 10.06 > 2.0))$ olduğundan perdenin planda her iki ucunda perde uç bölgeleri oluşturulmuştur.

$$H_{cr} \geq l_w = 8.8 \text{ m}$$

$$H_{cr} \geq H_w / 6 = 88.5 / 6 = 14.75 \text{ m}$$

$$H_{cr} = 15 \text{ m (4. kat)}$$

Yönetmelik Madde 3.6.2.3'e göre perde uç bölgelerinin plandaki uzunluğu kritik perde yüksekliği boyunca perde boyunun %20' sinden, kritik perde yüksekliği üzerinde ise %10' undan ve perde kalınlığının 2 katından az olmayacaktır. Kritik perde yüksekliği 4. kat yüksekliğine karşılık gelen $H_{cr} = 15 \text{ m}$ olarak alınmıştır. Bilgisayar programında elverişsiz kombinasyon değerlerine göre kesite konstrüktif olarak yerleştirilen donatıların uygun sonuç verip vermediği kontrol edilmiş ve kesit için gerekli boyuna donatılar bu yöntemle belirlenmiştir. Buna göre örnek tasarımı sunulan P1 perdesinin uç bölgesinde Ø20/15, gövde bölgesinde ise her iki yüze Ø14/15 donatı yerleştirilmiştir.

Perdenin her iki yüzündeki gövde donatılarının toplam enkesit alanı, düşey ve yatay donatıların her biri için, perde uç bölgelerinin arasında kalan perde gövdesi brüt enkesit alanının 0,0025'inden az olmayacak şekilde perde gövde donatısı seçilmiştir.

$$\rho_{gövde} = \frac{A_{s\ gövde}}{b_w \times d} = \frac{26 \times 1.54}{(370 - 2 \times 80) \times 40} = 0.00476 \geq 0.0025 \quad (4.24)$$

Perde uç bölgelerinin her birinde, kritik perde yüksekliği boyunca, düşey donatı toplam alanının perde enkesit alanına oranı 0.002'de az olmayacak şekilde perde uç donatıları seçilmiştir.

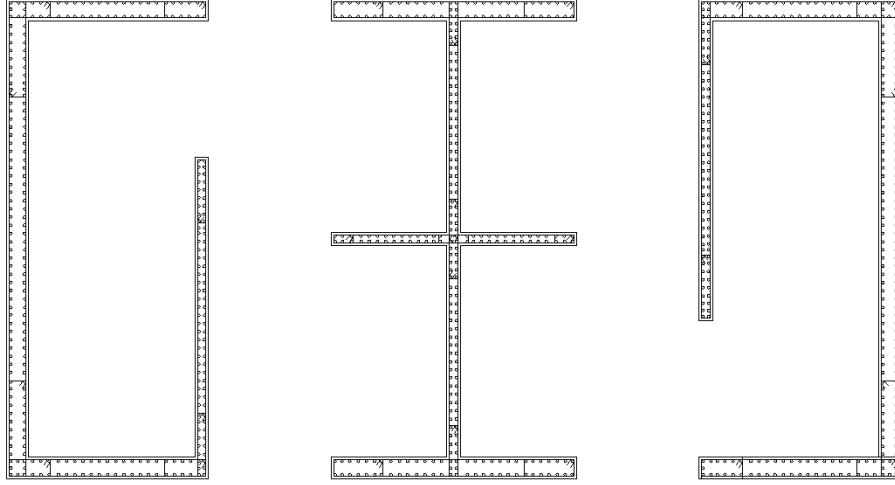
$$\rho_{uç} = \frac{A_{s\ uç}}{b_w \times d} = \frac{13 \times 3.14}{370 \times 40} = 0.00276 \geq 0.002 \quad (4.25)$$

Yönetmelik Madde 3.6.5.2' ye göre P1 perdesinin uç bölgesinin sarılma donatısı aralığı 100 mm seçilerek hesaplanırsa

$$A(sh\ x) \geq 2/3 \times 0.075 \times 100 \times 300 \times (40 / 420) = 142.86 \text{ mm}^2$$

$$A(sh\ y) \geq 2/3 \times 0.075 \times 100 \times 700 \times (40/420) = 333.33 \text{ mm}^2$$

Seçilen enine donatı Ø16/10 (402 mm²) çap ve aralığında bir adet dikdörtgen iç sargıdan oluşmaktadır.



Şekil 4.10: Çekirdek perdeleri şematik donatı yerleşimi

Kritik perde yüksekliği boyunca uç bölgeleri dışındaki beher metrekare perde yüzünde en az 10 adet özel deprem çirozu kullanılmıştır. Çirozların çapı en az yatay donatının çapı kadardır. Yönetmelik Madde 3.6.3.1’de belirtilen koşul sağlanmaktadır.

$$\rho_{sh} = \frac{A_{sh}}{s \times b_k} = \frac{4 \times 2.01}{10 \times 30} = 0.0268 > 0.0025 \quad (4.26)$$

Yönetmelik Madde 3.6.7.1’e göre perdenin kesme kuvveti dayanımı hesaplanmıştır.

$$V_r = A_{ch} (0.65 f_{ctd} + \rho_{sh} f_{ywd}) \quad (4.27)$$

$$V_r = (0.4 \times 3.7) (0.65 \times 1450 + 0.0268 \times 365000) = 15872.3 \text{ kN}$$

Yönetmelik Madde 3.6.6.3’ e göre enine donatı hesabında esas alınacak tasarım kesme kuvveti V_e , Yönetmelik Madde 3.16’ya göre hesaplanacaktır.

$$V_e = \beta_v \frac{(M_p)_t}{(M_d)_t} \quad (4.28)$$

$$(M_r)_t = 19150.5 \text{ kNm}$$

$$(M_p)_t = 1.25 (M_r)_t = 23938.125 \text{ kNm}$$

$$(M_d)_t = 7121.2 \text{ kNm}$$

$$V_d = 1920.24 \text{ kN}$$

$$\beta_v = 1.5 \quad \text{Perde kesme kuvveti dinamik büyütme katsayısı}$$

$$V_e = 9682.42 \text{ kN}$$

Yönetmelik Madde 3.6.6.3'e göre düşey yükler ile birlikte $R_a = 2$ alınarak bulunan kesme kuvveti değeri ile hesaplanan V_e değerinden küçük olanı perdenin kesme tasarımına esas değer olarak alınarak aşağıdaki kontroller yapılmıştır.

$$V_{e R_a=2} = 5907.58 \text{ kN} \quad V = \min(V_e, V_{e R_a=2}) = 5907.58 \text{ kN}$$

$$V_e \leq V_r$$

$$V_e \leq 0.22 A_{ch} f_{cd} \quad (4.29)$$

$$V_e = 5907.58 \text{ kN} < V_r = 15872.3 \text{ kN}$$

$$V_e = 5907.58 \text{ kN} < 0.22 \times 0.4 \times 3.7 \times 27000 = 8791.2 \text{ kN}$$

Yönetmelik Madde 3.6.7.2' ye göre perdenin temele bağlantı düzleminde pürüzlendirilmiş yüzey olduğu kabul edilerek sürtünme kesmesi kontrolü yapılmıştır.

$$V_r = A_{wf} f_{yd} \mu \quad (4.30)$$

$$V_r = 178.1 \times 36.5 \times 1.0 = 15872.3 \text{ kN} > V_e$$

4.4 Yönetmeliklerdeki Spektrumlar ve Kullanılacak İvme Kayıtları

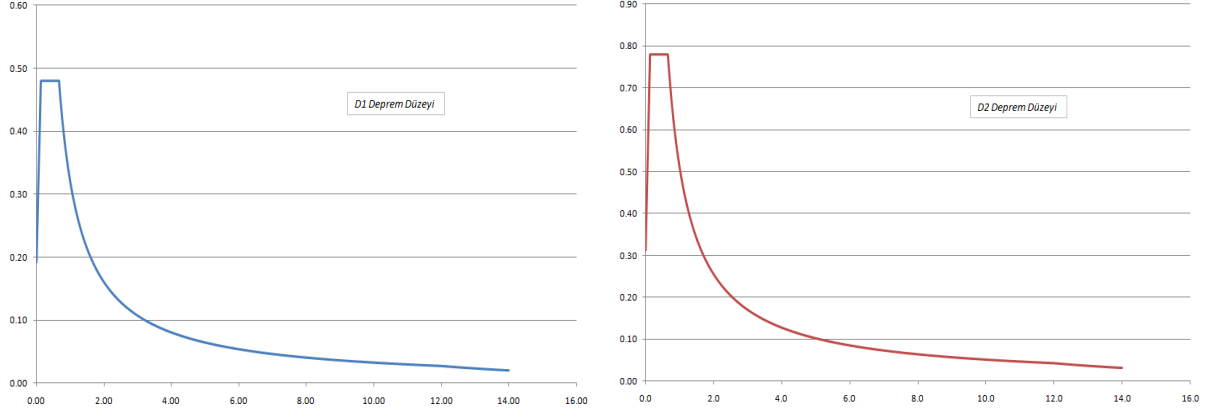
Yapının bulunduğu yöreden yola çıkarak DBYBHY 2007 esaslarınca tanımlanan Z2 sınıfı zemin ile buna karşı gelecek şekilde İYBDY 2008'de tanımlanan C sınıfı zemin seçilmiştir. Bu sınıfa göre farklı aşılma olasılıkları dikkate alınmak suretiyle Maslak bölgesi için spektrum hesabında kullanılması gerekli olan değerler Çizelge 4.4'de verilmiştir.

Çizelge 4.4: İYBDY deprem düzeyi değerleri

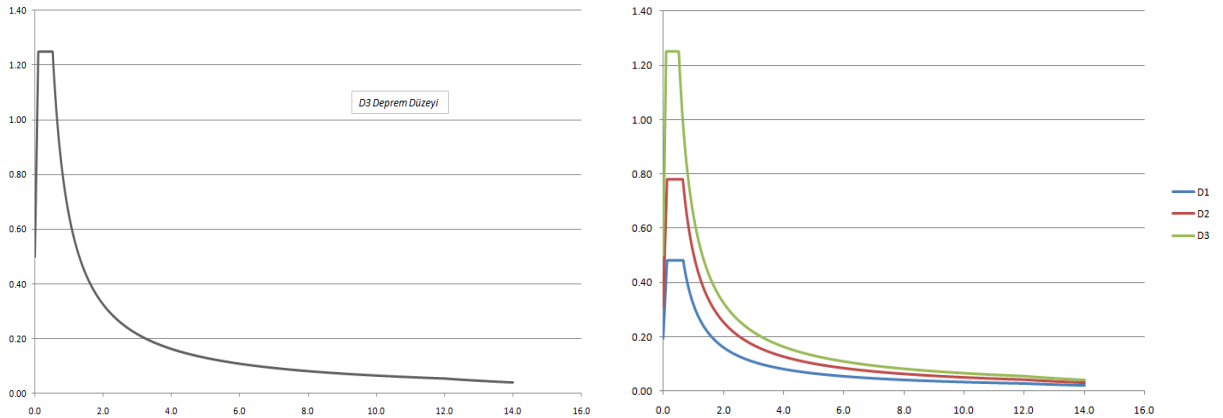
	Spektral İvme Zemin				Zemin Etki Katsayısı		
	D1	D2	D3		D1	D2	D3
S_s	0.4	0.7	1.25	F_a	1.20	1.12	1.00
S_1	0.2	0.35	0.5	F_v	1.60	1.45	1.30
	Spektrum Köşe Periyotları				Spektral İvme		
	D1	D2	D3		D1	D2	D3
T_s	0.67	0.65	0.52	S_{MS}	0.48	0.78	1.25
T_0	0.13	0.13	0.10	S_{M1}	0.32	0.51	0.65

İncelenen bina İYBDY 2008 e göre normal sınıf olarak tanımlanmakta ve bu tür binaların deprem performanslarının D2 deprem etkisi altında Kontrollü Hasar/Can Güvenliği bölgesinde olması öngörülmektedir.

Çizelge 4.4 deki veriler kullanılarak hesaplanan spektrumlar aşağıdaki şekil 4.11 ve şekil 4.12 de sunulmaktadır.



Şekil 4.11: D1 ve D2 deprem düzeyi



Şekil 4.12: D3 deprem düzeyi ve karşılaştırma

4.4.1 Zaman tanım alanında ölçekleme işlemi

Zaman tanım alanında ölçekleme yöntemi deprem ivme kaydının sabit bir sayı ile çarpılarak istenilen periyot aralığında tasarım ivme spektrumuna göre en uygun şekilde ayarlanmasını esas alır.

Zaman tanım alanında yapılacak analizler için kullanılacak deprem ivme kaydının seçilmesi aşamasından sonra, kullanılacak ivme kaydından elde edilen tepki ve tasarım spektrumu elde edilir. Bir sonraki adım olarak, elde edilmiş tepki spektrumu, belirlenen bir aralıkta belirli bir

değerin üstüne çıkıncaya kadar ölçeklendirme katsayısı ile çarpılır ve en son adım olarak, belirlenen ölçeklendirme katsayısı 1. adımda seçilmiş olan deprem ivme kaydının tamamı ile çarpılarak ölçeklendirilmiş deprem yer hareketi kaydı elde edilmiş olur.

Deprem yer hareketlerinin seçilmesinde *Peer NGA Veri Bankası* (peer.berkeley.edu/nga/) kullanılmıştır. D2 depremi olarak deprem kaynak mekanizması yanal atımlı olan Zemin sınıfı B veya C olan deprem yer hareketleri seçilmiştir.

Yapının periyodunun 2.5-3.0 s aralığında olduğu öngörülmüştür. Buna göre seçilen deprem yer hareketlerinden elde edilen bileşke spektrumun D2 deprem düzeyi için 0.2-3.0 s periyotları arasındaki genlikleri İYBDY 2008' e uygun olarak ölçeklendirilmiştir.

Çizelge 4.5: Seçilen deprem yer hareketlerinin karakteristik özellikleri

EQ İndeksi	EQ ID	PEER-NGA Kayıt Numası.	Şiddet	Yıl	Yer	Kırılma Tipi	İstasyon Adı	Vs_30 (m/s)	Merkez Üstü Uzakhğı (km)	Bileşen 1	Bileşen 2
6*	12041	1602	7.1	1999	Duzce, Turkey	Yanal Atım	Bolu	326	41.3	DUZCE/BOL000.at2	DUZCE/BOL090.at2
7*	12052	1787	7.1	1999	Hector Mine	Yanal Atım	Hector	685	26.5	HECTOR/HEC000.at2	HECTOR/HEC090.at2
10	12063	162	6.5	1979	Imperial Valley	Yanal Atım	Calexico Fire Station	231	17.7	IMPVALL/H-CXO225.at2	IMPVALL/H-CXO315.at2
12*	12071	1111	6.9	1995	Kobe, Japan	Yanal Atım	Nishi-Akashi	609	8.7	KOBE/NIS000.at2	KOBE/NIS090.at2
17*	12082	1148	7.5	1999	Kocaeli, Turkey	Yanal Atım	Arcelik	523	53.7	KOCAELI/ARC000.at2	KOCAELI/ARC090.at2
18*	12091	900	7.3	1992	Landers	Yanal Atım	Yermo Fire Station	354	86.0	LANDERS/YER270.at2	LANDERS/YER360.at2
20	12093	864	7.3	1992	Landers	Yanal Atım	Joshua Tree	379	13.7	LANDERS/JOS000.at2	LANDERS/JOS090.at2

Bu deprem yer hareketlerinin ivme, hız ve yerdeğiştirme grafikleri EK-B' de verilmiştir.

4.5 Tasarım Aşaması I-B

Bu bölümde, 2007 Deprem Yönetmeliğine göre tasarlanan yapının İYBDY 2008' e göre Tasarım Aşaması I-B olan (D2) düzeyindeki depremin etkisi altında performansı irdelenecektir. Dayanıma göre tasarım yaklaşımı ile ön tasarımı yapılarak ön boyutları saptanan yüksek bina taşıyıcı sisteminin, yine aynı depremin etkisi altında Kontrollü Hasar / Can Güvenliği hedef performansı doğrusal olmayan analiz ile gösterilecektir.

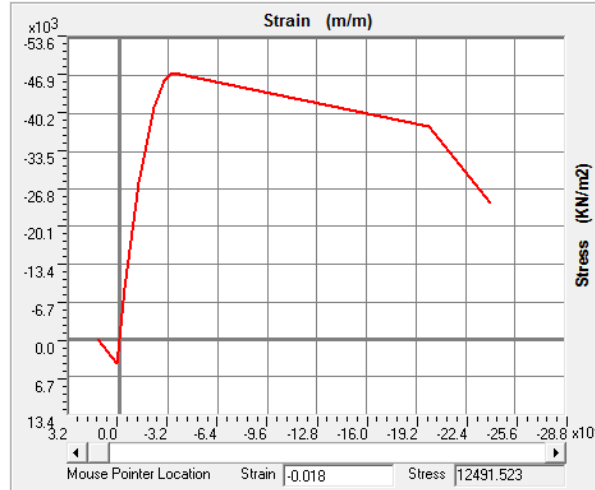
İYBDY 2008 'e göre en az $2 \times 7 = 14$ analizden hesaplanan sonuçların ortalaması olarak elde edilen deprem istemlerine karşın eleman kapasitelerinin yeterliliği araştırılacaktır.

Doğrusal olmayan analizde kiriş ve kolonlarda plastik mafsallara, perdelerde ise fiber eleman kullanılmıştır. Doğrusal olmayan analiz için Etabs programından Perform 3D programına aktarılan matematiksel model hazırlanmıştır.

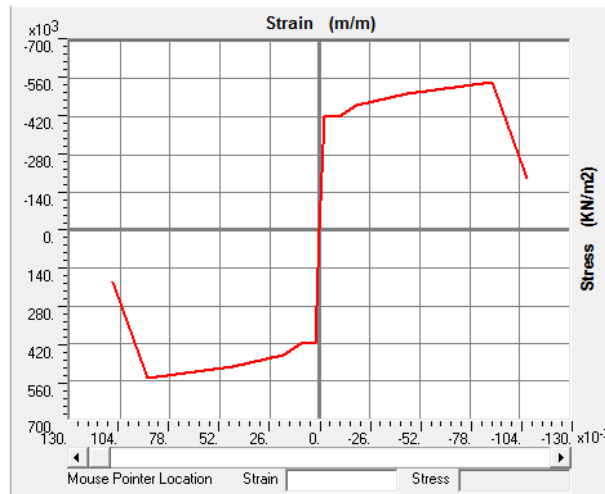
4.5.1 Malzeme bilgileri

Malzeme dayanımı olarak İYBDY 2008’de tanımlanan beton ve donatı için öngörülen *ortalama dayanım* (f_e) yerine 2007 Deprem Yönetmeliğine göre karşılaştırma yapabilmek amacıyla *karakteristik dayanım* (f_{ck}) değerleri kullanılmıştır. Analizlerde beton modeli için Deprem Yönetmeliği 2007 Bilgilendirme Eki 7B de tanımlanan sargılı ve sargısız modeller kullanılmıştır.

Sargılı beton modeli her eleman için ayrı ayrı tanımlanmamış, yapı elemanlarında bulunan ortalama sargı donatısı miktarı dikkate alınarak tek bir beton modeli esas alınmıştır.



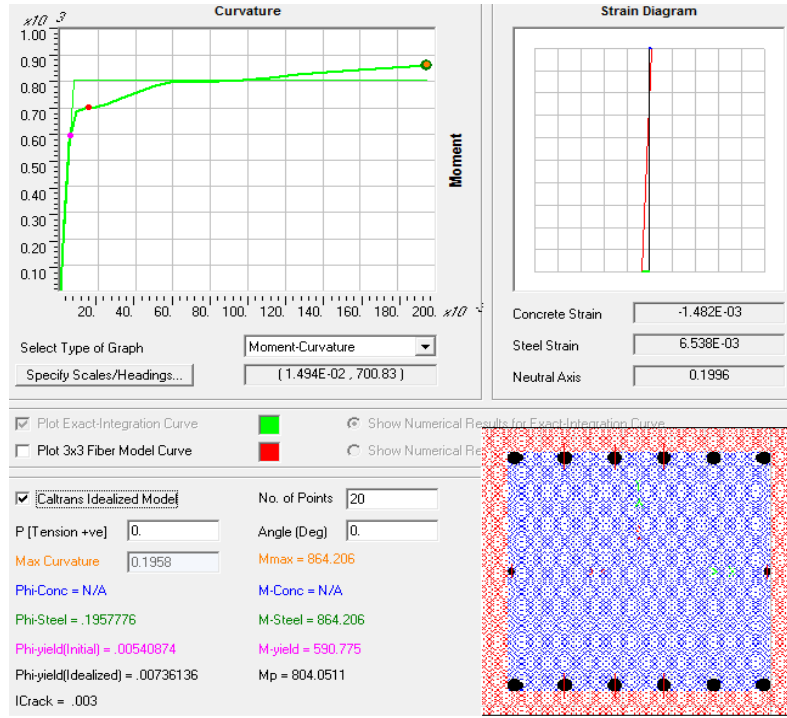
Şekil 4.13: Sargılı beton modeli



Şekil 4.14: Donatı modeli

4.5.2 Kiriş modelleme

Taşıyıcı elemanlardan kirişlerin moment eğrilik diyagramları Etabs Section Designer programında donatı miktarlarına göre hesaplanmış, kiriş etkin rijitlikleri ve plastik mafsal özellikleri buradan alınarak Perform 3D programına aktarılmıştır. Programda kiriş rijit sonlu bölgeleri ile kiriş mafsalları atanarak kirişlerin matematiksel modeli oluşturulmuştur.



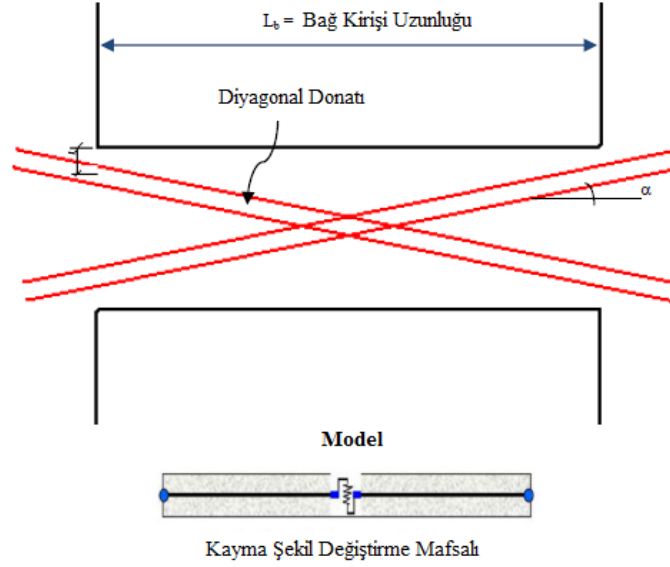
Şekil 4.15: Kiriş moment eğrilik diyagramı

Çizelge 4.6 da kiriş tiplerinin çatlamış kesit rijitliklerini ve kesit hasar sınırlarına göre dönme kapasiteleri gösterilmiştir. Çizelge 4.6 oluşturulurken Şekil 4.15'deki moment eğrilik diyagramındaki gösterildiği gibi beton birim kısalmaları ve donatı çeliği birim uzamalarına bakılır. Hangisi daha önce kesit hasar sınırına ulaşmış ise o andaki toplam eğrilik elde edilir. Toplam eğrilikten akma eğriliği çıkarılarak plastik eğrilik elde edilir. Bulunan plastik eğrilik plastik mafsal boyu ile çarpılarak betonun ve donatı çeliği birim uzama veya kısalmalarına karşı gelen kesit hasar sınırı için plastik dönmeler elde edilir.

4.5.3 Bağ kirişi modelleme

Normal kirişlerde Etabs programı kullanılarak elemanların moment eğrilik bağıntıları çıkarılmış ve bu eğrilik değerlerine karşı gelen beton ve donatı şekil değiştirmeleri elde edilmiştir. Analiz aşamasında çapraz donatıya sahip bağ kirişleri yatay yükler etkisi altında donatı demetlerinde uniform kayma şekil değiştirmesine sahip elemanlar olarak ya da eğilme

etkileri nedeniyle kiriş uçlarında eğilme momenti plastik mafsalı oluşacak yapısal elemanlar şekilde modellenebilirler. Bağ kirişi modellemesinin hangi etkiler göz önüne alınarak modelleneceği pek bilinmemesine rağmen kayma plastik mafsalı olarak alınması yaygındır.



Şekil 4.16: Bağ kirişi donatı modeli

İki ucu mafsallı olan modelleme kullanıldığında plastik mafsallarda taşıma gücüne ulaşıldığında kirişte yüklerin aktarılmasının mümkün olamayacağı ve sayısal sorunun oluşacağı tahmin edilmektedir. Buna göre Perform 3D programında Powell (2007) önerisine göre bağ kirişleri kiriş orta noktasında *nonlinear shear hinge* atanarak elastik kiriş olarak modellenmiştir.

4.5.4 Kolon modelleme

Kolonlar iki ucu plastik mafsallı elastik kolon elemanı olarak modellenmiş ve uçlarına rijit sonlu bölge ataması yapılmıştır. Kirişlerdeki gibi moment eğrilik diyagramları çıkarılmış eleman etkin rijitlikleri ise Deprem Yönetmeliği 2007' de yer alan hususa göre alınmıştır.

$$N_d/A_c f_{cm} \leq 0.10 \text{ ise } (EI)_e = 0.4(EI)_0 \quad (4.31)$$

$$N_d/A_c f_{cm} \geq 0.10 \text{ ise } (EI)_e = 0.8(EI)_0 \quad (4.32)$$

değerleri kullanılmıştır. Eksenel basınç kuvvetinin ara değerleri için doğrusal enterpolasyon yapılmıştır. P-M etkileşim diyagramı Etabs section Designer programında hesaplanarak modele aktarılmıştır.

Çizelge 4.6: Kiriş hasar sınırları ve plastik dönmeler

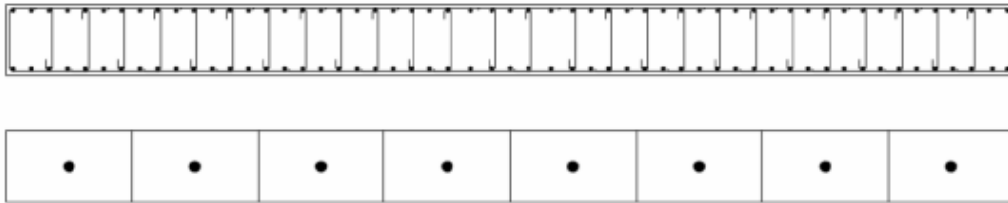
Grup	Kat	M	b (m)	h (m)	I (m ⁴)	I_{crack} (m ⁴)	$I_{effective}$	χ_y (1/m)	L_p	ϵ_c	ϵ_s	χ_t	χ_p	Θ_p	ϵ_c	ϵ_s	χ_t	χ_p	Θ_p	ϵ_c	ϵ_s	χ_t	χ_p	Θ_p
Grup 1	1-7	242	0.25	0.80	0.011	0.0015	0.14	0.0048	0.40	-0.0015	0.01	0.017	0.012	0.0049	0.0062	0.04	0.065	0.0602	0.024	0.0106	0.06	0.101	0.096	0.038
	8-14	242	0.25	0.80	0.011	0.0015	0.14	0.0048	0.40	-0.0015	0.01	0.017	0.012	0.0049	0.0062	0.04	0.065	0.0602	0.024	0.0106	0.06	0.101	0.096	0.038
	15-21	242	0.25	0.80	0.011	0.0015	0.14	0.0048	0.40	-0.0015	0.01	0.017	0.012	0.0049	0.0062	0.04	0.065	0.0602	0.024	0.0106	0.06	0.101	0.096	0.038
	22-28	242	0.25	0.80	0.011	0.0015	0.14	0.0048	0.40	-0.0015	0.01	0.017	0.012	0.0049	0.0062	0.04	0.065	0.0602	0.024	0.0106	0.06	0.101	0.096	0.038
Grup 2	1-7	242	0.25	0.80	0.011	0.0015	0.14	0.0048	0.40	-0.0015	0.01	0.017	0.012	0.0049	0.0062	0.04	0.065	0.0602	0.024	0.0106	0.06	0.101	0.096	0.038
	8-14	242	0.25	0.80	0.011	0.0015	0.14	0.0048	0.40	-0.0015	0.01	0.017	0.012	0.0049	0.0062	0.04	0.065	0.0602	0.024	0.0106	0.06	0.101	0.096	0.038
	15-21	242	0.25	0.80	0.011	0.0015	0.14	0.0048	0.40	-0.0015	0.01	0.017	0.012	0.0049	0.0062	0.04	0.065	0.0602	0.024	0.0106	0.06	0.101	0.096	0.038
	22-28	242	0.25	0.80	0.011	0.0015	0.14	0.0048	0.40	-0.0015	0.01	0.017	0.012	0.0049	0.0062	0.04	0.065	0.0602	0.024	0.0106	0.06	0.101	0.096	0.038
Grup 4 İç	1-7	485	0.60	0.60	0.011	0.0020	0.19	0.0065	0.30	-0.0016	0.01	0.022	0.016	0.0047	-0.0074	0.04	0.088	0.0815	0.024	-0.0124	0.06	0.134	0.128	0.038
	8-14	721	0.60	0.60	0.011	0.0030	0.28	0.0068	0.30	-0.0019	0.01	0.022	0.015	0.0046	-0.0079	0.04	0.091	0.0842	0.025	-0.0126	0.06	0.133	0.126	0.038
	15-21	807	0.60	0.60	0.011	0.0030	0.28	0.0072	0.30	-0.0021	0.01	0.022	0.015	0.0044	-0.0081	0.04	0.089	0.0818	0.025	-0.0130	0.06	0.136	0.129	0.039
	22-28	807	0.60	0.60	0.011	0.0030	0.28	0.0072	0.30	-0.0021	0.01	0.022	0.015	0.0044	-0.0081	0.04	0.089	0.0818	0.025	-0.0130	0.06	0.136	0.129	0.039
Grup 4 Dış	1-7	-842	0.60	0.60	0.011	0.0030	0.28	0.0076	0.30	-0.0021	0.01	0.023	0.015	0.0046	-0.0097	0.04	0.092	0.0844	0.025	-0.0152	0.06	0.140	0.132	0.04
	8-14	-1259	0.60	0.60	0.011	0.0050	0.46	0.0074	0.30	-0.0027	0.01	0.023	0.016	0.0047	-0.0137	0.04	0.100	0.0926	0.028	-0.0200	0.06	0.139	0.132	0.039
	15-21	-1384	0.60	0.60	0.011	0.0050	0.46	0.0077	0.30	-0.0029	0.01	0.024	0.016	0.0049	-0.0146	0.04	0.105	0.0973	0.029	-0.0200	0.06	0.134	0.126	0.038
	22-28	-1384	0.60	0.60	0.011	0.0050	0.46	0.0077	0.30	-0.0029	0.01	0.024	0.016	0.0049	-0.0146	0.04	0.105	0.0973	0.029	-0.0200	0.06	0.134	0.126	0.038
Grup 5 İç	1-7	479	0.60	0.60	0.011	0.0020	0.19	0.0064	0.30	-0.0016	0.01	0.021	0.015	0.0044	-0.0068	0.04	0.087	0.0806	0.024	-0.0117	0.06	0.133	0.127	0.038
	8-14	559	0.60	0.60	0.011	0.0030	0.28	0.0066	0.30	-0.0015	0.01	0.022	0.015	0.0046	-0.0055	0.04	0.085	0.0784	0.024	-0.0090	0.06	0.128	0.121	0.036
	15-21	593	0.60	0.60	0.011	0.0030	0.28	0.0067	0.30	-0.0016	0.01	0.022	0.015	0.0046	-0.0057	0.04	0.085	0.0783	0.023	-0.0092	0.06	0.129	0.122	0.037
	22-28	593	0.60	0.60	0.011	0.0030	0.28	0.0067	0.30	-0.0016	0.01	0.022	0.015	0.0046	-0.0057	0.04	0.085	0.0783	0.023	-0.0092	0.06	0.129	0.122	0.037
Grup 5 Dış	1-7	-796	0.60	0.60	0.011	0.0030	0.28	0.0074	0.30	-0.0019	0.01	0.023	0.016	0.0047	-0.0079	0.04	0.089	0.0816	0.024	-0.0139	0.06	0.137	0.13	0.039
	8-14	-776	0.60	0.60	0.011	0.0030	0.28	0.0071	0.30	-0.0019	0.01	0.023	0.016	0.0048	-0.0073	0.04	0.088	0.0809	0.024	-0.0130	0.06	0.136	0.129	0.039
	15-21	-830	0.60	0.60	0.011	0.0030	0.28	0.0074	0.30	-0.0020	0.01	0.024	0.017	0.0050	-0.0080	0.04	0.090	0.0826	0.025	-0.0135	0.06	0.137	0.13	0.039
	22-28	-830	0.60	0.60	0.011	0.0030	0.28	0.0074	0.30	-0.0020	0.01	0.024	0.017	0.0050	-0.0080	0.04	0.090	0.0826	0.025	-0.0135	0.06	0.137	0.13	0.039

Axial/Bending		Shear	Torsion
Strength at U Point ☒ Yes ☐ No			
Axial Forces Tension (PT) 4460 Compression (PC) 48410 Balance point (PB) 17000		Moments at Balance Point (MB) Axis 2 (1-3 plane) 5990 Axis 3 (1-2 plane) 5990 At 45 degrees (optional - for checking yield surface) 0 Moments at P = 0 (optional - for checking yield surface) Axis 2 (1-3 plane) 0 Axis 3 (1-2 plane) 0	
Shape of P-M2-M3 Yield Surface			
P exponent, Alpha, for P-M interaction			
PB to PC vs. M2	2	PB to PC vs. M3	2
PB to PT vs. M2	2	PB to PT vs. M3	2
Min 1.5, Max 3.0, Suggested = 2.0			
M exponent, Beta, for P-M interaction 1.1			
Min 1.1, Max 3.0, Suggested = 1.1			
M exponent, Gamma, for M-M interaction 1.4			
Min 1.1, Max 3.0, Suggested = 1.4			
☒ P-M2-M3 ☐ M2-M3			
		Close Plot	

Şekil 4.17: Kolon P-M diyagramı

4.5.5 Perde modelleme

Doğrusal olmayan analiz aşamalarında betonarme perde ve perde elemanlarının modellenmesi için yayılı plastisite yaklaşımı çerçevesinde fiber eleman tanımlama yapılmıştır. Şekil 4.18’de betonarme fiber eleman kullanılarak oluşturulan hesap modeli görülmektedir. Modelde de görüldüğü gibi perde, geometrisi önceden oluşturulan bölümlere ayrılmış, donatılar oluşturulan beton bölümlerinin ağırlık merkezlerine toplanmıştır. Fiber elemanlarda, kesitteki her bir fiber elemanın gerilme-şekil değiştirme ilişkisi tek doğrultuda alınarak σ - ϵ ile tanımlanmaktadır. Kesitteki her bir lif elemanın her adımdaki gerilme-şekil değiştirme ilişkisinden gerilmeler ve şekil değiştirmeler toplanıp plastik mafsallık boyuyla çarpılarak kesitin eksenel kuvvet-eksenel deformasyon ve moment-dönme ilişkileri elde edilmektedir. Lifli elemanlar zaman tanım altında yapılan analizlerde moment-eğrilik eğrisini takip ettiğinden bu elemanlara analizde çatlamış kesit rijitliği atamaya ayrıca gerek yoktur.

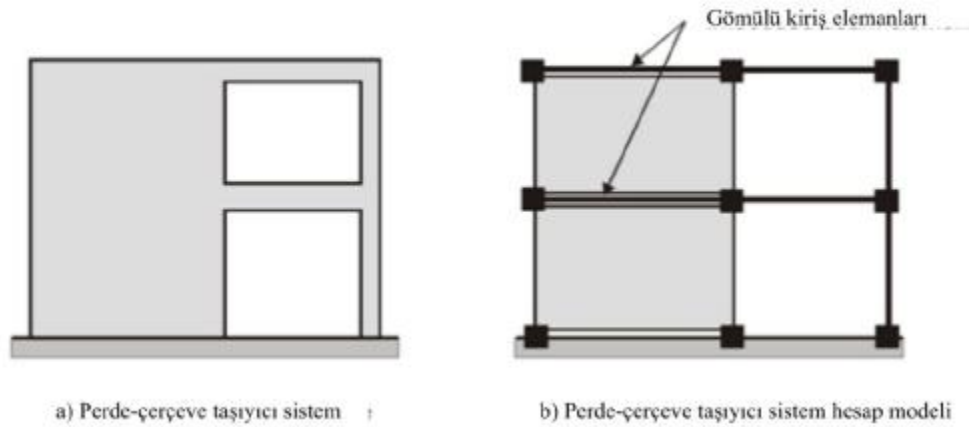


Şekil 4.18: Perde fiber eleman modeli

Bu tip modellemede;

- Normal kuvvet ile iki eksenli eğilme etkisi altında inelastik davranış gözlemlenebilir.
- Yükleme etkisindeki her bir fiber bölümün birbirinden bağımsız olarak davranması nedeniyle, daha detaylı hesaplama ve kontroller yapılabilir.
- Kesme kuvveti ve kayma şekil değiştirme etkileri daha detaylı bir şekilde incelenebilir.

Buna göre perdelerin modellenmesi Perform 3d programında *Shear Wall Element* olarak modellenmiştir. Perde elemanın düzlem içi davranışı düzlem dışı davranışa oranla daha önemlidir. Düzlem içi davranışta eğilme momenti ve kesme kuvveti etkileri inelastik, düzlem dışından elastik olarak tanımlanabilmiştir. Eksenel ve kayma şekil değiştirmeleri eleman boyunca sabittir, eğilme momenti-eğrilik ilişkisi ise eleman boyunca doğrusal olarak değişmektedir. Her elemanın düşey eksenini tanımlanan kesit özelliklerine bağlı olarak kesitin tam ortasından geçmektedir.

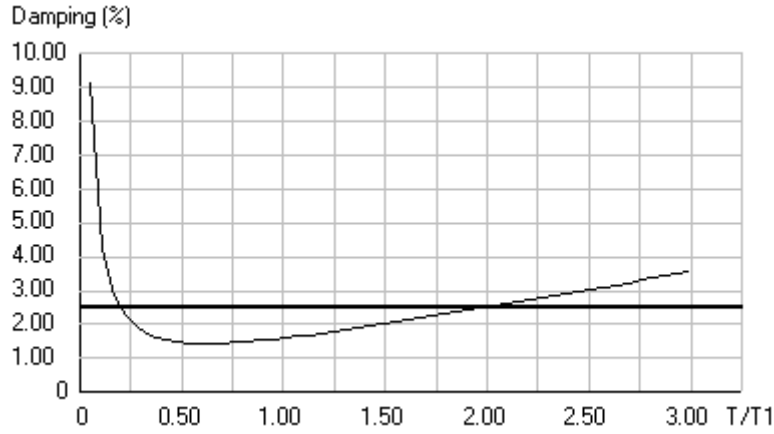


Şekil 4.19: Perde çerçeve hesap modeli

Shear Wall Element düğüm noktalarının kendi düzlemleri içinde dönme rijitliklerinin bulunmaması nedeniyle eğilme momentleri perde ve kirişlerin birleştiği düğüm noktalarından aktarılmazlar. Bu sorunun önüne geçebilmek amacıyla Şekil 4.19'da görüldüğü üzere yardımcı elemanlar kullanılmıştır. Burada önemli olan nokta yardımcı elemanın rijitliklerinin ne seçileceğidir. Eğer yardımcı elemanın rijitliği çok yüksek seçilirse kiriş düğüm noktalarına gereğinden fazla rijit bağlanmış olur ve taşıyıcı sistem rijitliği önemli ölçüde büyür. Bu durum sayısal analiz sonuçlarının yanlış yorumlanmasına sebep olabilir. Bunun için programda

ayrıca eğilme momenti aktaran perde kiriş birleşimlerinin modellenmesinde *Imbedded Beam* denilen moment aktarmada etkileşimi sağlayan elemanlar kullanılmış ve etkin rijitlikleri perdeye bağlanan kirişlerin yaklaşık on katı seçilip ağırlıkları ihmal edilmiştir.

4.5.6 Sönüm modelleme

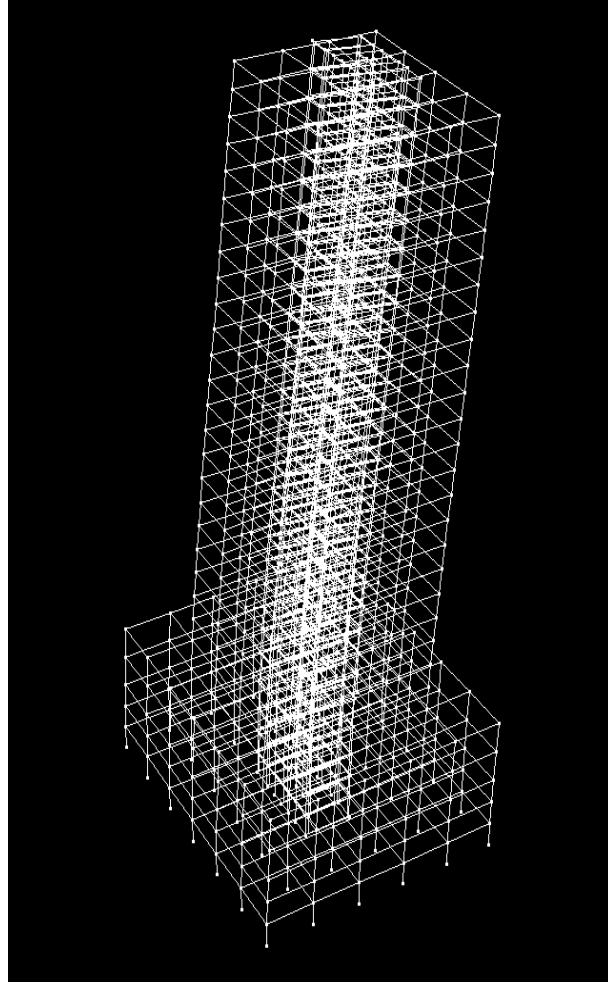


Şekil 4.20: Rayleigh Sönüm Oranı

Grafikten görüldüğü üzere yapının tasarımında Rayleigh sönümü kullanılmıştır. Sönüm modelinin yapısal eleman rijitlikleriyle orantılı kısmı 0.2 T olarak belirlenen periyod değerinden düşük değerlerde yüksek iken yapı periyodu arttıkça azalmakta buna karşın yapı kütlesiyle ilgili kısmı ise 2.0 T olarak belirlenen periyod değerinden sonra artmaktadır. 0.2 T-2.0 T aralığında analiz süresince sönüm yüzdesi % 2.5 olmak üzere sabit alınmıştır.

4.6 Analiz

Perform 3d programı ortamında yukarıda tanımlanan malzeme bilgileri, kiriş ve bağ kirişi modelleri, kolon modelleri, perde modelleri ve sönüm modelleri programın ilgili arayüzleri kullanılarak data olarak girilmiştir. Veri girişinden sonra gerçekleştirilen analizlerden elde edilen grafikler ve veriler aşağıda yorumlanmıştır.



Mode Number: 1

Mode Properties

Mode period (seconds) = 2.473

Effective mass factors for this mode

H1 = .5488 H2 = 1.908e-4 V = 0

Accumulated mass factors up to this mode

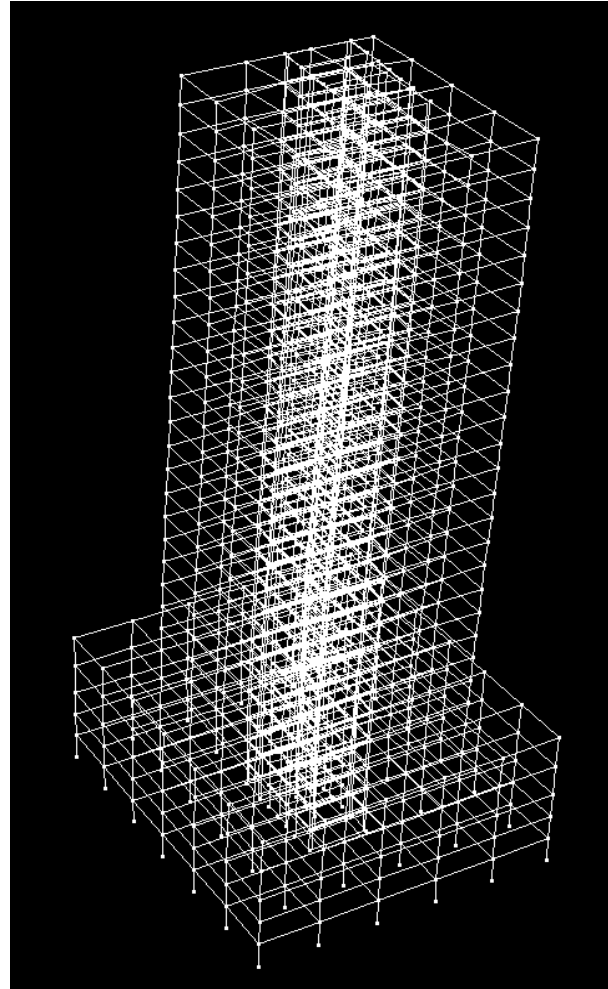
H1 = .5488 H2 = 1.908e-4 V = 0

Principal horizontal direction for this mode

Angle (degrees) from H1 axis = 1.068

Effective mass (base shear) factor = .5489

Şekil 4.21: 1.Mod Y doğrultusu (H2)



Mode Number

Mode Properties

Mode period (seconds) =

Effective mass factors for this mode
H1 = H2 = V =

Accumulated mass factors up to this mode
H1 = H2 = V =

Principal horizontal direction for this mode
Angle (degrees) from H1 axis =

Effective mass (base shear) factor =

Şekil 4.22: 2. Mod X doğrultusu (H1)

4.6.1. Taban kesme kuvvetleri

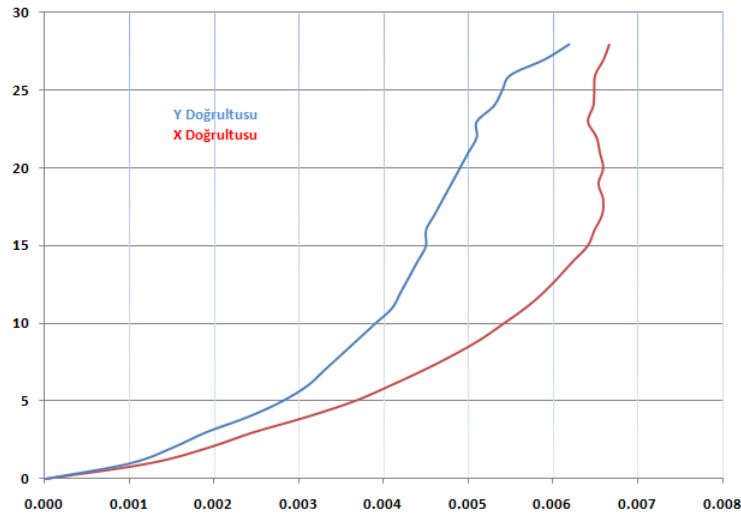
Yapının doğrusal olmayan üç boyutlu analizinde kullanılan kuvvetli yer hareketi çiftlerinin yapının her iki doğrultusunda meydana getirdikleri kesme kuvvetleri çerçeveler ve perdeler için Çizelge 4.7’de verilmiştir. Çizelge 4.7’den görüldüğü üzere en elverişsiz sonuçlar Düzce Depremi Arcelik istasyonundaki yer hareketinden meydana gelmektedir. Taban kesme kuvvetlerinin yapı rijitliğinin daha büyük olduğu Çekirdek H1 yönünde daha fazla olduğu görülmüştür.

Çizelge 4.7: Taban kesme kuvvetleri (kN)

İvme Kaydı		ÇERÇEVELER				PERDELER			
		Deprem Doğrultusu				Deprem Doğrultusu			
		H1		H2		H1		H2	
		0	90	0	90	0	90	0	90
ARCELİK	Max (+)	18860	16800	13390	20130	59120	55590	40100	46730
	Min (-)	15310	14460	13630	13300	31320	50380	40450	30560
BOLU	Max (+)	17320	16170	10080	11070	41730	38760	32730	35350
	Min (-)	15350	16790	11930	14990	40210	49740	37290	40150
CALEXİCO	Max (+)	11580	12080	9010	10900	31130	38570	33500	31510
	Min (-)	14840	8608	11130	14670	47790	31960	32070	35700
HECTOR	Max (+)	17790	10740	11860	13610	42540	42120	39390	26360
	Min (-)	9650	13920	13120	10530	33160	46180	33360	29030
JOSHUA	Max (+)	12318	11140	11670	13910	32680	41220	33120	39310
	Min (-)	9980	10120	10820	11250	38020	39260	32980	33720
NİSHİ	Max (+)	18720	15980	12170	12870	43320	44760	40910	40690
	Min (-)	13390	16720	16890	17480	41890	51850	41050	45440
YERMO	Max (+)	12810	11070	11662	10870	41230	39380	39210	38560
	Min (-)	9590	8760	11820	9970	38210	37250	39870	38030
ORTALAMA	Max (+)	15628	13426	11406	13337	41679	42914	36994	36930
	Min (-)	12587	12768	12763	13170	38657	43803	36724	36519

4.6.2 Göreli kat ötelemeleri

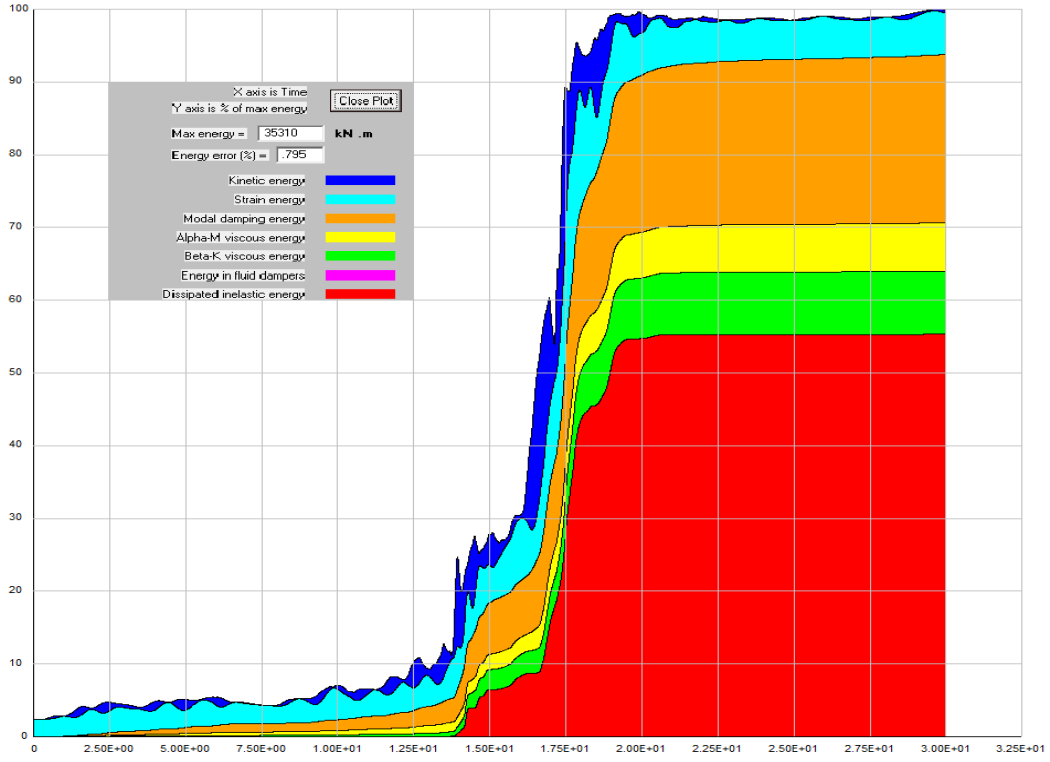
Yapının X ve Y doğrultularındaki tüm katlardaki göreli kat ötelemeleri toplam 7 analizden elde edilen maksimum değerler Şekil 4.23’de gösterilmiştir. Buna göre yapı en büyük kat ötelemesini Arçelik istasyonu kaydında yapmıştır. İYBDY-2008 Madde 4.3.2.2 de öngörülen 0.025 sınır değerinin altında göreli kat ötelemeleri görülmüştür. Buna göre yapı göreli kat ötelemesi oranı koşulunu sağlamaktadır.



Şekil 4.23: X ve Y doğrultusu göreli kat ötelemeleri

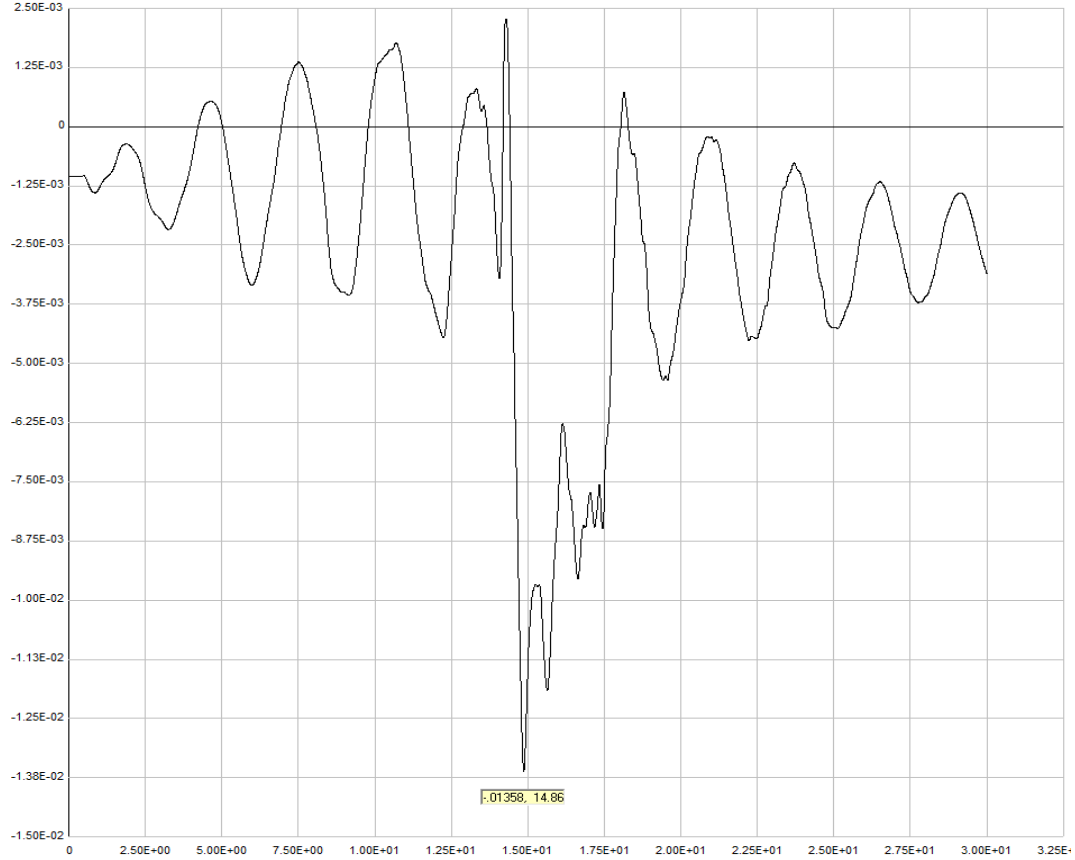
4.6.3 Enerji yutma kapasiteleri

Şekil 4.24’ de Arçelik istasyonu deprem kaydından elde edilen yapının elastik ve elastik olmayan enerji yutumları ve toplam enerji görülmektedir. Kırmızı renk yapı tarafından yutulan elastik olmayan toplam enerjiyi, sarı ve yeşil renkdeki Alpha-M ve Beta-K viskos enerjileri sönüm tarafından yutulan enerjiyi, lacivert renk kütledeki kinetik enerjiyi, turuncu renk modal sönüm enerjisini, açık mavi renk ise histerik çevrimde yükün tersinir hareketinden dolayı yeniden kazanılan uzamadan dolayı elde edilen enerjiyi göstermektedir.



Şekil 4.24: Düzce Depreminde yutulan elastik ve elastik olmayan enerji

4.6.4 Deprem performans kontrolleri



Şekil 4.25: B60x60 grup 4 kiriş grubunun zamana bağlı plastik dönmesi

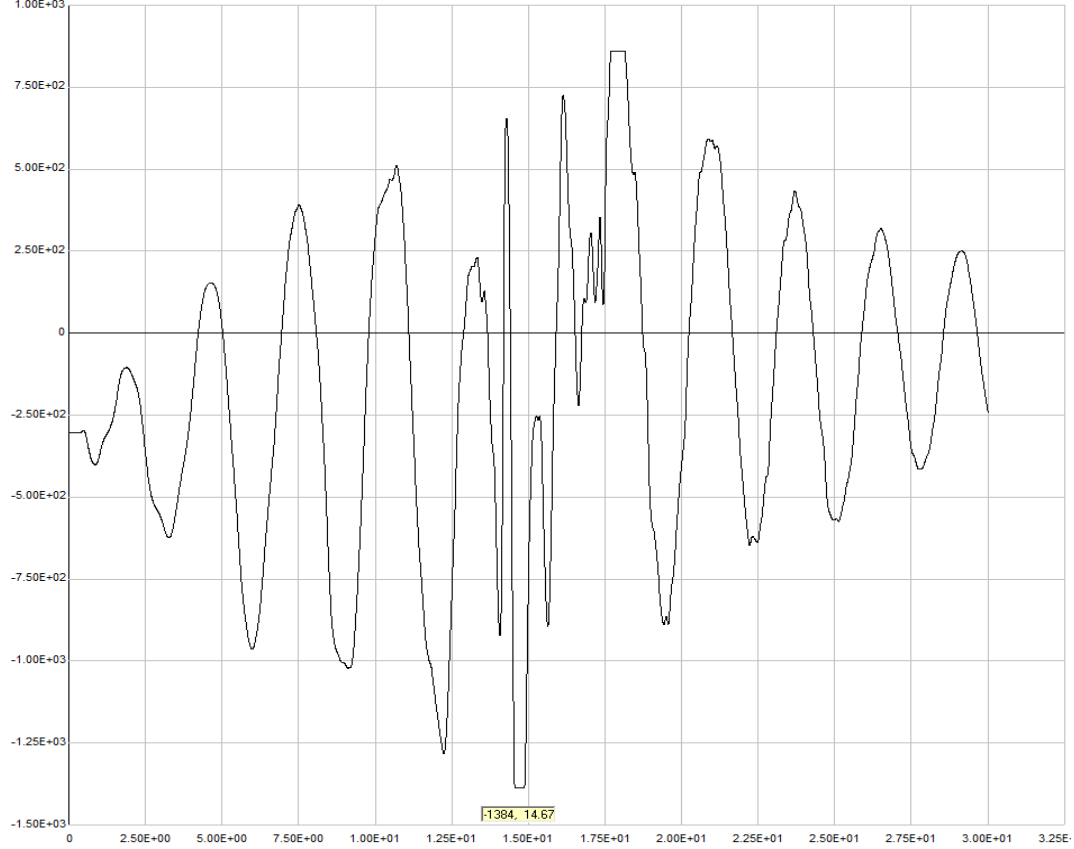
Çizelge 4.8: Tüm kiriş kesit dönmeleri ve maximum oranlar

Grup	Kat	Boyut	Arçelik	Bolu	Calexico	Hector	Joshua	Nishi	Yermo	Max Oran
1	1-7	B25/80	0.0018	0.0014	0.0006	0.001	0.0009	0.001	0.0011	0.07
	8-14	B25/80	0.0014	0.0011	0.0003	0.0005	0.0007	0.0012	0.0008	0.06
	15-21	B25/80	0.0011	0.0007	0.0003	0.00056	0.0002	<u>0.0013</u>	0.0006	0.05
	22-28	B25/80	0.0004	0.0002	0.0002	0.00023	0.0001	0.00045	0.0003	0.02
2	1-7	B25/80	0.0013	0.0021	0.001	0.0018	0.0015	0.0025	0.0017	0.09
	8-14	B25/80	0.0009	0.0019	0.0004	0.00088	0.0009	0.0015	0.0011	0.08
	15-21	B25/80	0.0011	0.0009	0.00033	0.00083	0.0064	0.0005	0.00075	0.05
	22-28	B25/80	0.0014	0.0006	0.00032	0.00045	0.0035	0.00049	0.00045	0.06
3	1-7	B40/80								
	8-14	B40/80								
	15-21	B40/80								
	22-28	B40/80								
ÇAPRAZ DONATI										
4	1-7	B60/60	0.0113	0.0071	0.0042	0.0042	0.0040	0.0050	0.0046	0.45
	8-14	B60/60	0.0128	0.0080	0.0040	0.0043	0.0050	0.0080	0.0090	0.44
	15-21	B60/60	0.0136	0.0092	0.0035	0.0040	0.0090	0.0011	0.0010	0.47
	22-28	B60/60	0.0131	0.009	0.0026	0.0027	0.0011	0.0120	0.0011	0.45
5	1-7	B60/60	0.0070	0.0037	0.0014	0.0047	0.0035	0.0038	0.0041	0.30
	8-14	B60/60	0.0071	0.0030	0.0023	0.0029	0.0025	0.0051	0.0031	0.30
	15-21	B60/60	0.0090	0.0020	0.0018	0.0020	0.0017	0.0028	0.0015	0.38
	22-28	B60/60	0.0018	0.0015	0.0014	0.0013	0.0011	0.0016	0.0013	0.08

Şekil 4.25’de (D2) deprem düzeyi için 7 analiz sonucunda Grup 4 kat 15-21’de bulunan KTİP2 kirişinde meydana gelen en büyük plastik mafsal dönme değeri görülmektedir. Çizelge 4.6’den da görüleceği gibi bu kirişin plastikleşme momenti $M_p = 1384$ kNm, kesit güvenlik hasar sınır içinse maksimum plastik dönme kapasitesi 0.0292 rad’dır. Çizelge 4.8’de kirişin plastik dönme kapasitesi kesit güvenlik sınırını geçmemekte olup 0.0136 rad’dır. Buna göre kirişteki plastik dönme kesit güvenlik sınırının yaklaşık % 47,0’si kadardır.

Çizelge 4.8’de tüm kiriş gruplarının (D2) deprem düzeyi için zaman tanım alanında doğrusal olmayan 7 analizden elde edilen maksimum plastik dönmelerinin Çizelge 4.6’da hazırlanan kesit güvenlik sınırı için hesaplanmış olan maksimum dönme sınırına oranları gösterilmektedir. Çizelge 4.8’den görüldüğü gibi B60X60 Grup 4 kiriş grubunun Arçelik

istasyonundan alınan kayıttan elde edilen plastik dönme oranının kesit güvenlik sınırına oranı 0.47'dir. (D2) deprem düzeyi için en büyük plastik dönme bu kiriş grubunda meydana gelmiştir. Bütün kirişlerin plastik dönme değeri kesit güvenlik hasar sınırlarının altındadır.



Şekil 4.26: B60x60 grup 4 kiriş grubunda zaman tanım alanında moment değişimi

Çizelge 4.9'da ise zaman tanım alanında doğrusal olmayan 7 analiz sonucu her kiriş grubunda oluşan maksimum ve minimum kesme kuvveti değerleri ile bu kiriş gruplarının içerdiği yatay donatıdan dolayı sahip olduğu kesme kuvveti kapasiteleri gösterilmiştir. Çizelgeden görüldüğü üzere her kiriş grubunda meydana gelen kesme kuvveti sahip olduğu kesme kuvveti kapasitesinden daha düşüktür. Görüldüğü üzere (D2) deprem düzeyi için yapının her kiriş elemanında plastik mafsallı dönmeleri sağlanırken kiriş gruplarının kesme kuvveti altında gevrek göçmeleri engellenmiştir.

Şekil 4.26'da kirişin plastik mafsallı dönmelerinin üzerindeki moment ile değişimi görülmektedir. Şekilden de görüleceği üzere kiriş moment pozitif kapasitesi olan 842 kNm ve negatif moment kapasitesi olan -1384 kNm'den daha fazla moment taşıyamamaktadır.

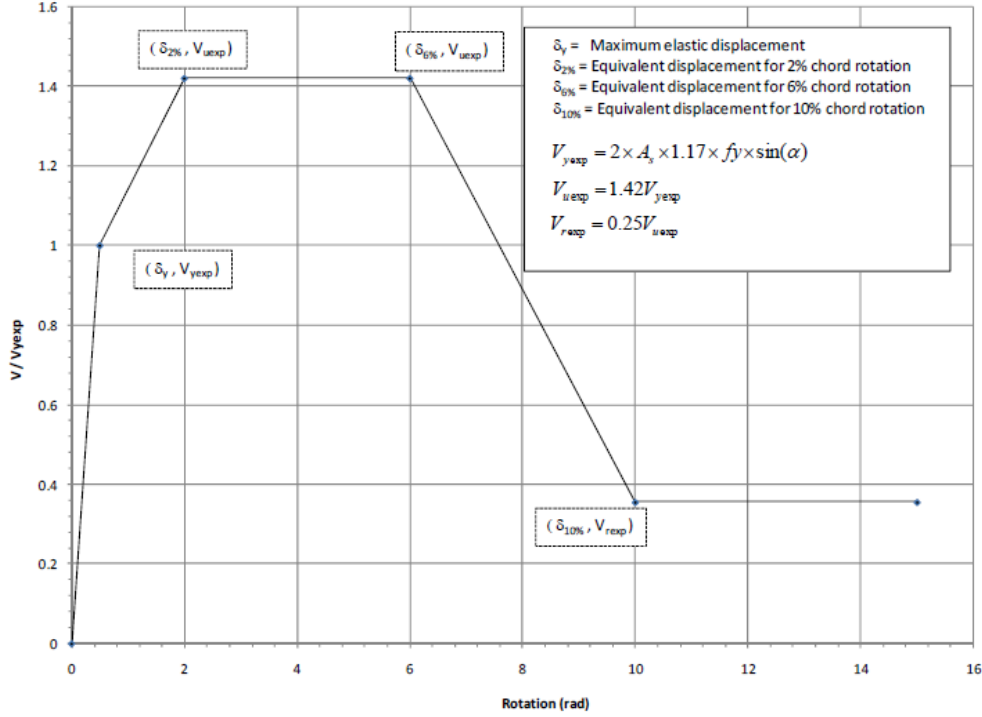
Çizelge 4.9: Kiriş kesme kuvvetleri (kN)

Grup	Kat	Arçelik		Bolu		Calexico		Hector		Joshua		Nishi		Yermo		V_e	V_r
		V_{min}	V_{max}	V_{min}	V_{max}	V_{min}	V_{max}	V_{min}	V_{max}	V_{min}	V_{max}	V_{min}	V_{max}	V_{min}	V_{max}		
1	1-7	-250	310	-300	262	-222	313	-248	302	-230	290	-250	310	-225	290	310	412
	8-14	-250	315	-250	312	-208	269	-241	199	-221	249	-240	308	-221	245	315	412
	15-21	-246	251	-249	285	-146	217	-230	181	-180	215	-251	312	-192	221	285	412
	22-28	-117	170	-113	194	-48	125	-59	170	-130	195	-45	290	-145	208	290	412
2	1-7	-157	181	-140	191	-80	181	-113	187	-90	155	-136	189	-156	194	189	766
	8-14	-155	101	-100	192	-58	107	-75	159	-62	142	-142	187	-139	184	192	766
	15-21	-25	194	-11	186	-17	94	-10	162	-11	121	-50	146	-98	193	194	766
	22-28	-12	192	-13	164	-15	89	-29	129	-10	110	-29	130	-38	184	192	766
3	1-7	-1356	1396	-1396	1396	-1396	1396	-1396	1396	-1396	1396	-1396	1396	-1396	1396	1396	1396
	8-14	1337	1396	-1396	1396	-1396	1396	-1396	1396	-1396	1396	-1396	1396	-1396	1396	1396	1396
	15-21	-1375	1396	-1396	1396	-1531	1396	-1420	1396	-1320	1396	-1396	1396	-1230	1396	1396	1396
	22-28	-505	1104	-830	1286	-661	803	-833	761	-739	912	-520	1500	-830	1120	1396	1396
4	1-7	-97	360	-95	360	-96	370	-92	363	-100	340	-100	360	-90	320	360	766
	8-14	-125	390	-125	390	-121	388	-123	391	-132	361	-128	390	-112	370	390	766
	15-21	-163	409	-160	426	-154	421	-140	422	-153	390	-160	421	-142	388	409	766
	22-28	-160	342	-152	404	-114	369	-102	369	-120	354	-152	383	-126	359	369	766
5	1-7	-114	254	-112	253	-113	253	-114	251	-101	201	-114	255	-101	240	255	766
	8-14	-112	251	-115	252	-95	229	-111	260	-91	184	-113	255	-93	221	260	766
	15-21	-110	249	-107	248	-45	204	-108	246	-73	168	-111	250	-76	189	249	766
	22-28	-29	185	-10	183	-11	146	-33	160	-20	140	-39	182	-40	171	185	766

Kayma plastik mafsallı olarak tanımlanan bağ kirişlerinde kayma mafsalındaki yerdeğiştirme ile bağ kirişindeki dönme arasındaki ilişki

$$\delta_{\theta} = \Theta \times L_b \quad (4.33)$$

şeklinde tanımlanmıştır. Burada Θ kirişteki dönmeyi, L_b bağ kirişinin uzunluğunu δ_{θ} ise Θ kiriş dönmesindeki eşdeğer yerdeğiştirmesidir.



Şekil 4.27: Bağ kirişi kesme kuvveti kapasitesi dönme ilişkisi

Perform 3D programında Şekil 4.27'deki eğriye göre tanımlanan bağ kirişinden elde edilen yer değiştirme istemleri kiriş dönmesine yukarıdaki formül ile çevrilmiş olup sonuçları Çizelge 4.10'da gösterilmiştir ve %2'lik sınır dönme değerini aşmadığı görülmüştür.

Çizelge 4.10: Bağ kirişi yerdeğiştirme ve dönmeleri

			Arçelik		Bolu		Calexico		Hector		Joshua		Nishi		Yermo	
Kat	Boyut	L_b	δ_{θ}	Θ	δ_{θ}	Θ	δ_{θ}	Θ	δ_{θ}	Θ	δ_{θ}	Θ	δ_{θ}	Θ	δ_{θ}	Θ
1-7	40X80	2.25	0.036	0.016	0.017	0.008	0.014	0.006	0.033	0.015	0.017	0.007	0.013	0.006	0.017	0.008
8-14	40X80	2.25	0.032	0.014	0.008	0.004	0.010	0.004	0.026	0.011	0.012	0.005	0.011	0.005	0.014	0.006
15-21	40X80	2.25	0.021	0.009	0.007	0.003	0.008	0.003	0.010	0.004	0.008	0.003	0.008	0.004	0.009	0.004
22-28	40X80	2.25	0.007	0.003	0.005	0.002	0.004	0.002	0.009	0.004	0.002	0.001	0.005	0.002	0.006	0.003

Çizelge 4.11: Kolon kesit dönmeleri ve maksimum oranlar

Kesit	Arçelik	Bolu	Calexico	Hector	Joshua	Nishi	Yermo	Θ_p	Max Oran
C100x100	0.0022	0.0030	0.0017	0.0031	0.0025	0.0029	0.0021	0.047	0.064
C90x90	0.0024	0.0031	0.0028	0.0033	0.0031	0.0034	0.0029	0.053	0.064
C80x80	0.0030	0.0033	0.0035	0.0037	0.0034	0.0042	0.0037	0.060	0.070
C70x70	0.0065	0.0044	0.0038	0.0039	0.0040	0.0051	0.0043	0.070	0.093

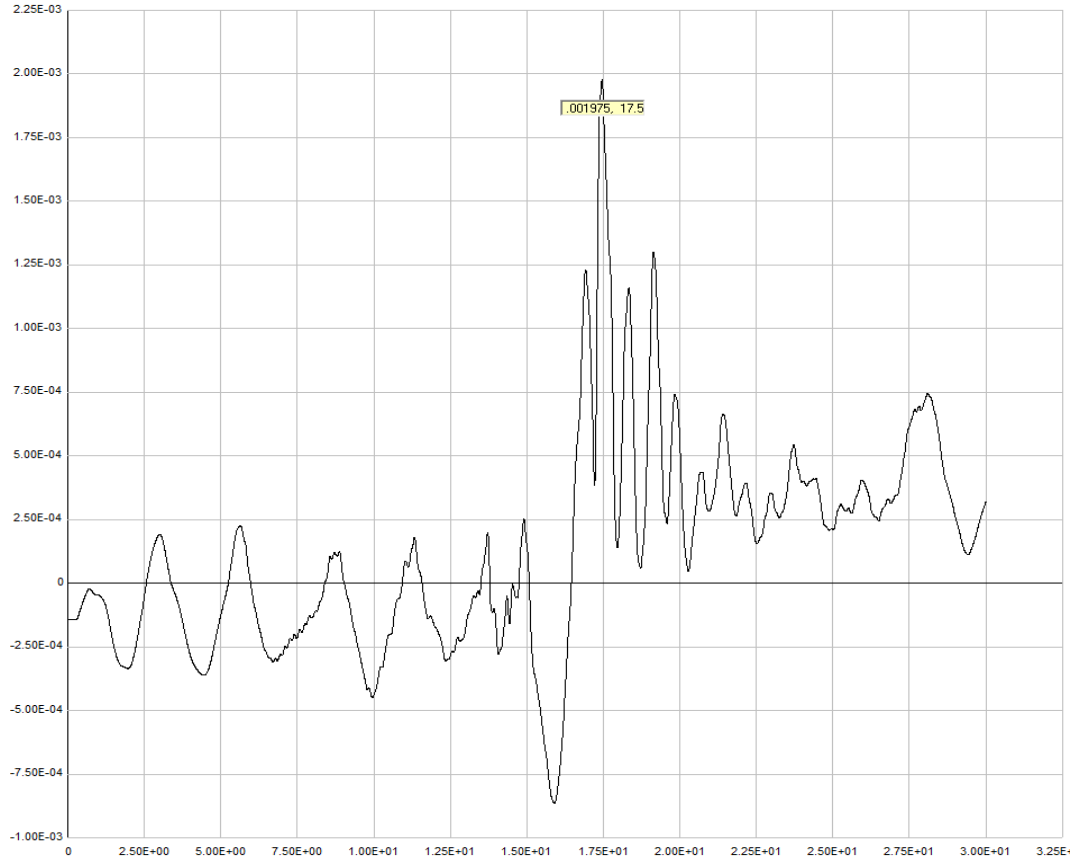
Çizelge 4.11’den görüldüğü üzere kolonlar arasında kesit güvenlik sınırına (Donatı 0.04 değerdeki plastik dönme) yaklaşan kolon C70x70 kolonudur.

Zaman tanım alanında doğrusal olmayan 7 analiz sonucunda her kolon grubunda oluşan maksimum ve minimum kesme kuvveti değerleri ile bu kolon gruplarının içerdiği yatay donatıdan dolayı sahip olduğu kesme kuvveti kapasiteleri Çizelge 4.12’de gösterilmiştir. Çizelgeden de görüleceği üzere her kolon grubunda meydana gelen kesme kuvveti, sahip olduğu kesme kuvveti kapasitesinden küçüktür. Buna göre (D2) deprem düzeyi için yapının her kolon elemanında izin verilen birim şekil değiştirmeler sağlanırken, bu kolon gruplarının kesme kuvveti altında gevrek göçmeleri engellenmiştir.

Çizelge 4.12: Kolon kesme kuvvetleri ve kapasiteleri (kN)

KOLON	Arçelik		Bolu		Calexico		Hector		Joshua		Nishi		Yermo		V_e	V_r
	V_{min}	V_{max}	V_{min}	V_{max}	V_{min}	V_{max}	V_{min}	V_{max}	V_{min}	V_{max}	V_{min}	V_{max}	V_{min}	V_{max}		
C100x100	-563	442	-289	373	-243	455	-323	303	-270	305	-339	417	-367	402	563	3420
C90x90	-260	379	-240	389	-205	378	-225	379	-292	316	-248	390	-293	469	469	2850
C80x80	-241	389	-276	441	-229	389	-224	398	-310	362	-256	402	-280	426	441	2850
C70x70	-252	404	-245	426	-245	388	-235	392	-305	390	-252	411	-265	410	426	2850

Perde grubundan P1 perdesinin davranışı detaylı olarak ele alınacaktır. Şekil 4.28’de P1 perdesinin Düzce depremi altında donatı çeliğindeki birim uzama ve kısalmanın zamanla değişimi gösterilmektedir. Depremin 17,5’inci saniyesinde maksimum birim uzama 0,001975 olarak gerçekleşmiştir. Kesit güvenlik sınırı maksimum birim uzama değeri 0.04 olduğundan perde (D2) deprem düzeyi için kesit güvenlik sınırını doğrulamaktadır.



Şekil 4.28: P1 perdesinin birim kısalma ve uzamasının zamanla değişimi

Çizelge 4.13: Perdelerin deprem etkisi altındaki maksimum birim kısalma ve uzamalarının kesit güvenlik sınırına oranı

Kesit	Arçelik	Bolu	Calexico	Hector	Joshua	Nishi	Yermo	Max Uzama	Max Oran
P1	0.00198	0.00111	0.00124	0.00163	0.00154	0.00200	0.00156	0.04	0.05
P2	0.00243	0.00125	0.00132	0.00113	0.00118	0.00151	0.00128	0.04	0.06
P3	0.00512	0.00215	0.00100	0.00175	0.00154	0.00174	0.00149	0.04	0.13
P6	0.00174	0.00180	0.00180	0.00164	0.00142	0.00233	0.00163	0.04	0.06
P7	0.00216	0.00150	0.00121	0.00116	0.00108	0.00140	0.00120	0.04	0.05
P8	0.00138	0.00198	0.00158	0.00185	0.00173	0.00210	0.00170	0.04	0.05
P9	0.00310	0.00171	0.00145	0.00185	0.00179	0.00206	0.00165	0.04	0.08
P13	0.00340	0.00189	0.00163	0.00156	0.00148	0.00221	0.00151	0.04	0.09

Çizelge 4.13’den görüldüğü üzere kesit güvenlik sınırına yaklaşan perde max oranlardan en büyük değere sahip olan P3 perdesidir.

Çizelge 4.14: Perdelerin deprem etkisi altındaki maksimum ve minimum kesme kuvveti değerleri ve kesme kuvveti kapasiteleri

	Arçelik		Bolu		Calexico		Hector		Joshua		Nishi		Yermo		V_e	V_r
PERDE	V_{min}	V_{max}	V_{min}	V_{max}	V_{min}	V_{max}	V_{min}	V_{max}	V_{min}	V_{max}	V_{min}	V_{max}	V_{min}	V_{max}		
P1	-6084	4089	-6303	3673	-3906	3435	-6277	3528	-4040	3568	-7298	4054	-5236	3535	7298	15872
P2	-3789	3610	-3740	3620	-2891	2579	-3705	3151	-2883	3229	-3505	4040	-2992	4349	4349	19304
P3	-4005	3754	-3819	4379	-2879	2541	-3016	3561	-3057	3128	-3883	5004	-2878	5427	5427	15872
P6	-3516	4083	-3314	2868	-3276	3579	-4975	3885	-2730	2172	-4015	3795	-4487	4563	4975	15872
P7	-4288	3320	-3215	3010	-3374	3417	-3446	3400	-3034	2558	-3526	3099	-3995	3428	4288	19304
P8	-5041	4699	-3948	5963	-4332	4200	-3551	4547	-3379	4461	-3165	5106	-4224	5069	5963	15872
P9	-3882	2776	-2849	4189	-2894	4561	-3157	3191	-3879	5001	-4631	5069	-4080	5329	5329	34318
P13	-6172	2951	-3637	4568	-2838	3902	-3516	3919	-4831	4529	-4272	4463	-4547	4558	6172	34318

Zaman tanım alanında doğrusal olmayan 7 analiz sonucunda her perde grubunda oluşan maksimum ve minimum kesme kuvveti değerleri ile bu perde gruplarının içerdiği yatay donatıdan dolayı sahip olduğu kesme kuvveti kapasiteleri Çizelge 4.14’de gösterilmiştir. Çizelge 4.14’den de görüldüğü gibi her perde grubunda meydana gelen en büyük kesme kuvveti, sahip olduğu kesme kuvveti kapasitesinden küçüktür. Buna göre (D2) deprem düzeyi için yapının her perde elemanında izin verilen birim şekil değiştirmeler sağlanırken, bu perde gruplarının kesme kuvveti altında gevrek göçmeleri engellenmiştir.

Çalışmada, İstanbul İl sınırları içerisinde yapılacak betonarme yüksek bir binanın Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik 2007’ye göre doğrusal elastik analizi yapıp bina elemanları yönetmeliğe uygun boyutlandırıldıktan sonra, binanın deprem altındaki elastik olmayan davranışı İstanbul Yüksek Binalar Yönetmeliğine göre incelenmiş ve bina bu sonuçlara göre yönetmelikteki D2 deprem düzeyine göre belirlenen deprem performansını sağlamıştır.

5. SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu çalışmada, İstanbul ili sınırları içerisinde yapılacak 28 katlı betonarme yüksek bir binanın Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkındaki Yönetmelik 2007 ilkelerine göre doğrusal analizi yapıp yapı elemanları dayanım bazlı boyutlandırıldıktan sonra, yapının deprem etkileri altındaki deprem performansı İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği ilkelerine göre incelenmiştir. Sayısal incelemeler sonucu elde edilen başlıca sonuçlar aşağıda değerlendirilmiştir.

Seçilen yüksek bina taşıyıcı sistem modelinin hazırlanması amacıyla çeşitli kalıp planları üzerinde çalışılmış ve çalışma kapsamında ikincil elemanlar ile bodrum perdelerinin hesap modelinde hesap süresini uzatacağı bakımından kullanılmamasına karar verilmiştir. Bundan sonra 2007 Deprem Yönetmeliği ilkeleri çerçevesinde tasarımda kullanılan etkin yer ivmesi katsayısı, bina önem katsayısı, yerel zemin sınıfı gibi karakteristik bilgiler verilmiştir.

Mod birleştirme yöntemiyle yapılan doğrusal elastik analizde yapının her iki doğrultudaki taban kesme kuvvetleri minimum taban kesme kuvvetine göre ölçeklendiğinde, yapının Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı, R 'nin başlangıçta seçilen $R=7$ değerinden farklı değerler aldığı gözlemlenmiştir. $R=7$ değerinden daha düşük değer bulduğu bina yönüne gelen deprem kuvvetlerinin daha büyük olduğu hesaplanmış ve minimum taban kesme kuvveti değerine göre ölçeklenmiştir.

Doğrusal analiz sırasında yapının taşıyıcı elemanlarının ön boyutlandırması yönetmelik esaslarına göre yapılmış ve ETABS programı yardımıyla sistem modeli oluşturulmuştur. Modelleme aşamasında geometrisi oluşturulan sistemin bütün taşıyıcı elemanlarının kesit ve malzeme özellikleri atanmıştır. Modelde kiriş ve kolonlar çubuk, perdeler kabuk (shell), döşemeler ise plak (membran) eleman olarak idealleştirilip sabit ve hareketli yükler sisteme etkitilmiştir. Düşey taşıyıcıların temele ankastre olarak tanımlandığı kabul edilmiş, yatay yüklerinin belirlenmesinde kullanılacak kütleler atanmıştır.

İYBDY madde 4.2.6 da malzeme karakteristik dayanımlarının arttırılarak (beton için 1,3 ve çelik için 1.17) ortalama dayanım olarak alınması istenmektedir. Fakat çalışmada yönetmelikte tanımlanan ve yapı performansı bakımından arttırıcı rolü olan malzeme katsayıları kullanılmamış DBYBHY' ne göre karşılaştırma yapabilmek amacıyla malzeme katsayıları olarak 1.0 değerleri uygulanmıştır. 2007 Yönetmeliğine göre boyutlandırılan yapının İYBDY 2008 de yer alan doğrusal olmayan yöntemle deprem performansı incelendiğinde öngörülen düzeyde bir deprem performansına sahip olduğu belirlenmiştir. Bunun başlıca nedeni olarak önceki maddelerde belirtilen minimum taban kesme kuvveti sınırlamasının olduğu gözlemlenmiştir.

İlgili yönetmeliğe göre yüksek binaların deprem performansının belirlenmesinde çözümün sadeleştirilmesi amacıyla; sargı etkisi için tüm kesitlerde aynı yatay donatı hacimsel oranı kullanılmıştır.

Bu çalışmada en elverişsiz sonucu veren deprem datasının Arçelik istasyonundan alınan Kocaeli Depremi kaydı olduğu görülmüştür. Ancak bu deprem etkisi altında belirlenen hiçbir görelî kat ötelemesi değerlerinin İYBDY 2007 de can güvenliği hedef performans seviyesi için öngörülen 0.025 sınır değerine yaklaşmadığı tespit edilmiştir.

Doğrusal olmayan analizin son adımında elemanların şekil değıştirme değerleri hesaplanmış ve bu değerler yönetmelikte öngörülen sınır değerler ile karşılaştırılmıştır. Eleman şekil değıştirmelerinin doğrudan elde edilmesi amacıyla kiriş ve kolon elemanlarda elemanların doğrusal hesapta belirlenen donatı miktarlarına göre taşıma gücü momentleri bulunmuş, bunlara bağılı olarak plastik moment ve eğrilik değerleri hesaplanmış ve elemanlara plastik mafsallar atanmıştır. Perde elemanlar ise fiber-layer elemanlar ile modellenerek kesit donatıları koordinatlarıyla birlikte sistem modeline tanıtılmıştır.

Sonuç olarak yapı kiriş ve kolonlarında meydana gelen dönmelerin kesit plastik sınır dönmelerine oranın maximumu olarak sırasıyla 0.47 ve 0.093 değerleri olduğu tespit edilmiş olup kolon ve kirişlerin hiçbirinde hasar oluşmadığı saptanmıştır. Perdelerde ise 0.04 olarak belirlenen donatı kritik uzamasına göre max oranın 0.09

mertebelerinde olduğu ve perdelerde de herhangi bir hasarın olmadığı tespit edilmiştir.

Çapraz donatılı bağ kirişlerinde ise Perform 3D programında kesme kuvveti-dönme ilişkisine göre tanımlanan elemanlardan elde edilen yer değıştirme istemleri kiriş boyutuna bölünerek dönme değerlerine geçilmiştir. Daha sonra bu dönme değerleri kesme kuvveti-dönme tarafından belirlenen sınır değerler ile kontrol edilmiş hiçbir elemanın %2 lik sınır dönme değerini aşmadığı görülmüştür.

Gerçekleştirilen sayısal çalışmanın bir adım daha ileriye götürülmesi amacıyla sunulan öneriler şu şekilde sıralanabilir.

- Yüksek binaların doğrusal olmayan analizinde, taşıyıcı sistem modelinin sadeleştirilmesi amacıyla üst katlardaki elemanların modellenmesine yönelik alternatif bir çalışma yürütülebilir.
- Doğrusal olmayan analiz sırasında dikkate alınan sargılama miktarları her kesit için ayrı ayrı hazırlanarak sistemde modellenenebilir.
- Sistemde daha gerçekçi modelleme oluşturmak amacıyla kiriş ve kolonlar fiber eleman olarak modellenenebilir.
- Çapraz donatı olarak yerleştirilen bağ kirişlerinin kayma mafsallı ve ek olarak plastik mafsallı olarak aynı anda modellenenebilir
- Farklı sönüm oranları için karşılaştırmalı bir çalışma yürütülebilir.

KAYNAKLAR

- Arslan, Y.**, 2009: Çok Katlı Betonarme Bir Binanın Deprem Performansının Doğrusal ve Doğrusal Olmayan Yöntemler Kullanılarak Belirlenmesi ve Karşılaştırılması, Yüksek Lisans Tezi, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul
- Başot, T.**, 2010: Betonarme Yüksek Bir Binada DBYBHY ile İYBDY İlkelerinin Doğrusal Olmayan Dinamik Çözümleme ile Karşılaştırılması, *Yüksek Lisans Tezi*, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul
- Celep, Z.** 2007: Betonarme Taşıyıcı Sistemlerde Doğrusal Olmayan Davranış ve Çözümleme, Beta Dağıtım, İstanbul
- Celep Z., Gençoğlu, M.**, 2009: Betonarme Yapılarda Şekil Değiştirmeye Dayalı Tasarım ve Değerlendirme, Prof. Dr. Nahit Kumbasar Betonarme Yapılar Semineri, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, 21 Ekim
- Celep, Z., Kumbasar, N.**, 2004: Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı, Beta Dağıtım, İstanbul
- Chopra, A.K.**, 2000: Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering, Prentice Hall, New Jersey
- Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik**, 2007: T.C. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Resmi Gazete, Ankara
- Ersoy, U., Özcebe, G.**, 2001: Betonarme, Evrim Yayınevi, İstanbul
- ETABS**, Extended 3D Analysis of Building Systems, *Computers and Structures Inc.* 2000. Berkeley, California
- Fahjan, M.Y.**, 2008: Deprem Kayıtlarının Seçilmesi ve Ölçeklendirilmesi, *İnşaat Mühendisleri Odası Sakarya Temsilciliği Eğitim Seminerleri*
- Güler, M.G.**, 2008: Betonarme Binaların Deprem Performanslarının Doğrusal ve Doğrusal Olmayan Yöntemler Kullanılarak Belirlenmesi ve Karşılaştırılması, *Yüksek Lisans Tezi*, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul
- Gözütok, B.**, 2011: Betonarme Yüksek Bir Yapının Deprem Performansının Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Çözümleme Yöntemi Kullanılarak Belirlenmesi, *Yüksek Lisans Tezi*, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul
- Hasgür, Z., Gündüz, A. N.**, 1996: Betonarme Çok Katlı Yapılar, Beta Basım, İstanbul
- İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği (Taslak)**, 2008: Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü, İstanbul

- Karaçöp, A.**, 2010: Betonarme Bir Yüksek Binanın İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliğine Göre İncelenmesi, *Yüksek Lisans Tezi*, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul
- Keçelioğlu, Ö.**, 2008: Çok Katlı Betonarme ve Çelik Yapıların 2007 Türk Deprem Yönetmeliği Esaslarına Göre Karşılaştırılması, *Yüksek Lisans Tezi*, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul
- Mander, J.b., Priestley, M.J.N., Park, R.**, 1988: Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, *Journal of Structural Division (ASCE)*, 114(8), 1804-1826
- Munzuroğlu, M.**, 2010: Yüksek Binaların 2007 Türk Deprem Yönetmeliği ve İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği'ne Göre Tasarımı Üzerine Sayısal Bir İnceleme, *Yüksek Lisans Tezi*, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul
- Ozer, E.**, 2009: Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmayan Analizi Ders Notları, <http://www.ins.itu.edu.tr/eozer>
- Özdemir Z., Fahjan M.Y.**, 2007: Gerçek Deprem Kayıtlarının Tasarım Spektrumuna Uygun Olarak Zaman ve Frekans Tanım Alanlarında Ölçekleme Yöntemlerinin Karşılaştırılması, Altıncı Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, 16-20 Ekim 2007, İstanbul
- Özdemir, Z., Fahjan M.Y.**, 2007: Türk Deprem Yönetmeliği (DBYBHY-2007) Tasarım İvme Spektrumuna Uygun Gerçek Deprem Kayıtlarının Seçilmesi ve Ölçeklenmesi, *İMO Teknik Dergi*, İstanbul
- Pakoğlu, H.**, 2009: Çok Katlı Bir Yapının DBYBHY 2007'ye Göre Tasarımı ve DBYBHY 2007 ile IBC'un Teorik Olarak Karşılaştırılması, *Yüksek Lisans Tezi*, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul
- Pauley, T., Priestley, M.J.N.**, 1992: Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonary Buildings, J. Wiley, New York
- SAP 2000 v.15.0**, Three Dimensional Static and Dynamic Finite Element Analysis and Design of Structures, *Computers and Structures Inc.* 2000. Berkeley, California
- PERFORM-3D**, Nonlinear Analysis and Performance Assesment for 3D Structures, Computers and Structures Inc. 2006. Berkeley, California
- SeismoSignal**, Seismosoft, Earthquake Engineering Software Solutions, 2009
- TS 498 Betonarme Elemanların Boyutlandırılmasında Alınacak Yükler**, 1984: Türk Standartları Enstitüsü, Ankara
- TS 500 Betonarme Yapıların Yapım ve Hesap Kuralları**, 2000: Türk Standartları Enstitüsü, Ankara
- XTRACT**, Cross-sectional & Structural Analysis of Components, Imbsen Software Systems 2006. Sacramento, CA

EKLER

EK A: Çizelgeler

EK B: Grafikler

EK A: Çizelgeler

EK A: Çizelgeler

Çizelge A.1: Mode şekilleri ve kütle katılım Oranları

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	2.641	0.017	55.702	0.0171	55.702
2	2.296	61.150	0.0186	61.170	55.721
3	1.871	0.000	0.0004	61.172	55.721
4	0.672	16.450	0.0021	77.628	55.723
5	0.604	0.007	13.352	77.635	69.075
6	0.603	0.004	5.409	77.638	74.485
7	0.368	0.000	0.000	77.639	74.485
8	0.348	7.931	0.000	85.570	74.485
9	0.268	0.003	10.725	85.573	85.211
10	0.233	0.000	0.001	85.574	85.211
11	0.224	4.116	0.005	89.690	85.216
12	0.161	0.018	5.404	89.708	90.620
13	0.159	0.001	0.009	89.709	90.629
14	0.154	2.308	0.070	92.017	90.699
15	0.126	0.000	0.000	92.017	90.699
16	0.114	1.899	0.036	93.917	90.735
17	0.108	0.039	2.674	93.956	93.409
18	0.103	0.000	0.000	93.956	93.409
19	0.090	1.665	0.0133	95.622	93.422
20	0.082	0.000	0.000	95.622	93.422
21	0.080	0.020	2.078	95.642	95.501
22	0.073	0.951	0.0085	96.593	95.509
23	0.069	0.000	0.000	96.593	95.509
24	0.064	0.017	1.433	96.609	96.943
25	0.062	0.000	0.000	96.609	96.943
26	0.060	0.549	0.0055	97.158	96.948
27	0.055	0.000	0.000	97.158	96.948
28	0.053	0.010	0.6472	97.168	97.596

Çizelge A.2: X-X doğrultusu A1 burulma düzensizliği kontrolü

KAT	Doğrultu	Kat Ötelemeleri			Görelî Kat Ötelemeleri			SINIR
		(d _i) _{max}	(d _i) _{min}	(d _i) _{ort}	(Δ _i) _{max}	(Δ _i) _{min}	(Δ _i) _{ort}	η _{bi} ≤ 1.2
28	Deprem X	0.1145	0.1124	0.1135	0.0035	0.0034	0.0034	1.0145
27	Deprem X	0.1110	0.1090	0.1100	0.0027	0.0025	0.0026	1.0385
26	Deprem X	0.1083	0.1065	0.1074	0.0041	0.0039	0.0040	1.0250
25	Deprem X	0.1042	0.1026	0.1034	0.0031	0.0031	0.0031	1.0000
24	Deprem X	0.1011	0.0995	0.1003	0.0033	0.0032	0.0033	1.0154
23	Deprem X	0.0978	0.0963	0.0971	0.0034	0.0033	0.0033	1.0149
22	Deprem X	0.0944	0.0930	0.0937	0.0036	0.0035	0.0036	1.0141
21	Deprem X	0.0908	0.0895	0.0902	0.0038	0.0037	0.0038	1.0133
20	Deprem X	0.0870	0.0858	0.0864	0.0039	0.0039	0.0039	1.0000
19	Deprem X	0.0831	0.0819	0.0825	0.0041	0.0040	0.0041	1.0123
18	Deprem X	0.0790	0.0779	0.0785	0.0043	0.0042	0.0042	1.0118
17	Deprem X	0.0747	0.0737	0.0742	0.0044	0.0043	0.0044	1.0115
16	Deprem X	0.0703	0.0694	0.0699	0.0046	0.0046	0.0046	1.0000
15	Deprem X	0.0657	0.0648	0.0653	0.0048	0.0047	0.0048	1.0105
14	Deprem X	0.0609	0.0601	0.0605	0.0049	0.0048	0.0048	1.0103
13	Deprem X	0.0560	0.0553	0.0557	0.0049	0.0049	0.0049	1.0000
12	Deprem X	0.0511	0.0504	0.0508	0.0051	0.0050	0.0051	1.0099
11	Deprem X	0.0460	0.0454	0.0457	0.0051	0.0050	0.0051	1.0099
10	Deprem X	0.0409	0.0404	0.0407	0.0051	0.0051	0.0051	1.0000
9	Deprem X	0.0358	0.0353	0.0356	0.0051	0.0050	0.0051	1.0099
8	Deprem X	0.0307	0.0303	0.0305	0.0051	0.0050	0.0051	1.0099
7	Deprem X	0.0256	0.0253	0.0255	0.0049	0.0048	0.0049	1.0103
6	Deprem X	0.0207	0.0205	0.0206	0.0046	0.0046	0.0046	1.0000
5	Deprem X	0.0161	0.0159	0.0160	0.0044	0.0044	0.0044	1.0000
4	Deprem X	0.0117	0.0115	0.0116	0.0051	0.0050	0.0051	1.0099
3	Deprem X	0.0066	0.0065	0.0066	0.0032	0.0031	0.0032	1.0159
2	Deprem X	0.0034	0.0034	0.0034	0.0023	0.0023	0.0023	1.0000
1	Deprem X	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	1.0000

Çizelge A.3: Y-Y doğrultusu A1 burulma düzensizliği kontrolü

KAT	Doğrultu	Kat Ötelemeleri			Görelî Kat Ötelemeleri			SINIR
		$(d_i)_{\max}$	$(d_i)_{\min}$	$(d_i)_{\text{ort}}$	$(\Delta_i)_{\max}$	$(\Delta_i)_{\min}$	$(\Delta_i)_{\text{ort}}$	
28	Deprem Y	0.0180	0.0172	0.0176	0.0042	0.0041	0.0041	1.0000
27	Deprem Y	0.0142	0.0140	0.0141	0.0041	0.0043	0.0042	1.0238
26	Deprem Y	0.0100	0.0996	0.0548	0.0042	0.0042	0.0041	1.0244
25	Deprem Y	0.0963	0.0956	0.0960	0.0042	0.0040	0.0041	1.0244
24	Deprem Y	0.0921	0.0916	0.0919	0.0042	0.0043	0.0042	0.9882
23	Deprem Y	0.0879	0.0873	0.0876	0.0043	0.0042	0.0043	1.0118
22	Deprem Y	0.0836	0.0831	0.0834	0.0043	0.0043	0.0043	1.0000
21	Deprem Y	0.0793	0.0788	0.0791	0.0044	0.0044	0.0044	1.0000
20	Deprem Y	0.0749	0.0744	0.0747	0.0044	0.0043	0.0043	1.0115
19	Deprem Y	0.0705	0.0701	0.0703	0.0044	0.0044	0.0044	1.0000
18	Deprem Y	0.0661	0.0657	0.0659	0.0045	0.0045	0.0045	1.0000
17	Deprem Y	0.0616	0.0612	0.0614	0.0045	0.0044	0.0045	1.0112
16	Deprem Y	0.0571	0.0568	0.0570	0.0045	0.0045	0.0045	1.0000
15	Deprem Y	0.0526	0.0523	0.0525	0.0045	0.0045	0.0045	1.0000
14	Deprem Y	0.0481	0.0478	0.0480	0.0045	0.0044	0.0045	1.0112
13	Deprem Y	0.0436	0.0434	0.0435	0.0044	0.0045	0.0045	0.9888
12	Deprem Y	0.0392	0.0389	0.0391	0.0044	0.0043	0.0044	1.0115
11	Deprem Y	0.0348	0.0346	0.0347	0.0043	0.0043	0.0043	1.0000
10	Deprem Y	0.0305	0.0303	0.0304	0.0043	0.0043	0.0043	1.0000
9	Deprem Y	0.0262	0.0260	0.0261	0.0041	0.0040	0.0041	1.0123
8	Deprem Y	0.0221	0.0220	0.0221	0.0039	0.0040	0.0040	0.9873
7	Deprem Y	0.0182	0.0180	0.0181	0.0036	0.0036	0.0036	1.0000
6	Deprem Y	0.0146	0.0144	0.0145	0.0035	0.0034	0.0035	1.0145
5	Deprem Y	0.0111	0.0110	0.0111	0.0031	0.0031	0.0031	1.0000
4	Deprem Y	0.0080	0.0079	0.0080	0.0035	0.0034	0.0035	1.0145
3	Deprem Y	0.0045	0.0045	0.0045	0.0021	0.0021	0.0021	1.0000
2	Deprem Y	0.0024	0.0024	0.0024	0.0016	0.0016	0.0016	1.0000
1	Deprem Y	0.0008	0.0008	0.0008	0.0008	0.0008	0.0008	1.0000

Çizelge A.4: X-X doğrultusu B2 yumuşak kat kontrolü

KAT	Doğrultu	Görelî Kat Ötelemeleri			SINIR
		$(\Delta i)_{\max}/h_i$	$(\Delta i)_{\min}/h_i$	$(\Delta i)_{\text{ort}}/h_i$	$\eta_{ki} \leq 2.0$
28	Deprem X	0.0009	0.0009	0.0009	-
27	Deprem X	0.0009	0.0009	0.0009	1.038
26	Deprem X	0.0009	0.0009	0.0009	1.042
25	Deprem X	0.0009	0.0009	0.0009	1.045
24	Deprem X	0.0009	0.0009	0.0009	1.048
23	Deprem X	0.0010	0.0009	0.0010	1.031
22	Deprem X	0.0010	0.0010	0.0010	1.060
21	Deprem X	0.0011	0.0011	0.0011	1.056
20	Deprem X	0.0011	0.0011	0.0011	1.040
19	Deprem X	0.0012	0.0011	0.0012	1.038
18	Deprem X	0.0012	0.0012	0.0012	1.049
17	Deprem X	0.0013	0.0012	0.0012	1.024
16	Deprem X	0.0013	0.0013	0.0013	1.057
15	Deprem X	0.0014	0.0013	0.0014	1.033
14	Deprem X	0.0014	0.0014	0.0014	1.021
13	Deprem X	0.0014	0.0014	0.0014	1.010
12	Deprem X	0.0015	0.0014	0.0014	1.031
11	Deprem X	0.0015	0.0014	0.0014	1.000
10	Deprem X	0.0015	0.0015	0.0015	1.010
9	Deprem X	0.0015	0.0014	0.0014	0.990
8	Deprem X	0.0015	0.0014	0.0014	1.000
7	Deprem X	0.0014	0.0014	0.0014	0.960
6	Deprem X	0.0013	0.0013	0.0013	0.948
5	Deprem X	0.0013	0.0013	0.0013	0.957
4	Deprem X	0.0011	0.0011	0.0011	0.893
3	Deprem X	0.0009	0.0009	0.0009	0.802
2	Deprem X	0.0007	0.0007	0.0007	0.730
1	Deprem X	0.0003	0.0003	0.0003	0.478

Çizelge A.5: Y-Y doğrultusu B2 yumuşak kat kontrolü

KAT	Doğrultu	Görelî Kat Ötelemeleri			SINIR
		$(\Delta_i)_{\max}/h_i$	$(\Delta_i)_{\min}/h_i$	$(\Delta_i)_{\text{ort}}/h_i$	
					$\eta_{ki} \leq 2.0$
28	Deprem Y	0.0012	0.0011	0.0012	-
27	Deprem Y	0.0012	0.0011	0.0012	1.039
26	Deprem Y	0.0012	0.0011	0.0012	1.028
25	Deprem Y	0.0012	0.0011	0.0012	1.012
24	Deprem Y	0.0012	0.0012	0.0012	1.037
23	Deprem Y	0.0012	0.0012	0.0012	1.000
22	Deprem Y	0.0012	0.0012	0.0012	1.012
21	Deprem Y	0.0013	0.0013	0.0013	1.023
20	Deprem Y	0.0013	0.0012	0.0012	0.989
19	Deprem Y	0.0013	0.0013	0.0013	1.011
18	Deprem Y	0.0013	0.0013	0.0013	1.023
17	Deprem Y	0.0013	0.0013	0.0013	0.989
16	Deprem Y	0.0013	0.0013	0.0013	1.011
15	Deprem Y	0.0013	0.0013	0.0013	1.000
14	Deprem Y	0.0013	0.0013	0.0013	0.989
13	Deprem Y	0.0013	0.0013	0.0013	1.000
12	Deprem Y	0.0013	0.0012	0.0012	0.978
11	Deprem Y	0.0012	0.0012	0.0012	0.989
10	Deprem Y	0.0012	0.0012	0.0012	1.000
9	Deprem Y	0.0012	0.0011	0.0012	0.942
8	Deprem Y	0.0011	0.0011	0.0011	0.975
7	Deprem Y	0.0010	0.0010	0.0010	0.911
6	Deprem Y	0.0010	0.0010	0.0010	0.958
5	Deprem Y	0.0009	0.0009	0.0009	0.899
4	Deprem Y	0.0008	0.0008	0.0008	0.866
3	Deprem Y	0.0006	0.0006	0.0006	0.783
2	Deprem Y	0.0005	0.0005	0.0005	0.762
1	Deprem Y	0.0002	0.0002	0.0002	0.500

Çizelge A.6: X-X doğrultusu göreli kat ötelemelerinin kontrolü

KAT	Doğrultu	$(d_i)_{\max}$	$(\Delta_i)_{\max}$	R	$\delta_{i\max}$	h_i	$\delta_{i\max} / h_i$	SINIR
28	Deprem X	0.1145	0.0035	6.296	0.022	3.50	0.0063	≤ 0.02
27	Deprem X	0.1110	0.0027	6.296	0.017	3.50	0.0049	≤ 0.02
26	Deprem X	0.1083	0.0041	6.296	0.026	3.50	0.0074	≤ 0.02
25	Deprem X	0.1042	0.0031	6.296	0.020	3.50	0.0056	≤ 0.02
24	Deprem X	0.1011	0.0033	6.296	0.021	3.50	0.0059	≤ 0.02
23	Deprem X	0.0978	0.0034	6.296	0.021	3.50	0.0061	≤ 0.02
22	Deprem X	0.0944	0.0036	6.296	0.023	3.50	0.0065	≤ 0.02
21	Deprem X	0.0908	0.0038	6.296	0.024	3.50	0.0068	≤ 0.02
20	Deprem X	0.0870	0.0039	6.296	0.025	3.50	0.0070	≤ 0.02
19	Deprem X	0.0831	0.0041	6.296	0.026	3.50	0.0074	≤ 0.02
18	Deprem X	0.0790	0.0043	6.296	0.027	3.50	0.0077	≤ 0.02
17	Deprem X	0.0747	0.0044	6.296	0.028	3.50	0.0079	≤ 0.02
16	Deprem X	0.0703	0.0046	6.296	0.029	3.50	0.0083	≤ 0.02
15	Deprem X	0.0657	0.0048	6.296	0.030	3.50	0.0086	≤ 0.02
14	Deprem X	0.0609	0.0049	6.296	0.031	3.50	0.0088	≤ 0.02
13	Deprem X	0.0560	0.0049	6.296	0.031	3.50	0.0088	≤ 0.02
12	Deprem X	0.0511	0.0051	6.296	0.032	3.50	0.0092	≤ 0.02
11	Deprem X	0.0460	0.0051	6.296	0.032	3.50	0.0092	≤ 0.02
10	Deprem X	0.0409	0.0051	6.296	0.032	3.50	0.0092	≤ 0.02
9	Deprem X	0.0358	0.0051	6.296	0.032	3.50	0.0092	≤ 0.02
8	Deprem X	0.0307	0.0051	6.296	0.032	3.50	0.0092	≤ 0.02
7	Deprem X	0.0256	0.0049	6.296	0.031	3.50	0.0088	≤ 0.02
6	Deprem X	0.0207	0.0046	6.296	0.029	3.50	0.0083	≤ 0.02
5	Deprem X	0.0161	0.0044	6.296	0.028	4.50	0.0079	≤ 0.02
4	Deprem X	0.0117	0.0051	6.296	0.032	4.50	0.0071	≤ 0.02
3	Deprem X	0.0066	0.0032	6.296	0.020	3.50	0.0058	≤ 0.02
2	Deprem X	0.0034	0.0023	6.296	0.014	3.50	0.0041	≤ 0.02
1	Deprem X	0.0011	0.0011	6.296	0.007	3.50	0.0020	≤ 0.02

Çizelge A.7: Y-Y doğrultusu göreli kat ötelemelerinin kontrolü

KAT	Doğrultu	$(d_i)_{\max}$	$(\Delta_i)_{\max}$	R	$\delta_{i\max}$	h_i	$\delta_{i\max} / h_i$	SINIR
28	Deprem Y	0.0180	0.0042	6.756	0.0284	3.50	0.0081	≤ 0.02
27	Deprem Y	0.0142	0.0041	6.756	0.0277	3.50	0.0079	≤ 0.02
26	Deprem Y	0.0100	0.0042	6.756	0.0284	3.50	0.0081	≤ 0.02
25	Deprem Y	0.0963	0.0042	6.756	0.0284	3.50	0.0081	≤ 0.02
24	Deprem Y	0.0921	0.0042	6.756	0.0284	3.50	0.0081	≤ 0.02
23	Deprem Y	0.0879	0.0043	6.756	0.0291	3.50	0.0083	≤ 0.02
22	Deprem Y	0.0836	0.0043	6.756	0.0291	3.50	0.0083	≤ 0.02
21	Deprem Y	0.0793	0.0044	6.756	0.0297	3.50	0.0085	≤ 0.02
20	Deprem Y	0.0749	0.0044	6.756	0.0297	3.50	0.0085	≤ 0.02
19	Deprem Y	0.0705	0.0044	6.756	0.0297	3.50	0.0085	≤ 0.02
18	Deprem Y	0.0661	0.0045	6.756	0.0304	3.50	0.0087	≤ 0.02
17	Deprem Y	0.0616	0.0045	6.756	0.0304	3.50	0.0087	≤ 0.02
16	Deprem Y	0.0571	0.0045	6.756	0.0304	3.50	0.0087	≤ 0.02
15	Deprem Y	0.0526	0.0045	6.756	0.0304	3.50	0.0087	≤ 0.02
14	Deprem Y	0.0481	0.0045	6.756	0.0304	3.50	0.0087	≤ 0.02
13	Deprem Y	0.0436	0.0044	6.756	0.0297	3.50	0.0085	≤ 0.02
12	Deprem Y	0.0392	0.0044	6.756	0.0297	3.50	0.0085	≤ 0.02
11	Deprem Y	0.0348	0.0043	6.756	0.0291	3.50	0.0083	≤ 0.02
10	Deprem Y	0.0305	0.0043	6.756	0.0291	3.50	0.0083	≤ 0.02
9	Deprem Y	0.0262	0.0041	6.756	0.0277	3.50	0.0079	≤ 0.02
8	Deprem Y	0.0221	0.0039	6.756	0.0263	3.50	0.0075	≤ 0.02
7	Deprem Y	0.0182	0.0036	6.756	0.0243	3.50	0.0069	≤ 0.02
6	Deprem Y	0.0146	0.0035	6.756	0.0236	3.50	0.0068	≤ 0.02
5	Deprem Y	0.0111	0.0031	6.756	0.0209	4.50	0.0060	≤ 0.02
4	Deprem Y	0.0080	0.0035	6.756	0.0236	4.50	0.0068	≤ 0.02
3	Deprem Y	0.0045	0.0021	6.756	0.0142	3.50	0.0041	≤ 0.02
2	Deprem Y	0.0024	0.0016	6.756	0.0108	3.50	0.0031	≤ 0.02
1	Deprem Y	0.0008	0.0008	6.756	0.0054	3.50	0.0015	≤ 0.02

Çizelge A.8: X-X doğrultusu ikinci mertebe etkilerinin kontrolü

Kat	Doğrultu	H _i	V _i	$\sum W_i$	$(\Delta_i)_{ort}$	θ_i	Sınır
28	Deprem X	3.50	2054.77	9770	0.0029	0.0039	≤ 0.12
27	Deprem X	3.50	3384.24	20345	0.0031	0.0053	≤ 0.12
26	Deprem X	3.50	4386.19	30920	0.0031	0.0062	≤ 0.12
25	Deprem X	3.50	5179.55	41495	0.0031	0.0071	≤ 0.12
24	Deprem X	3.50	5813.01	52070	0.0033	0.0083	≤ 0.12
23	Deprem X	3.50	6300.73	62645	0.0033	0.0095	≤ 0.12
22	Deprem X	3.50	6678.29	73220	0.0036	0.0111	≤ 0.12
21	Deprem X	3.50	6992.80	83795	0.0038	0.0128	≤ 0.12
20	Deprem X	3.50	7279.64	94370	0.0039	0.0144	≤ 0.12
19	Deprem X	3.50	7564.68	104945	0.0041	0.0161	≤ 0.12
18	Deprem X	3.50	7860.16	115520	0.0042	0.0178	≤ 0.12
17	Deprem X	3.50	8160.05	126095	0.0044	0.0192	≤ 0.12
16	Deprem X	3.50	8458.70	136670	0.0046	0.0212	≤ 0.12
15	Deprem X	3.50	8759.55	147245	0.0048	0.0228	≤ 0.12
14	Deprem X	3.50	9059.72	157820	0.0048	0.0241	≤ 0.12
13	Deprem X	3.50	9351.69	168395	0.0049	0.0252	≤ 0.12
12	Deprem X	3.50	9638.78	178970	0.0051	0.0268	≤ 0.12
11	Deprem X	3.50	9926.30	189545	0.0051	0.0276	≤ 0.12
10	Deprem X	3.50	10210.59	200120	0.0051	0.0286	≤ 0.12
9	Deprem X	3.50	10494.69	210695	0.0051	0.0290	≤ 0.12
8	Deprem X	3.50	10791.35	221270	0.0051	0.0296	≤ 0.12
7	Deprem X	3.50	11100.39	231845	0.0049	0.0289	≤ 0.12
6	Deprem X	3.50	11410.31	242420	0.0046	0.0279	≤ 0.12
5	Deprem X	4.50	12279.24	252995	0.0044	0.0201	≤ 0.12
4	Deprem X	4.50	13241.42	263570	0.0051	0.0223	≤ 0.12
3	Deprem X	3.50	14011.43	274145	0.0032	0.0176	≤ 0.12
2	Deprem X	3.50	14674.30	284720	0.0023	0.0128	≤ 0.12
1	Deprem X	3.50	15014.35	295295	0.0011	0.0062	≤ 0.12

Çizelge A.9: Y-Y doğrultusu ikinci mertebe etkilerinin kontrolü

Kat	Doğrultu	Hi	Vi	$\sum W_i$	$(\Delta_i)_{ort}$	θ_i	Sınır
28	Deprem Y	3.50	2212.81	9770	0.0038	0.0048	≤ 0.12
27	Deprem Y	3.50	3595.91	20345	0.0039	0.0063	≤ 0.12
26	Deprem Y	3.50	4546.07	30920	0.0040	0.0078	≤ 0.12
25	Deprem Y	3.50	5196.01	41495	0.0041	0.0094	≤ 0.12
24	Deprem Y	3.50	5653.33	52070	0.0042	0.0112	≤ 0.12
23	Deprem Y	3.50	5971.91	62645	0.0043	0.0127	≤ 0.12
22	Deprem Y	3.50	6186.78	73220	0.0043	0.0145	≤ 0.12
21	Deprem Y	3.50	6345.79	83795	0.0044	0.0166	≤ 0.12
20	Deprem Y	3.50	6497.69	94370	0.0043	0.0181	≤ 0.12
19	Deprem Y	3.50	6670.11	104945	0.0044	0.0198	≤ 0.12
18	Deprem Y	3.50	6872.04	115520	0.0045	0.0216	≤ 0.12
17	Deprem Y	3.50	7104.34	126095	0.0045	0.0226	≤ 0.12
16	Deprem Y	3.50	7359.52	136670	0.0045	0.0239	≤ 0.12
15	Deprem Y	3.50	7625.31	147245	0.0045	0.0248	≤ 0.12
14	Deprem Y	3.50	7897.03	157820	0.0045	0.0254	≤ 0.12
13	Deprem Y	3.50	8179.25	168395	0.0045	0.0262	≤ 0.12
12	Deprem Y	3.50	8474.40	178970	0.0044	0.0262	≤ 0.12
11	Deprem Y	3.50	8781.85	189545	0.0043	0.0265	≤ 0.12
10	Deprem Y	3.50	9108.98	200120	0.0043	0.0270	≤ 0.12
9	Deprem Y	3.50	9468.39	210695	0.0041	0.0257	≤ 0.12
8	Deprem Y	3.50	9859.78	221270	0.0040	0.0253	≤ 0.12
7	Deprem Y	3.50	10267.03	231845	0.0036	0.0232	≤ 0.12
6	Deprem Y	3.50	10674.53	242420	0.0035	0.0224	≤ 0.12
5	Deprem Y	4.50	11769.39	252995	0.0031	0.0148	≤ 0.12
4	Deprem Y	4.50	12940.82	263570	0.0035	0.0156	≤ 0.12
3	Deprem Y	3.50	13889.46	274145	0.0021	0.0118	≤ 0.12
2	Deprem Y	3.50	14711.70	284720	0.0016	0.0088	≤ 0.12
1	Deprem Y	3.50	15167.66	295295	0.0008	0.0044	≤ 0.12

Çizelge A.10: Kiriş donatıları

KAT	TİP	KESİT	DONATI				
			Açıklık	Montaj	Sol ek	Sağ ek	Etriye
1-7	Grup 1	25/60	3Φ18	3Φ18	-	-	2Φ10/10-15
1-7	Grup 2	25/60	3Φ18	3Φ18			2Φ10/10-15
1-7	Grup 3	40/80	ÇAPRAZ	ÇAPRAZ	-	-	4Φ10/10-15
1-7	Grup 4	60/60	6Φ22	6Φ22	-	6Φ22	2Φ10/10-15
1-7	Grup 5	60/60	4Φ22	4Φ22	2Φ22	2Φ22	2Φ10/10-15
8-14	Grup 1	25/60	3Φ18	3Φ18	-	-	2Φ10/10-15
8-14	Grup 2	25/60	3Φ18	3Φ18			2Φ10/10-15
8-14	Grup 3	40/80	ÇAPRAZ	ÇAPRAZ	-	-	4Φ10/10-15
8-14	Grup 4	60/60	6Φ24	6Φ24	-	6Φ24	2Φ10/10-15
8-14	Grup 5	60/60	4Φ24	4Φ24	2Φ24	2Φ24	2Φ10/10-15
15-21	Grup 1	25/60	3Φ18	3Φ18	-	-	2Φ10/10-15
15-21	Grup 2	25/60	3Φ18	3Φ18			2Φ10/10-15
15-21	Grup 3	40/80	ÇAPRAZ	ÇAPRAZ	-	-	4Φ10/10-15
15-21	Grup 4	60/60	6Φ26	6Φ26	-	6Φ26	2Φ10/10-15
15-21	Grup 5	60/60	4Φ22	4Φ22	2Φ26	2Φ26	2Φ10/10-15
22-28	Grup 1	25/60	3Φ18	3Φ18	-	-	2Φ10/10-15
22-28	Grup 2	25/60	3Φ18	3Φ18			2Φ10/10-15
22-28	Grup 3	40/80	ÇAPRAZ	ÇAPRAZ	-	-	4Φ10/10-15
22-28	Grup 4	60/60	6Φ26	6Φ26	-	6Φ26	2Φ10/10-15
22-28	Grup 5	60/60	4Φ26	4Φ26	2Φ26	2Φ26	2Φ10/10-15

Çizelge A.11: Kolon Donatıları

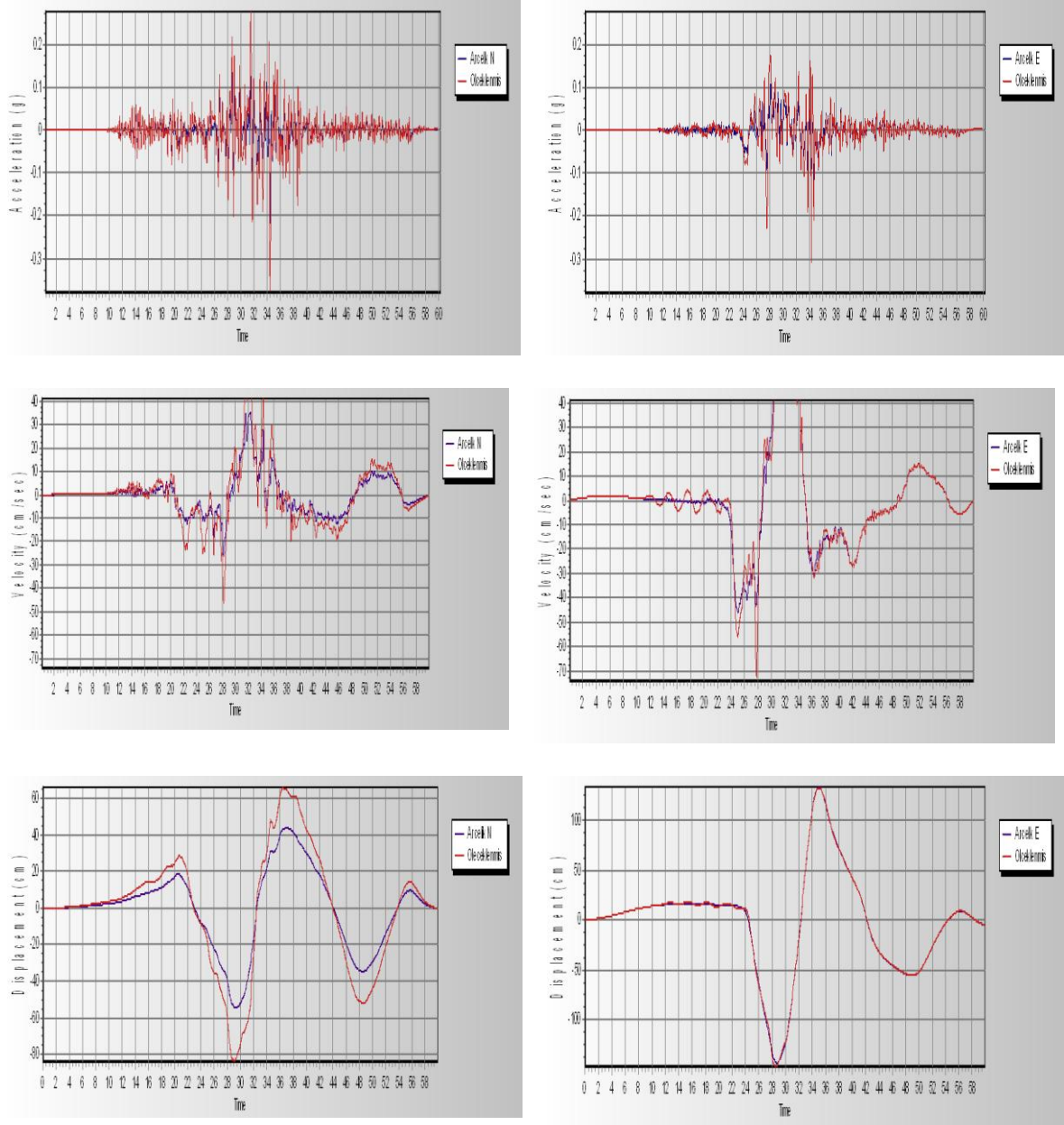
KOLON	b cm	h cm	Min As cm²	As cm²	Donatı	Etriye
S103	100	100	100	108.48	20Φ26	6Φ12/10-20
S803	90	90	81	90.4	16Φ26	5Φ12/10-20
S1403	80	80	64	72.32	16Φ24	5Φ12/10-20
S2003	70	70	49	50.24	16Φ20	5Φ12/10-20

Çizelge A.12: Perde Donatıları

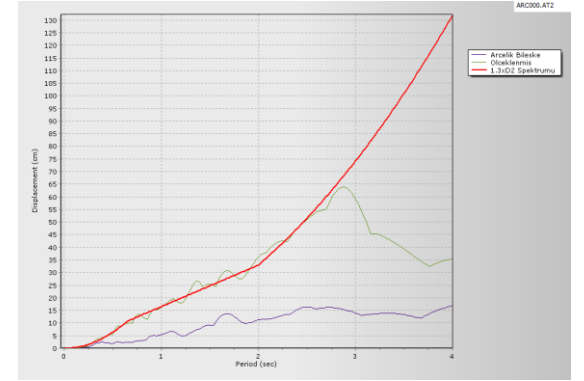
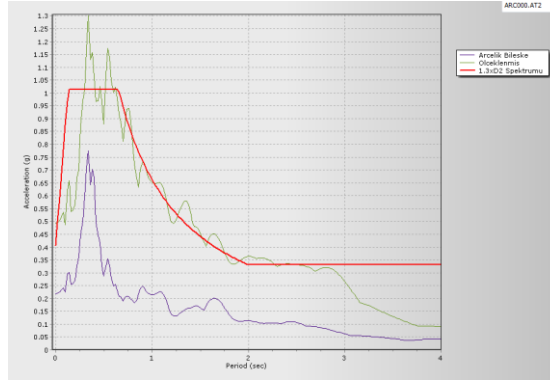
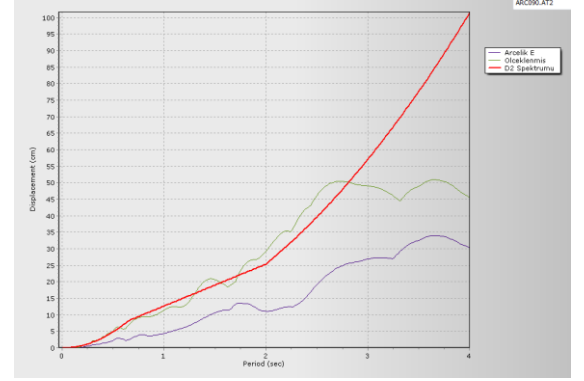
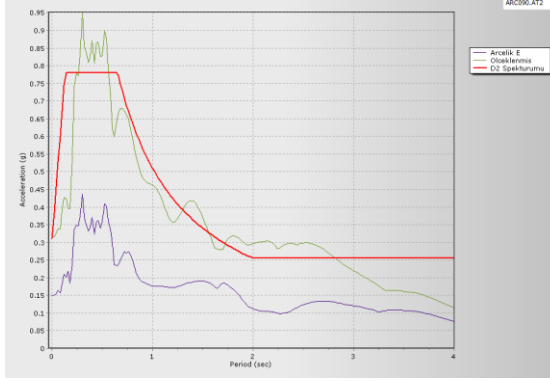
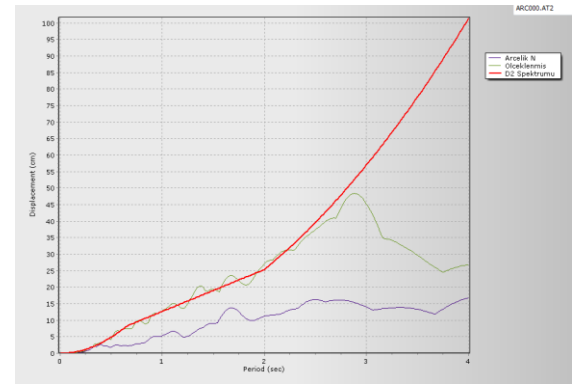
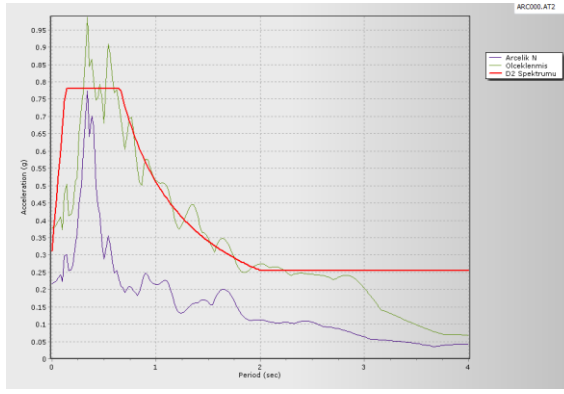
Kat	Perde	b	h	Boyuna Donatı		Etriye Uç	Etriye Gövde
				Uç	Gövde		
1-7	P1-P5	40	350	Ø 22 / 15	Ø 14 / 15	2Ø16/10	Ø12/10
8-14	P1-P5	40	350	Ø 18 / 15	Ø 12 / 15	2Ø12/10	Ø12/10
15-21	P1-P5	40	350	Ø 16 / 15	Ø 10 / 15	2Ø12/10	Ø12/10
22-28	P1-P5	40	350	Ø 14 / 15	Ø 10 / 15	2Ø12/10	Ø12/10
1-7	P3-P7	40	350	Ø 22 / 15	Ø 14 / 15	2Ø14/10	Ø12/10
8-14	P3-P7	40	350	Ø 18 / 15	Ø 12 / 15	2Ø12/10	Ø12/10
15-21	P3-P7	40	350	Ø 16 / 15	Ø 10 / 15	2Ø12/10	Ø12/10
22-28	P3-P7	40	350	Ø 14 / 15	Ø 10 / 15	2Ø12/10	Ø12/10
1-7	P2-P6	40	450	Ø 22 / 15	Ø 14 / 15	2Ø16/10	Ø12/10
8-14	P2-P6	40	450	Ø 18 / 15	Ø 12 / 15	2Ø12/10	Ø12/10
15-21	P2-P6	40	450	Ø 16 / 15	Ø 10 / 15	2Ø12/10	Ø12/10
22-28	P2-P6	40	450	Ø 14 / 15	Ø 10 / 15	2Ø12/10	Ø12/10
1-7	P8-P12	40	800	Ø 22 / 15	Ø 14 / 15	2Ø12/10	Ø12/10
8-14	P8-P12	40	800	Ø 18 / 15	Ø 12 / 15	2Ø10/10	Ø10/10
15-21	P8-P12	40	800	Ø 16 / 15	Ø 10 / 15	2Ø10/10	Ø10/10
22-28	P8-P12	40	800	Ø 14 / 15	Ø 10 / 15	2Ø10/10	Ø10/10
1-7	P9-P11	25	550	Ø 22 / 25	Ø 14 / 25	2Ø16/10	Ø12/10
8-14	P9-P11	25	550	Ø 18 / 25	Ø 12 / 25	2Ø14/10	Ø12/10
15-21	P9-P11	25	550	Ø 16 / 25	Ø 10 / 25	2Ø12/10	Ø12/10
22-28	P9-P11	25	550	Ø 14 / 25	Ø 10 / 25	2Ø12/10	Ø12/10
1-7	P4	25	450	Ø 22 / 25	Ø 14 / 25	2Ø12/10	Ø12/10
8-14	P4	25	450	Ø 18 / 25	Ø 12 / 25	2Ø10/10	Ø10/10
15-21	P4	25	450	Ø 16 / 25	Ø 10 / 25	2Ø10/10	Ø10/10
22-28	P4	25	450	Ø 14 / 25	Ø 10 / 25	2Ø10/10	Ø10/10
1-7	P10	25	800	Ø 22 / 25	Ø 14 / 25	2Ø12/10	Ø12/10
8-14	P10	25	800	Ø 18 / 25	Ø 12 / 25	2Ø10/10	Ø10/10
15-21	P10	25	800	Ø 16 / 25	Ø 10 / 25	2Ø10/10	Ø10/10
22-28	P10	25	800	Ø 14 / 25	Ø 10 / 25	2Ø10/10	Ø10/10

EK B: Grafikler

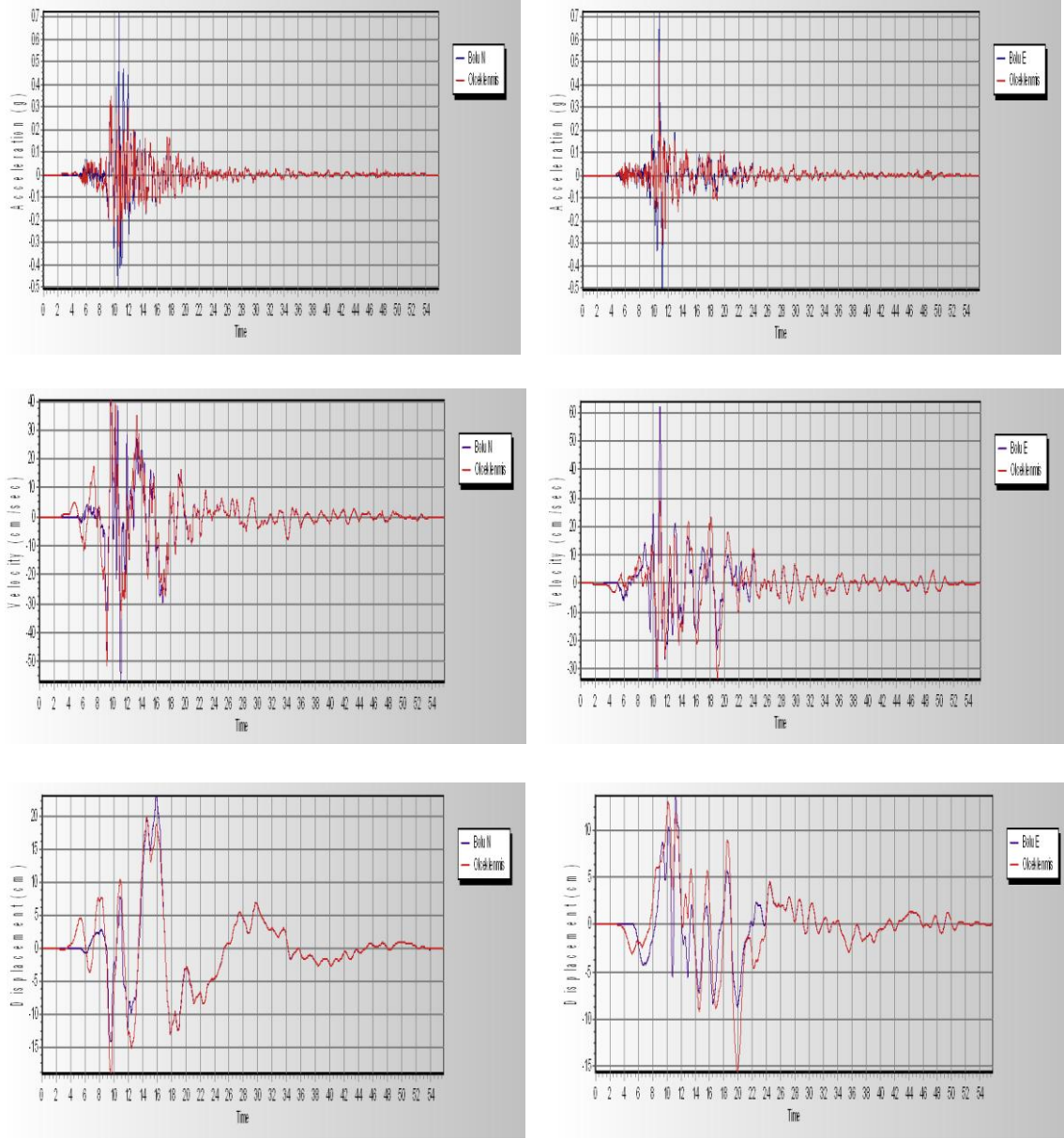
EK B: Grafikler



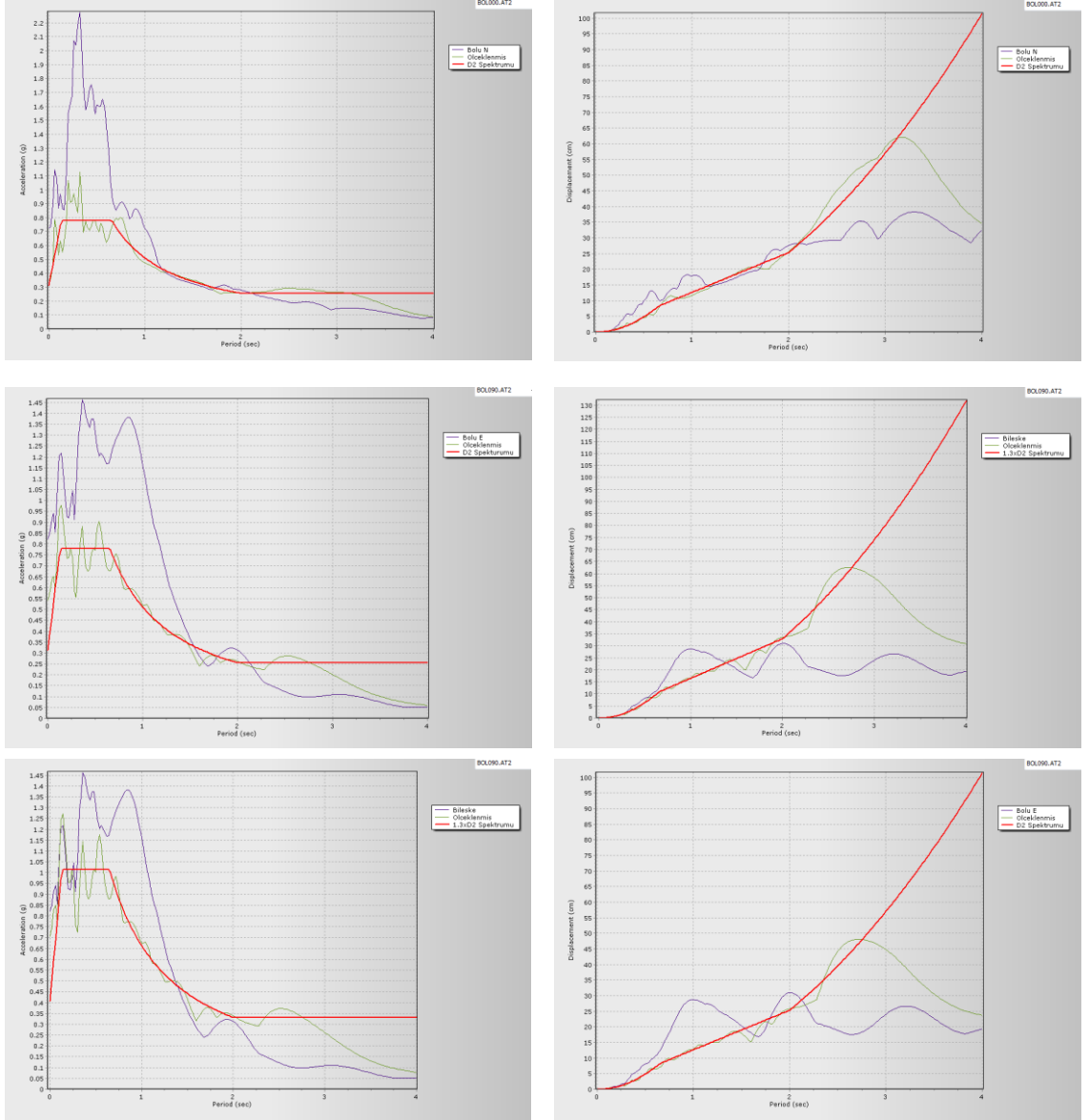
Şekil A.1: Kocaeli Depremi, Arçelik istasyonu N ve E deprem yer hareketine ait ivme, hız ve deplasman grafikleri (D2 deprem düzeyi için)



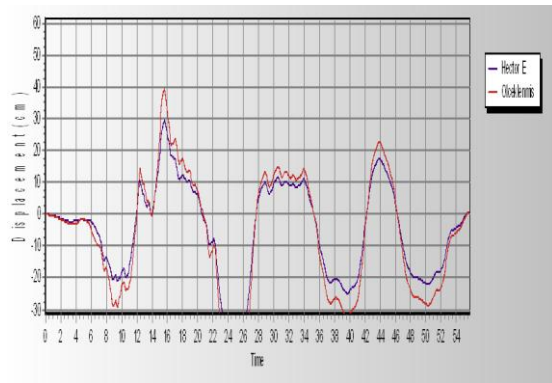
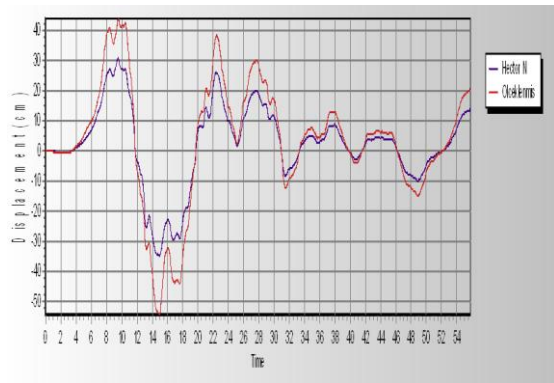
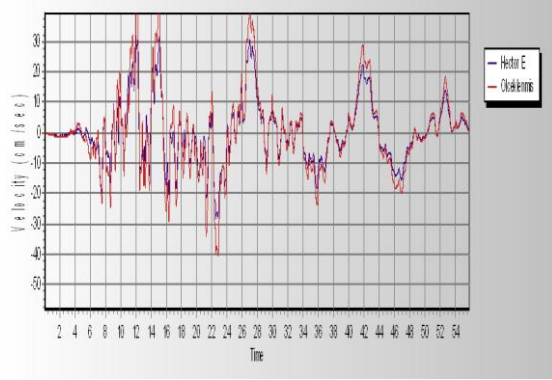
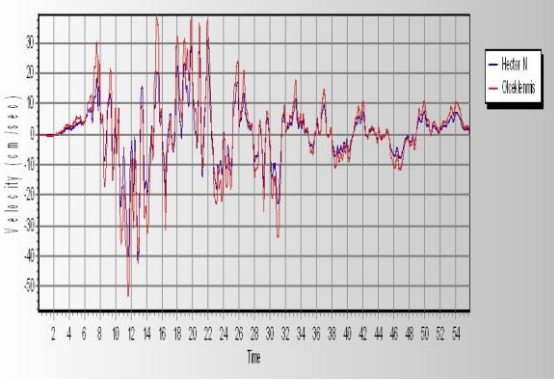
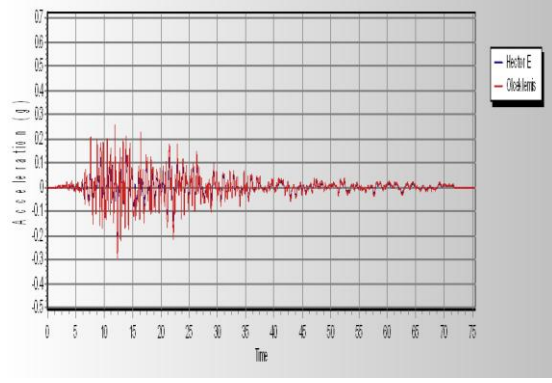
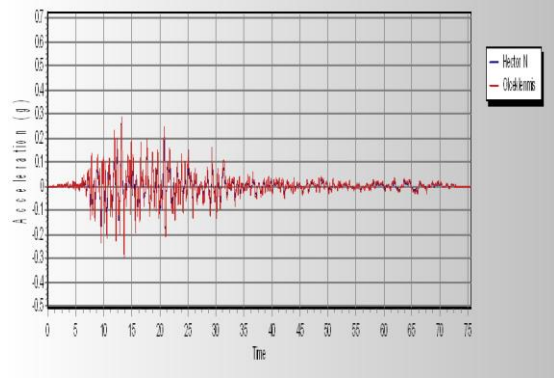
Şekil A2: Kocaeli Depremi Arçelik istasyonu N ve E deprem yer hareketleri (orijinal ve D2 düzeyi için ölçeklenmiş) için spektral ivme, spektral deplasman ve D2 deprem düzeyi tasarım spektrumları ve bileşke spektrumlar



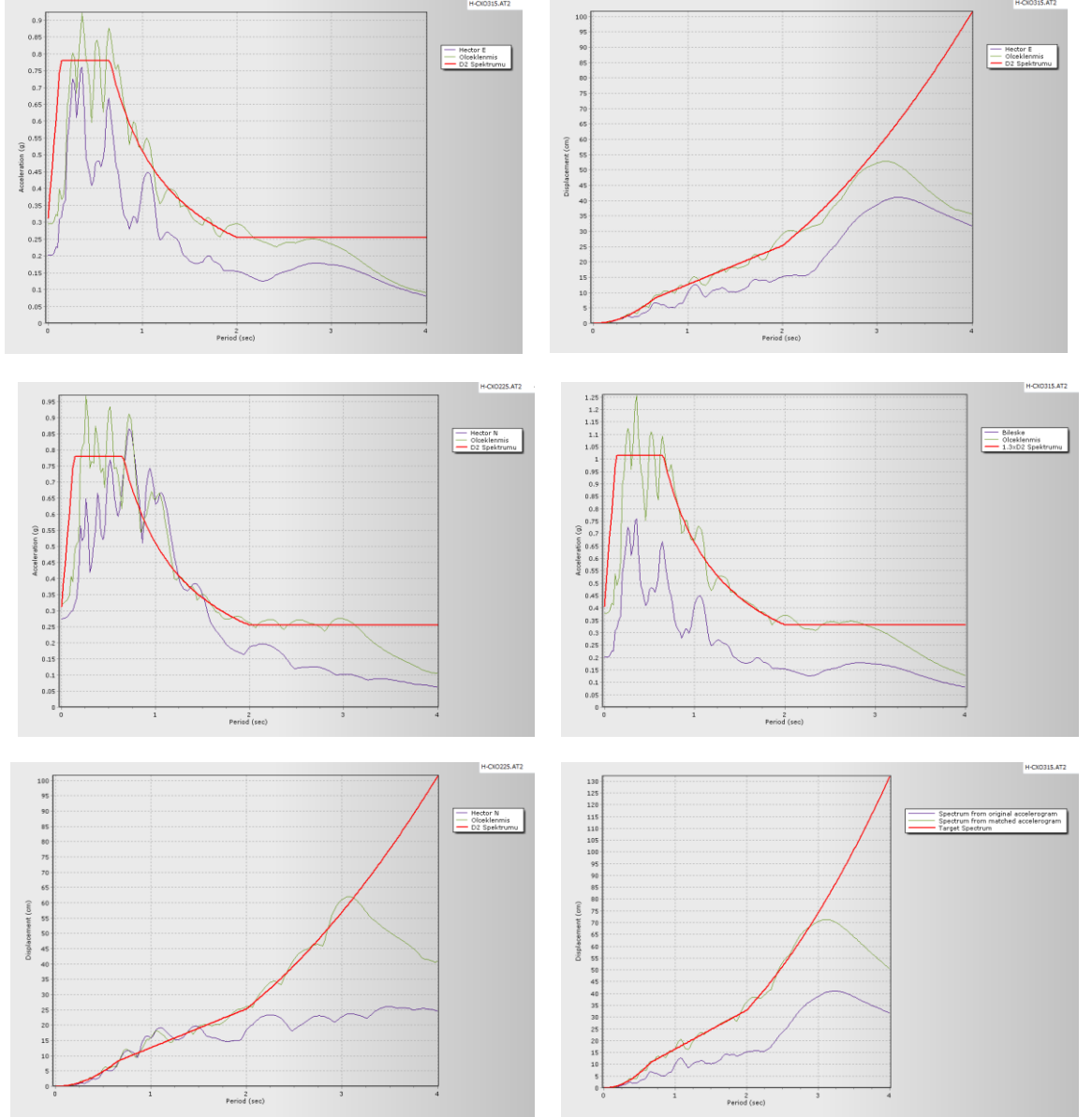
Şekil A.3: Düzce Depremi, Bolu istasyonu N ve E deprem yer hareketine ait ivme, hız ve deplasman grafikleri (D2 deprem düzeyi için)



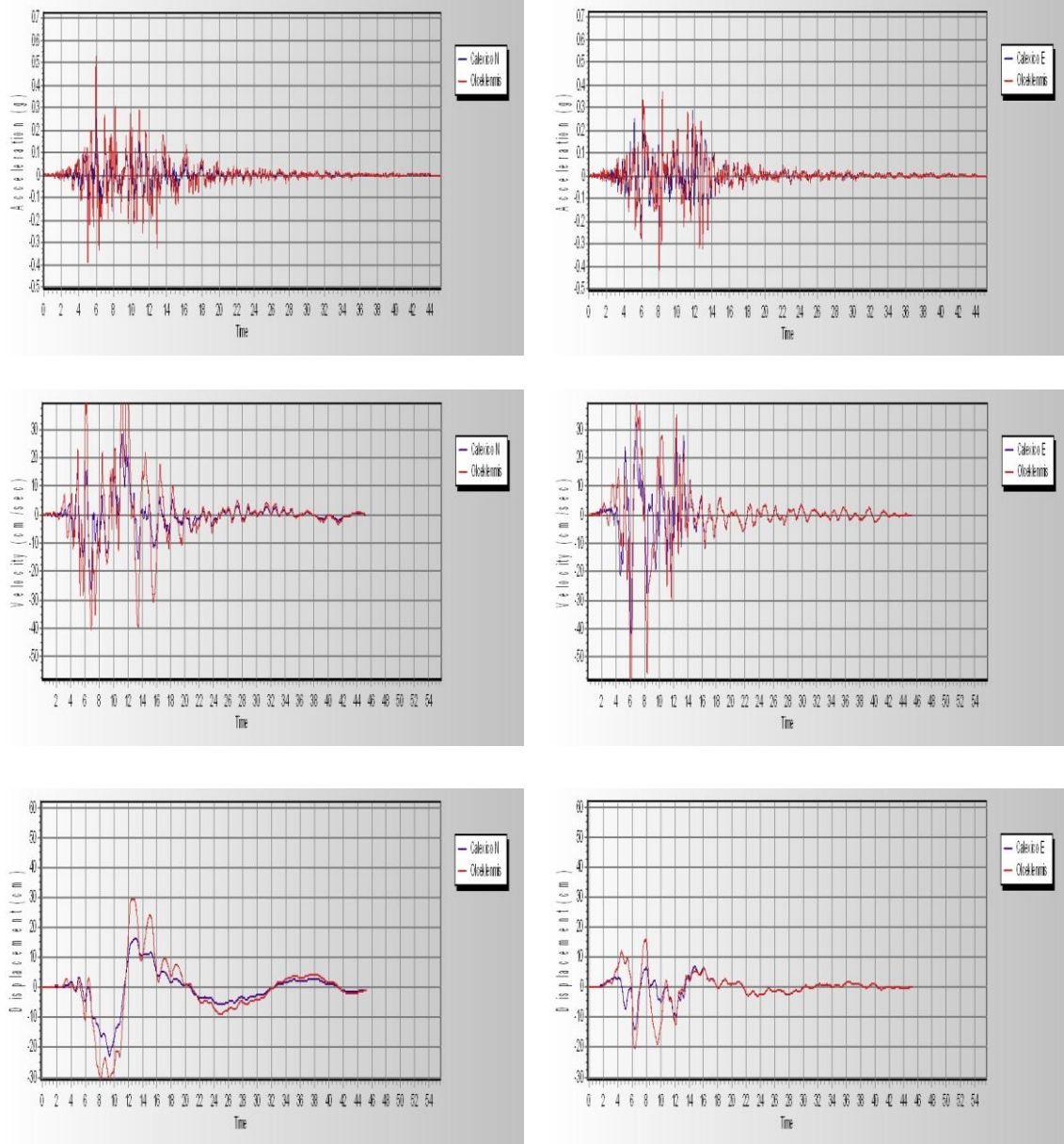
Şekil A.4: Düzce Depremi Bolu istasyonu N ve E deprem yer hareketleri (orijinal ve D2 düzeyi için ölçeklenmiş) için spektral ivme, spektral deplasman ve D2 deprem düzeyi tasarım spektrumları ve bileşke spektrumlar



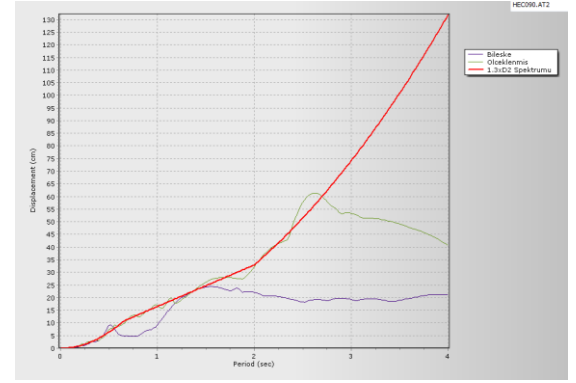
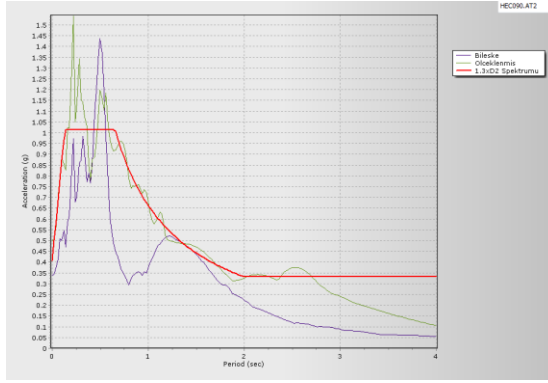
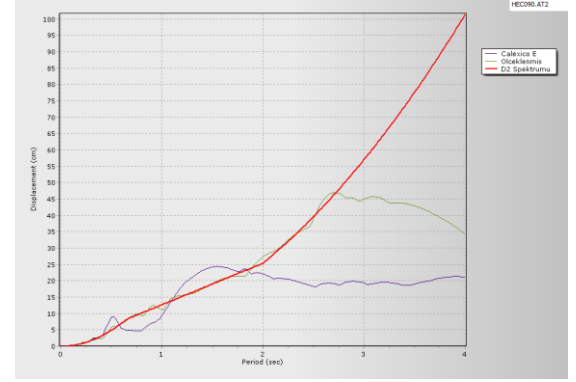
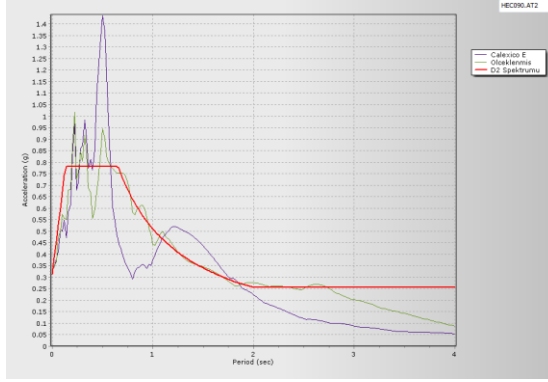
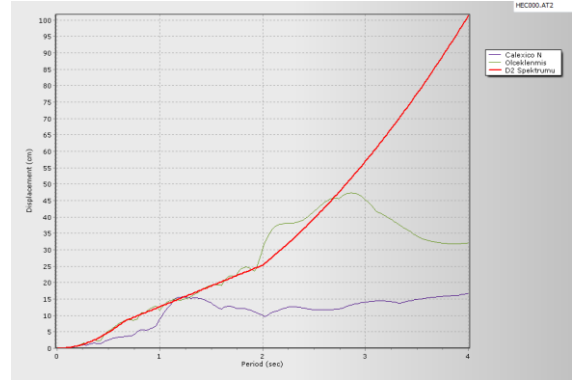
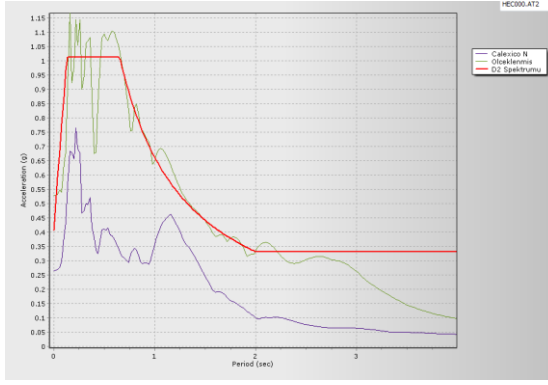
Şekil A.5: Hector Mine Depremi, Hector istasyonu N ve E deprem yer hareketine ait ivme, hız ve deplasman grafikleri (D2 deprem düzeyi için)



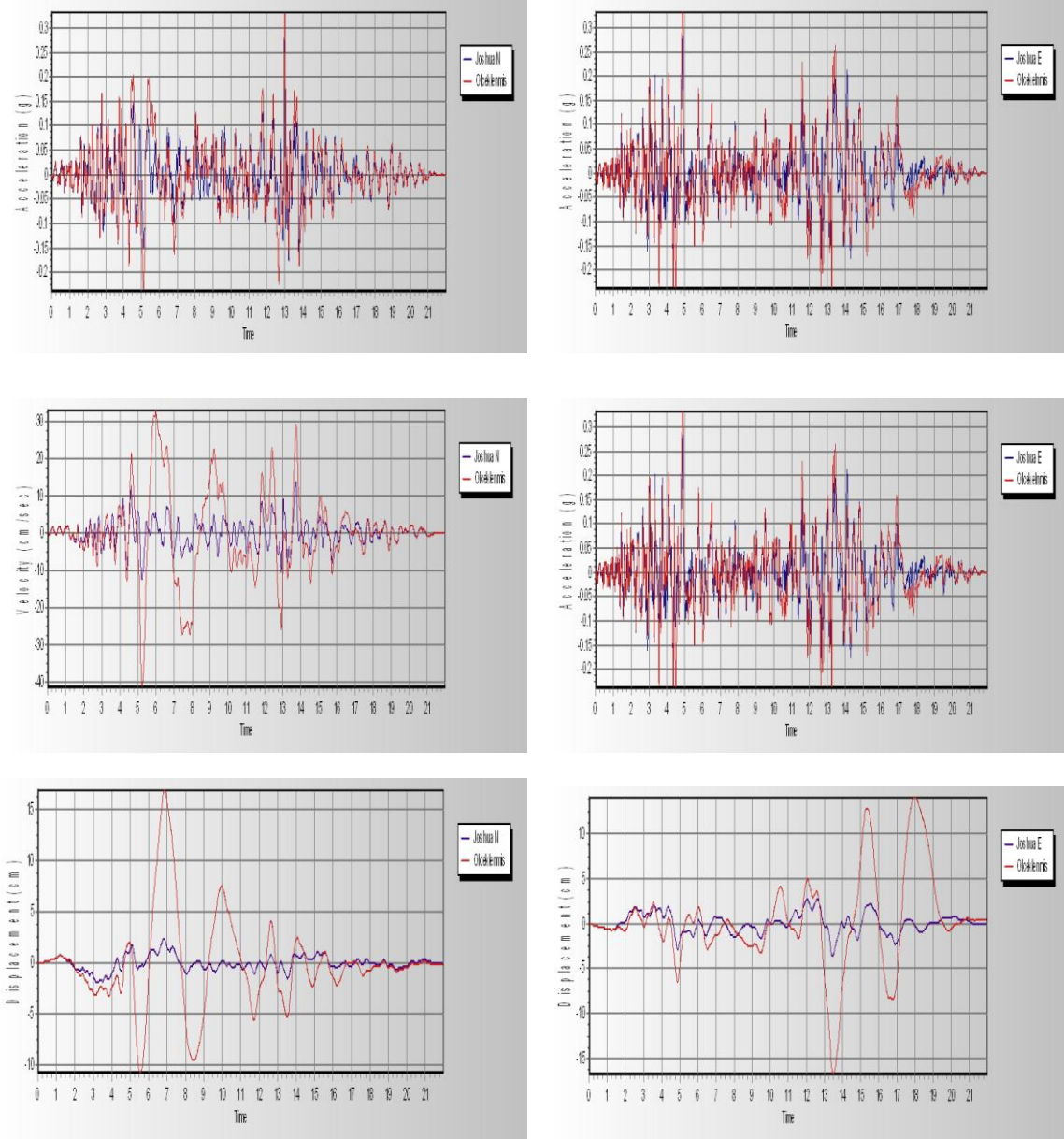
Şekil A.6: Hector Mine Depremi Hector istasyonu N ve E deprem yer hareketleri (orijinal ve D2 düzeyi için ölçeklenmiş) için spektral ivme, spektral deplasman ve D2 deprem düzeyi tasarım spektrumları ve bileşke spektrumlar



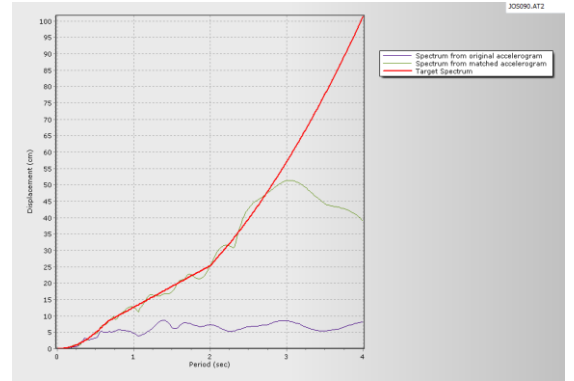
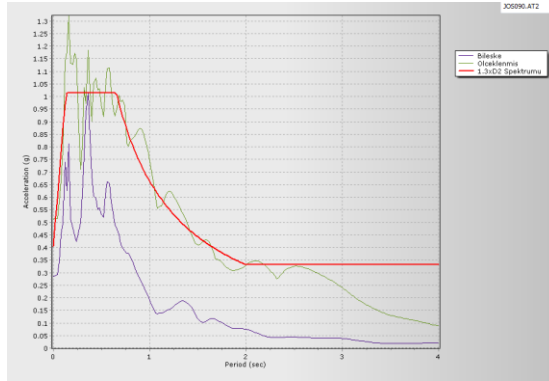
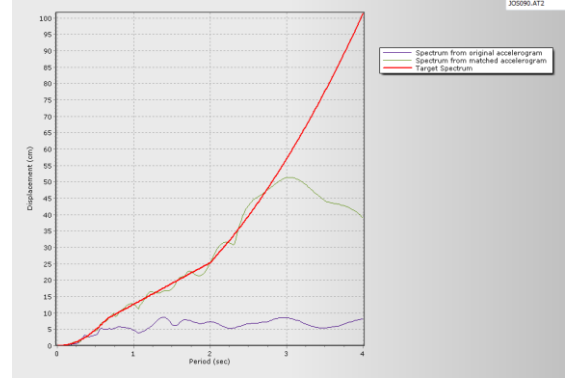
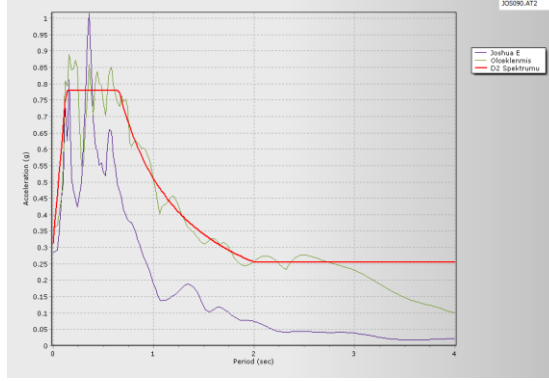
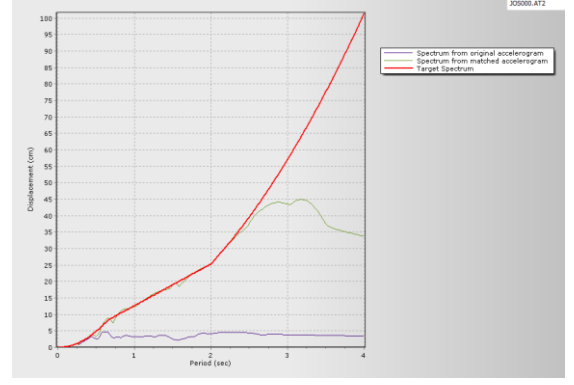
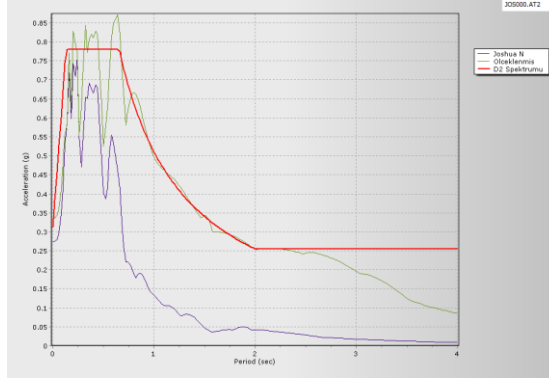
Şekil A.7: Imperial Valley Depremi, Calxico istasyonu N ve E deprem yer hareketine ait ivme, hız ve deplasman grafikleri (D2 deprem düzeyi için)



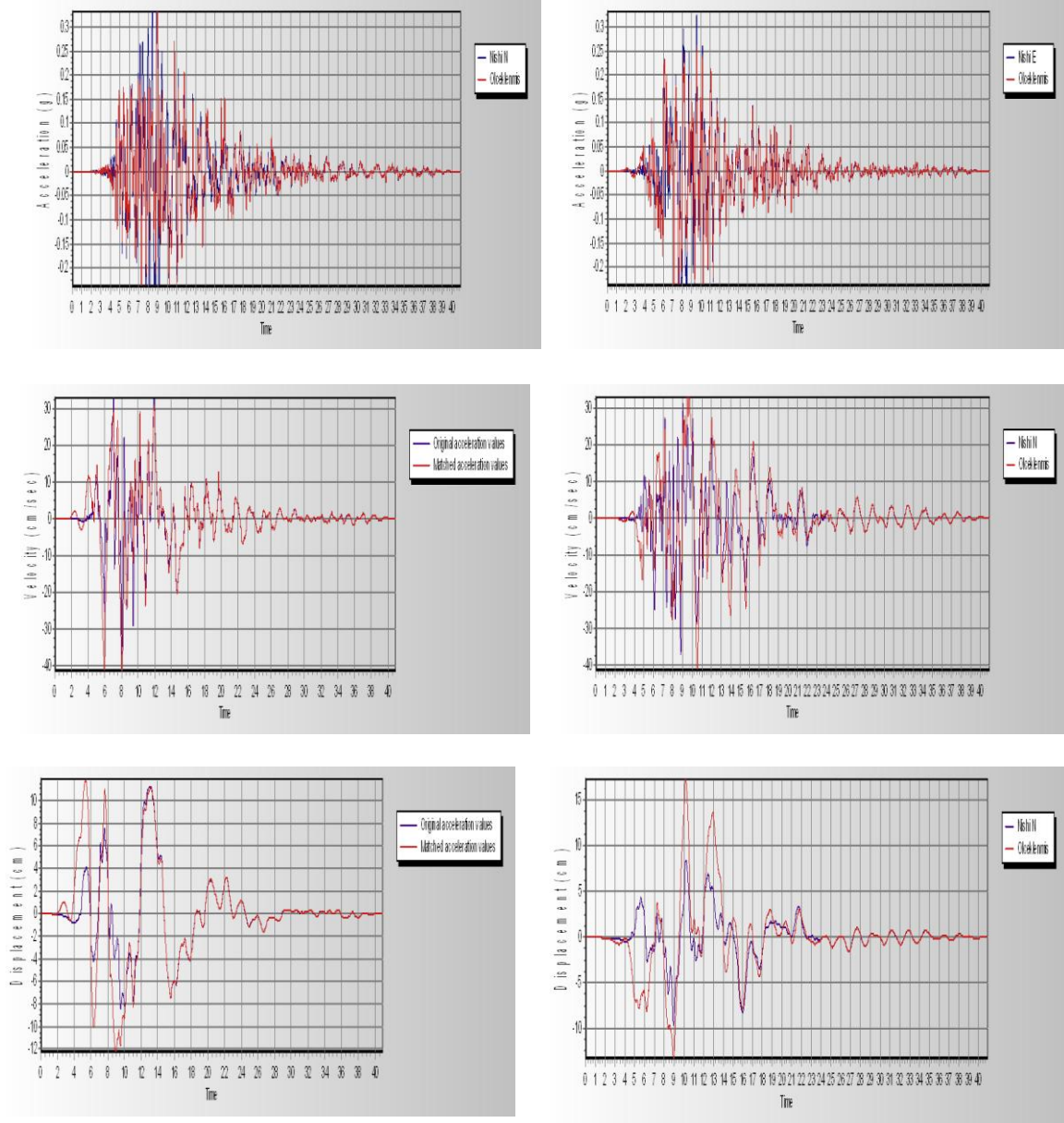
Şekil A.8: Imperial Valley Depremi Callexico istasyonu N ve E deprem yer hareketleri (orijinal ve D2 düzeyi için ölçeklenmiş) için spektral ivme, spektral deplasman ve D2 deprem düzeyi tasarım spektrumları ve bileşke spektrumlar



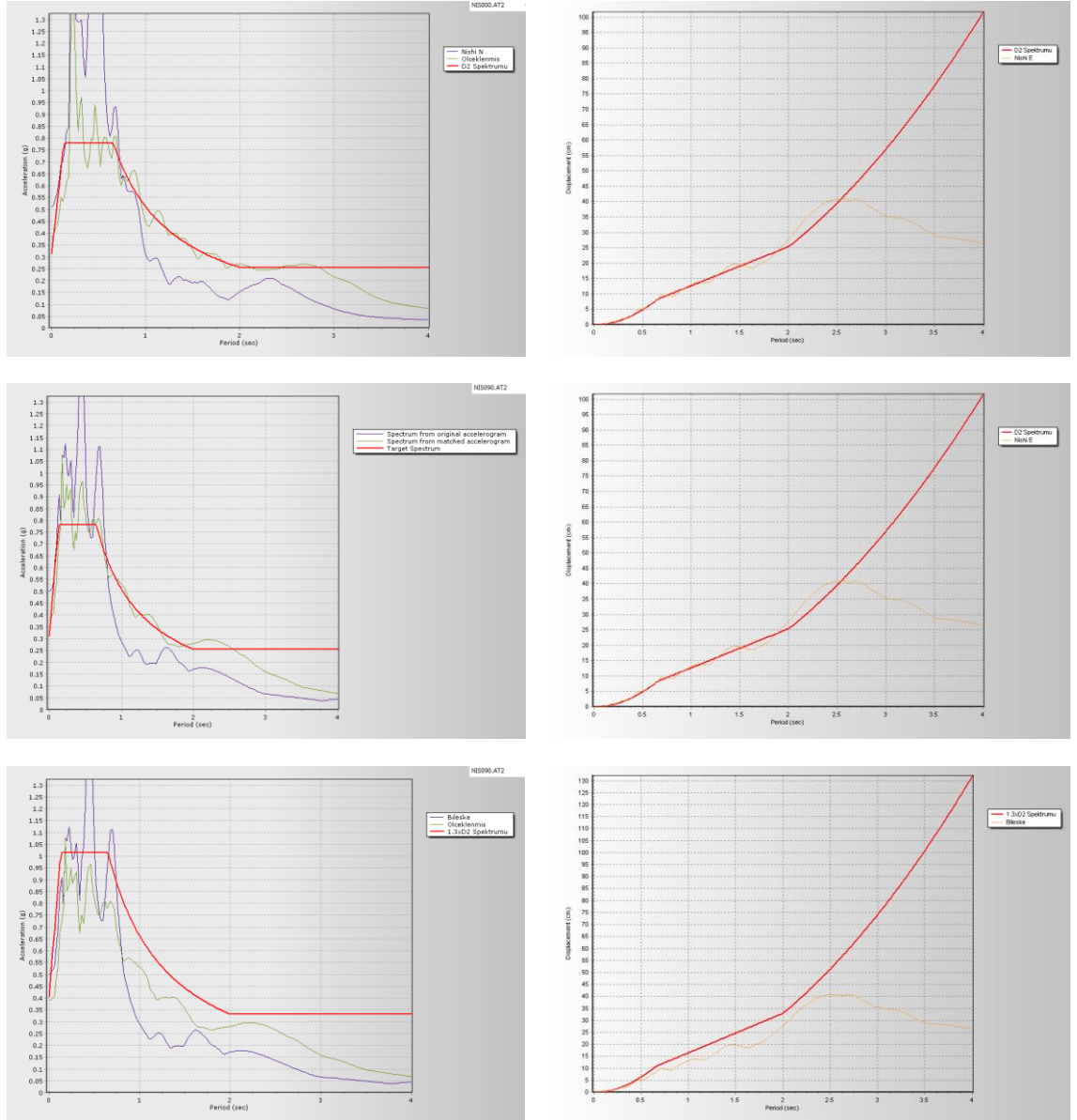
Şekil A.9: Landers Depremi, Joshua istasyonu N ve E deprem yer hareketine ait ivme, hız ve deplasman grafikleri (D2 deprem düzeyi için)



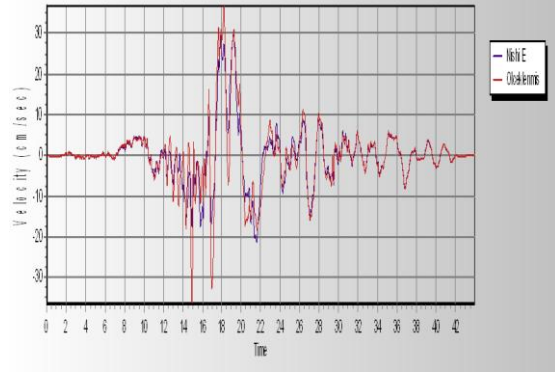
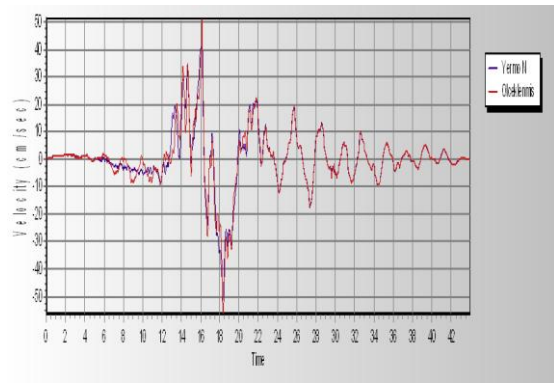
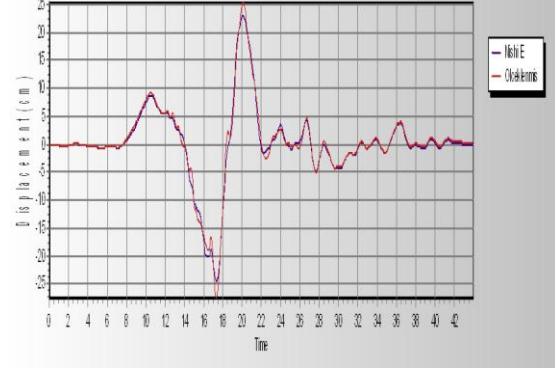
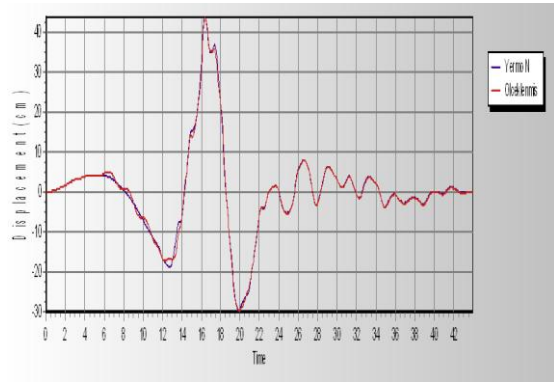
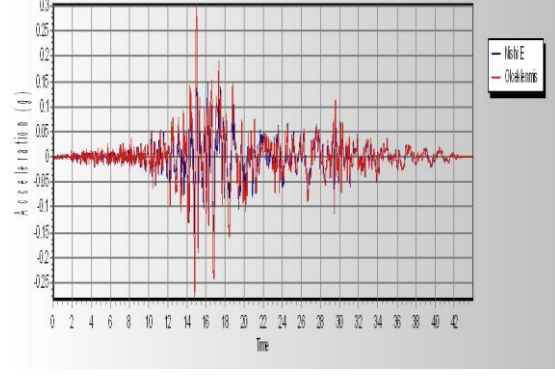
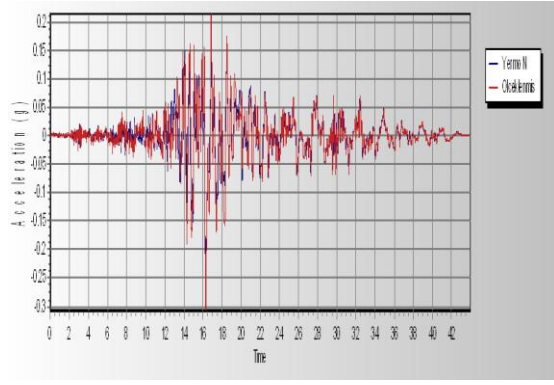
Şekil A.10: Landers Depremi Joshua istasyonu N ve E deprem yer hareketleri (orijinal ve D2 düzeyi için ölçeklenmiş) için spektral ivme, spektral deplasman ve D2 deprem düzeyi tasarım spektrumları ve bileşke spektrumlar



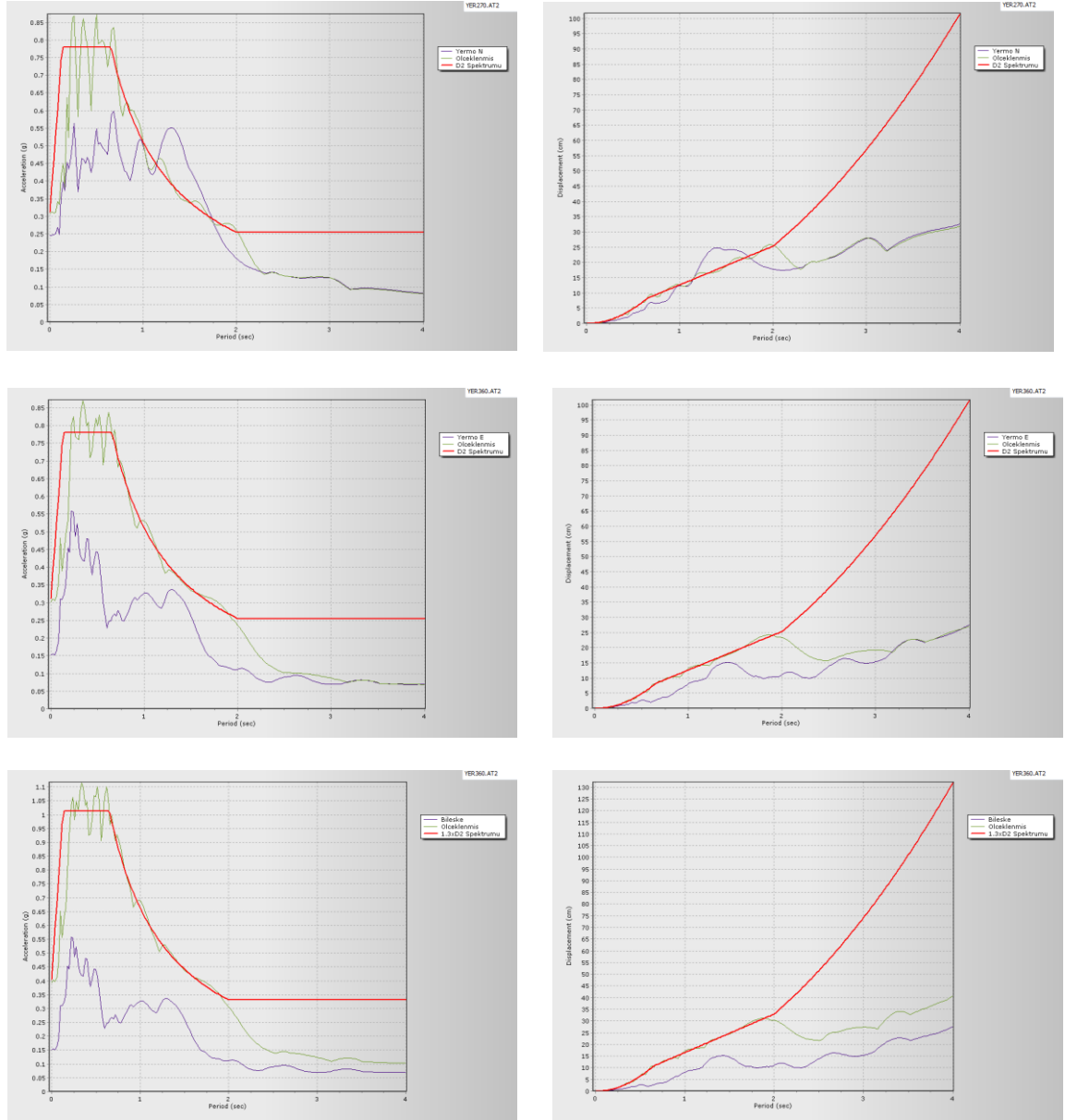
Şekil A.11: Kobe Depremi, Nishi istasyonu N ve E deprem yer hareketine ait ivme, hız ve deplasman grafikleri (D2 deprem düzeyi için)



Şekil A.12: Kobe Depremi Nishi istasyonu N ve E deprem yer hareketleri (orijinal ve D2 düzeyi için ölçeklenmiş) için spektral ivme, spektral deplasman ve D2 deprem düzeyi tasarım spektrumları ve bileşke spektrumlar



Şekil A.13: Landers Depremi, Yermo istasyonu N ve E deprem yer hareketine ait ivme, hız ve deplasman grafikleri (D2 deprem düzeyi için)



Şekil A.14: Landers Depremi Yermo istasyonu N ve E deprem yer hareketleri (orijinal ve D2 düzeyi için ölçeklenmiş) için spektral ivme, spektral deplasman ve D2 deprem düzeyi tasarım spektrumları ve bileşke spektrumlar

ÖZGEÇMİŞ

Ad Soyad: Gökhan Murat TEMİZ

Doğum Yeri ve Tarihi: Ankara 31.10.1986

Adres: Işınlar Mahallesi Çınar Sokak 87/4 Yenimahalle ANKARA

E-Posta: gmtemiz@gmail.com

Lisans: İstanbul Teknik Üniversitesi 2009