İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ DEPREM MÜHENDİSLİĞİ VE AFET YÖNETİMİ ENSTİTÜSÜ

BETONARME YÜKSEK BİR BİNANIN TASARIMI VE ÇELİK BAĞ KİRİŞLERİN YAPININ SİSMİK PERFORMANSI ÜZERİNDEKİ ETKİSİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Seren EREMRE

Deprem Mühendisliği Anabilim Dalı

Deprem Mühendisliği Programı

HAZİRAN 2015

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ DEPREM MÜHENDİSLİĞİ VE AFET YÖNETİMİ ENSTİTÜSÜ

BETONARME YÜKSEK BİR BİNANIN TASARIMI VE ÇELİK BAĞ KİRİŞLERİN YAPININ SİSMİK PERFORMANSI ÜZERİNDEKİ ETKİSİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Seren EREMRE
(501111234)

Deprem Mühendisliği Anabilim Dalı

Deprem Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Doç. Dr. A. Necmettin GÜNDÜZ

HAZİRAN 2015

İTÜ, Deprem Mühendisliği ve Afet Yönetimi Enstitüsü'nün 501111234 numaralı Yüksek Lisans Öğrencisi **Seren EREMRE**, ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı **"BETONARME YÜKSEK BİR BİNANIN TASARIMI VE ÇELİK BAĞ KİRİŞLERİN YAPININ SİSMİK PERFORMANSI ÜZERİNDEKİ ETKİSİ"** başlıklı tezini aşağıda imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

Tez Danışmanı : **Doç. Dr. A. Necmettin GÜNDÜZ** .....
İstanbul Teknik Üniversitesi

Jüri Üyeleri : **Prof. Dr. Kutlu DARILMAZ** .....
İstanbul Teknik Üniversitesi

Doç. Dr. Cenk ALHAN .....
İstanbul Üniversitesi

Teslim Tarihi : **04 Mayıs 2015**
Savunma Tarihi : **02 Haziran 2015**

ÖNSÖZ

Yüksek lisans tez çalışmamın yürütülmesinde yardımlarını esirgemeyen tez danışmanım Sayın Doç. Dr. A. Necmettin GÜNDÜZ'e içten teşekkürlerimi sunarım. Yüksek lisans öğrenimim boyunca her türlü yardım ve desteklerinden dolayı değerli arkadaşlarım ve meslektaşlarım Seçkin ERSİN, Ersin Deniz ÇINAR ve Bihter KORKMAZ'a, bilgi ve tecrübelerini paylaşmaktan sakınmayan Dr. Şeref POLAT'a, anlayışlarından dolayı Modern Mühendislik firmasına ve hayatımın her döneminde yanımda olan aileme teşekkür ederim.

Haziran 2015

Seren Eremre
(İnşaat Mühendisi)

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ ..... **v**
İÇİNDEKİLER ..... **vii**
KISALTMALAR ..... **xi**
ÇİZELGE LİSTESİ ..... **xiii**
ŞEKİL LİSTESİ ..... **xv**
SEMBOL LİSTESİ ..... **xix**
ÖZET ..... **xxiii**
SUMMARY ..... **xxv**
1. GİRİŞ **1**
1.1 Tezin Konusu ve Amacı 2
1.1.1 Bağ kirişleri hakkında bilgi ve değerlendirmeler 2
1.2 Literatür Araştırması 6
2. DEPREME DAYANIKLI TASARIM VE HESAP YÖNTEMLERİ **9**
2.1 Giriş 9
2.2 Kapasite Tasarımı Yaklaşımı 9
2.3 Performansa Dayalı Tasarım Yaklaşımı 9
2.3.1 Performansa dayalı tasarımda doğrusal elastik olmayan hesap yöntemleri 10
2.3.1.1 Zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yöntemi 10
2.3.2 Doğrusal elastik olmayan davranışın idealleştirilmesi 10
2.3.2.1 Yığılı plastisite (plastik mafsal) modeli 12
2.3.2.2 Yayılı plastisite (fiber eleman) modeli 12
2.3.2.3 Histeretik davranış modeli 13
2.3.2.4 Malzeme modelleri 16
Sargılı ve sargısız beton modeli 16
Donatı çeliği modeli 16
2.3.3 Birim şekildeğiştirme istemlerinin belirlenmesi 17
2.3.4 Betonarme elemanların kesit birim şekildeğiştirme kapasiteleri 17
2.3.5 Çelik elemanların kesit birim şekildeğiştirme kapasiteleri 18
3. İSTANBUL YÜKSEK BİNALAR DEPREM YÖNETMELİĞİ'NE GÖRE TASARIM **19**
3.1 Yönetmeliğin Amacı ve Kapsamı 19
3.2 Deprem Etkisi 19
3.2.1 Deprem düzeyleri 19
3.2.1.1 (D1) Deprem düzeyi 19
3.2.1.2 (D2) Deprem düzeyi 20
3.2.1.3 (D3) Deprem düzeyi 20

3.2.2 Deprem tasarım spektrumları 20
3.2.3 Zaman tanım alanında deprem etkisi 22
3.3 Yüksek Binalar için Tanımlanan Performans Düzeyleri, Bölgeleri ve Hedefleri 24
3.3.1 Minimum hasar / Kesintisiz kullanım performans düzeyi (MH / KK) 24
3.3.2 Kontrollu hasar / Can güvenliği performans düzeyi (KH / CG) 24
3.3.3 İleri hasar / Göçmeme güvenliği performans düzeyi (İH / GG) 25
3.3.4 Performans bölgeleri 25
3.3.5 Yüksek Binalar için öngörülen minimum performans hedefleri 25
3.4 Yüksek Binalar için Analiz ve Tasarım Yöntemleri 26
3.4.1 Analiz Yöntemleri 26
3.4.2 Analiz modellerine ilişkin kural ve koşullar 27
3.5 Yüksek Binalarda Performansa Göre Deprem Tasarım Aşamaları 30
3.5.1 Tasarım Aşaması I-A 30
3.5.2 Tasarım Aşaması I-B 36
3.5.3 Tasarım Aşaması II 37
3.5.4 Tasarım Aşaması III 37
4. SAYISAL İNCELEMELER 41
4.1 Genel Bilgiler 41
4.1.1 Bina ve taşıyıcı sistem bilgileri 41
4.1.2 Yük bilgileri 43
4.1.3 Malzeme bilgileri 43
4.1.4 Zemin ve deprem parametreleri 44
4.2 Yapının Doğrusal Elastik Tasarımı 45
4.2.1 Bina modelinin oluşturulması 45
4.2.2 Deprem yüklerinin belirlenmesi 46
4.2.3 Yük durumları ve kombinasyonları 49
4.2.4 Etkin kesit rijitlikleri 50
4.2.5 Göreli kat ötelemeleri kontrolü 51
4.2.6 Kolon tasarımı 51
4.2.6.1 Boyuna donatı 51
4.2.6.2 Enine donatı 53
4.2.6.3 Kolonların kirişlerden daha güçlü olması koşulu 54
4.2.6.4 Kesme güvenliği 55
4.2.7 Kiriş tasarımı 56
4.2.7.1 Boyuna donatı 56
4.2.7.2 Enine donatı 60
4.2.7.3 Kesme güvenliği 60
4.2.8 Bağ kiriş tasarımı 61
4.2.9 Perde tasarımı 63
4.2.9.1 Uç bölgeleri ve kritik perde yüksekliği 64
4.2.9.2 Gövde donatısı 65
4.2.9.3 Uç bölgesi donatıları 65
4.2.9.4 Kesme güvenliği 67

4.3 Yapının Doğrusal Elastik Olmayan Yöntemlerle Modellenmesi 69
4.3.1 Bina modelinin oluşturulması 69
4.3.2 Deprem etkilerinin tanımlanması 70
4.3.3 Kolonların modellenmesi 71
4.3.4 Kirişlerin modellenmesi 72
4.3.5 Bağ kirişlerin modellenmesi 75
4.3.5.1 Betonarme bağ kirişlerin modellenmesi 75
4.3.5.2 Çelik bağ kirişlerin modellenmesi 77
4.3.6 Perdelerin modellenmesi 79
4.3.7 Sönüm modeli 80
4.4 Doğrusal Olmayan Analiz Çıktıları 81
4.4.1 Mod şekilleri ve kütle katılımı 82
4.4.2 Enerji diyagramları 82
4.4.3 Göreli kat ötelemesi kontrolü 88
4.4.4 Kiriş hasarları 91
4.4.5 Kolon hasarları 97
4.4.6 Perde hasarları 100
4.4.7 Perde kesme kuvvetleri 102
5. SONUÇ VE ÖNERİLER 105
KAYNAKLAR 109
EKLER 113
ÖZGEÇMİŞ 129

KISALTMALAR

ACI	**:** American Concrete Institute
ASCE	**:** American Society of Civil Engineers
ATC	**:** Applied Technology Council
BSSC	**:** Building Seismic Safety Council
CG	**:** Can Güvenliği
CQC	**:** Complete Quadratic Combination (Tam Karesel Birleşim)
DBYBHY	**:** Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik
ETABS	**:** Extended 3D Analysis of Building Systems
FEMA	**:** Federal Emergency Management Agency
GG	**:** Göçmeme Güvenliği
İH	**:** İleri Hasar
KH	**:** Kontrollü Hasar
KK	**:** Kesintisiz Kullanım
MH	**:** Minimum Hasar
NEHRP	**:** National Earthquake Hazards Reduction Program
PEER	**:** Pacific Earthquake Research Center
PERFORM	**:** Nonlineer Analysis and Performance Assesment for 3D Structures
SAP	**:** Integrated Software for Structural Analysis and Design
SEAOC	**:** Structural Engineer Association of California
SEI	**:** Structural Engineering Institute
SRSS	**:** Square Root of Sum of Squares (Karelerin Toplamının Karekökü)
TS 498	**:** Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri
TS 500	**:** Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 2.1 : Donatı çeliği bilgileri. 16
Çizelge 3.1 : Kısa periyod zemin katsayısı Fa. 21
Çizelge 3.2 : 1.0 s periyodu zemin katsayısı Fv. 21
Çizelge 3.3 : Yüksek binalar için hedeflenen minimum performans bölgeleri. 26
Çizelge 3.4 : Etkin yer ivmesi katsayısı. 31
Çizelge 3.5 : Bina önem katsayısı. 31
Çizelge 3.6 : Taşıyıcı sistem davranış katsayısı. 32
Çizelge 3.7 : Taşıyıcı sistem davranış katsayısı. 39
Çizelge 4.1 : Bina taşıyıcı sistem boyut bilgileri. 42
Çizelge 4.2 : Yük bilgileri. 43
Çizelge 4.3 : Deprem tasarım spektrumu parametreleri. 45
Çizelge 4.4 : Tasarım Aşaması (I-A) için alınan etkin eğilme rijitlikleri. 50
Çizelge 4.5 : Kirişler için Tasarım Aşaması (II)'de alınan etkin eğilme rijitlikleri. ..51
Çizelge 4.6 : Kolon eksenel yük kapasiteleri. 52
Çizelge 4.7 : Seçilen kolon boyuna donatıları. 52
Çizelge 4.8 : Seçilen kolon enine donatıları. 53
Çizelge 4.9 : Seçilen kiriş boyuna donatıları. 59
Çizelge 4.10 : Seçilen kiriş enine donatıları. 60
Çizelge 4.11 : Bağ kirişleri çapraz donatı kontrolü. 62
Çizelge 4.12 : Bağ kirişleri çapraz donatı hesabı. 63
Çizelge 4.13 : Seçilen perde eğilme donatıları. 65
Çizelge 4.14 : Seçilen perde kesme donatıları. 68
Çizelge 4.15 : Seçilen deprem kayıtları. 70
Çizelge 4.16 : Kiriş tiplerinin plastik dönme değerleri. 73
Çizelge 4.17 : Çevre kirişleri pozitif yön - çevrimsel döngü parametreleri. 74
Çizelge 4.18 : Çevre kirişleri negatif yön - çevrimsel döngü parametreleri. 75
Çizelge 4.19 : Bağ kirişleri çevrimsel döngü parametreleri. 76
Çizelge 4.20 : Betonarme bağ kirişleriyle uyumlu rijitlikte seçilen çelik bağ kirişleri. 77
Çizelge 4.21 : Çelik bağ kirişleri FEMA 356 parametreleri. 79
Çizelge 4.22 : Çelik bağ kirişleri dönme limitleri. 79
Çizelge 4.23 : Deprem analiz isimleri kısaltmaları. 81
Çizelge 4.24 : Perde kesme güvenliği kontrolü. 103
Çizelge 4.25 : Perde kesme donatısı kontrolü. 103
Çizelge A.1 : Tasarım (I-A) aşaması X yönü göreli kat ötelemeleri kontrolü. 115
Çizelge A.2 : Tasarım (I-A) aşaması Y yönü göreli kat ötelemeleri kontrolü. 116
Çizelge A.3 : Tasarım (II) aşaması X yönü göreli kat ötelemeleri kontrolü. 117
Çizelge A.4 : Tasarım (II) aşaması Y yönü göreli kat ötelemeleri kontrolü. 118
Çizelge A.5 : Tasarım (I-A) aşaması modal kütle katılım oranları. 119
Çizelge A.6 : Tasarım (II) aşaması modal kütle katılım oranları. 120

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 1.1 : Bağ kirişlerinin şematik gösterimi (a) Betonarme bağ kirişler (b) eksantrik çelik çaprazlı çerçeve sisteminde bağ kirişler [2,3]. 3
Şekil 1.2 : DBYBHY (2007)'de verilen örnek betonarme bağ kirişi detayı [4]. 4
Şekil 1.3 : Betonarme bağ kirişi uygulama örneği [5]..... 4
Şekil 1.4 : Betonarme perdeye bağlanan çelik bağ kirişi detayı [2]..... 5
Şekil 1.5 : Çelik bağ kirişi uygulama detayı [5]..... 5
Şekil 2.1 : Yığılı plastik mafsal modeli ve tipik moment-dönme ilişkisi [14].....12
Şekil 2.2 : Betonarme perde elemandaki fiber eleman temsili [14]. 13
Şekil 2.3 : İdeal elasto-plastik malzeme [22]. 13
Şekil 2.4 : Doğrusal olmayan kuvvet-şekildeğiştirme ilişkisi [23]. 14
Şekil 2.5 : Doğrusal olmayan davranış aşamaları [23]. 15
Şekil 2.6 : PERFORM-3D kuvvet-şekildeğiştirme ilişkisi [23]. 15
Şekil 2.7 : İYBDY'de tanımlanan performans düzeylerinin kuvvet-şekildeğiştirme grafiğinde gösterimi [23]. 15
Şekil 2.8 : Sargılı ve sargısız beton gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi [4]. 16
Şekil 2.9 : Donatı çeliği gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi [4]. 16
Şekil 3.1 : Tasarım spektrumu [25]. 22
Şekil 3.2 : Ana Marmara fay hattı [25].....23
Şekil 3.3 : Performans bölgeleri [25]. 25
Şekil 3.4 : Moment-eğrilik bağıntısı [25]. 29
Şekil 3.5 : Deprem yüklerinin etkime noktaları [4].....34
Şekil 3.6 : Taşıyıcı sistem elemanlarının asal eksen doğrultuları [4].....35
Şekil 4.1 : Binanın ilk beş kat kalıp planı. 42
Şekil 4.2 : ETABS 3 boyutlu hesap modeli görüntüsü.....46
Şekil 4.3 : D1, D2 ve D3 deprem düzeyleri için tasarım spektrumları. 47
Şekil 4.4 : 150x150 kolon için en elverişsiz durumda çizdirilen M2-M3 grafiği. 53
Şekil 4.5 : 150x150 kolon donatı detayı. 54
Şekil 4.6 : Kolon ve kiriş taşıma gücü momentleri [4].....54
Şekil 4.7 : Kiriş açıklığında alt donatı hesabı [29]. 57
Şekil 4.8 : Kiriş mesnedinde üst donatı hesabı [29]. 58
Şekil 4.9 : 150x75 kiriş donatı detayı. 58
Şekil 4.10 : Kiriş kesme kuvveti ve moment kapasiteleri [4]. 60
Şekil 4.11 : 100x120 kesitli bağ kiriş donatı detayı. 63
Şekil 4.12 : 100 cm kalınlıktaki U perde için seçilen boyuna donatılar. 66
Şekil 4.13 : 100 cm kalınlıktaki U perde için hesaplanan tasarım momenti. 67
Şekil 4.14 : 100 cm kalınlıktaki U perde için en elverişsiz durumda çizdirilen M2-M3 grafiği. 67
Şekil 4.15 : PERFORM-3D model görüntüsü. 69
Şekil 4.16 : Seçilen deprem kayıtlarının ölçeklenmiş spektral ivme grafiklerinin D3 deprem düzeyi tasarım ivme spektrumu ile uyumu. 70
Şekil 4.17 : 150x150 kolon fiber eleman modeli. 71

Şekil 4.18 : 150x150 kolonun plastik mafsal boyu. 71
Şekil 4.19 : 150x75 kiriş için tanımlanan kuvvet-şekildeğiştirme ilişkisi. 74
Şekil 4.20 : Kirişler için tanımlanan enerji azalım faktörleri. 75
Şekil 4.21 : FEMA 356'da çelik bağlantı kirişleri için verilen dönme limitleri [11]. 77
Şekil 4.22 : 100 cm kalınlıktaki sol U perde fiberlerinin oluşturulması. 80
Şekil 4.23 : Rayleigh sönüm grafiği. 81
Şekil 4.24 : Binanın 1. ve 2. mod şekilleri. 82
Şekil 4.25 : KA-H2 kaydı altında 100x120 bağ kirişlerinde yutulan enerji diyagramı. 83
Şekil 4.26 : KA-H2 kaydı altında HEM900 bağ kirişinde yutulan enerji diyagramı. 83
Şekil 4.27 : KA-H2 kaydı altında 90x120 bağ kirişinde yutulan enerji diyagramı. .. 84
Şekil 4.28 : KA-H2 kaydı altında HE800 bağ kirişinde yutulan enerji diyagramı. ... 84
Şekil 4.29 : KA-H2 kaydı altında 80x120 bağ kirişinde yutulan enerji diyagramı. .. 85
Şekil 4.30 : KA-H2 kaydı altında HE700 bağ kirişinde yutulan enerji diyagramı. ... 85
Şekil 4.31 : KA-H2 kaydı altında 70x120 bağ kirişinde yutulan enerji diyagramı. .. 86
Şekil 4.32 : KA-H2 kaydı altında HE650 bağ kirişinde yutulan enerji diyagramı. ... 86
Şekil 4.33 : KA-H2 kaydı altında 60x120 bağ kirişinde yutulan enerji diyagramı. .. 87
Şekil 4.34 : KA-H2 kaydı altında HE600 bağ kirişinde yutulan enerji diyagramı. ... 87
Şekil 4.35 : Betonarme bağ kirişli model-X yönü göreli kat ötelemesi oranları. 88
Şekil 4.36 : Betonarme bağ kirişli model-Y yönü göreli kat ötelemesi oranları. 89
Şekil 4.37 : Çelik bağ kirişli model-X yönü göreli kat ötelemesi oranları. 89
Şekil 4.38 : Çelik bağ kirişli model-Y yönü göreli kat ötelemesi oranları. 90
Şekil 4.39 : Ba. ve çelik bağ kirişli modeller-X yönü göreli kat ötelemesi oranları karşılaştırması. 90
Şekil 4.40 : Ba. ve çelik bağ kirişli modeller-Y yönü göreli kat ötelemesi oranları karşılaştırması. 91
Şekil 4.41 : Betonarme bağ kirişleri dönme değerleri. 92
Şekil 4.42 : Çelik bağ kirişleri dönme değerleri. 93
Şekil 4.43 : Ba. ve çelik bağ kirişleri dönme değerleri karşılaştırması. 94
Şekil 4.44 : Ba. bağ kirişli modelde çevre kirişleri dönme değerleri. 95
Şekil 4.45 : Çelik bağ kirişli modelde çevre kirişleri dönme değerleri. 96
Şekil 4.46 : Ba. ve çelik bağ kirişli modellerde çevre kirişleri dönme değerleri karşılaştırması. 97
Şekil 4.47 : Ba.bağ kirişli modelde 150x150 kolonda beton basınç birim şekildeğiştirme değerleri. 98
Şekil 4.48 : Ba.bağ kirişli modelde 150x150 kolonda donatı çeliği birim şekildeğiştirme değerleri. 98
Şekil 4.49 : Çelik bağ kirişli modelde 150x150 kolonda beton basınç birim şekildeğiştirme değerleri. 99
Şekil 4.50 : Çelik bağ kirişli modelde 150x150 kolonda donatı çeliği birim şekildeğiştirme değerleri. 99
Şekil 4.51 : Ba. ve çelik bağ kirişli modellerde 150x150 kolonda beton basınç birim şekildeğiştirme değerleri karşılaştırması. 100
Şekil 4.52 : Ba. ve çelik bağ kirişli modellerde 150x150 koloda donatı çeliği birim şekildeğiştirme değerleri karşılaştırması. 100
Şekil 4.53 : Çelik bağ kirişli model-perde beton basınç birim şekildeğiştirme değerleri. 101
Şekil 4.54 : Çelik bağ kirişli model-perde donatı çeliği birim şekildeğiştirme değerleri. 101

Şekil 4.55 : Ba. ve çelik bağ kirişli modellerde perde basınç birim şekildeğiştirme değerleri karşılaştırması.....102
Şekil 4.56 : Ba. ve çelik bağ kirişli modellerde perde çekme birim şekildeğiştirme değerleri karşılaştırması.....102
Şekil B.1 : Kocaeli depremi, Arçelik istasyonu, paralel doğrultudaki deprem yer hareketine ait ivme(g)-zaman(s) grafiği 121
Şekil B.2 : Kocaeli depremi, Arçelik istasyonu, normal doğrultudaki deprem yer hareketine ait ivme(g)-zaman(s) grafiği 121
Şekil B.3 : Kocaeli depremi, İznik istasyonu, paralel doğrultudaki deprem yer hareketine ait ivme(g)-zaman(s) grafiği 122
Şekil B.4 : Kocaeli depremi, İznik istasyonu, normal doğrultudaki deprem yer hareketine ait ivme(g)-zaman(s) grafiği 122
Şekil B.5 : Manjil depremi, Abbar istasyonu, paralel doğrultudaki deprem yer hareketine ait ivme(g)-zaman(s) grafiği 123
Şekil B.6 : Manjil depremi, Abbar istasyonu, normal doğrultudaki deprem yer hareketine ait ivme(g)-zaman(s) grafiği 123
Şekil B.7 : Hector Mine depremi, Hector istasyonu, paralel doğrultudaki deprem yer hareketine ait ivme(g)-zaman(s) grafiği.....124
Şekil B.8 : Hector Mine depremi, Hector istasyonu, normal doğrultudaki deprem yer hareketine ait ivme(g)-zaman(s) grafiği.....124
Şekil B.9 : Landers depremi, Big Bear Lake Civic Center istasyonu, paralel doğrultudaki deprem yer hareketine ait ivme(g)-zaman(s) grafiği 125
Şekil B.10 : Landers depremi, Big Bear Lake Civic Center istasyonu, normal doğrultudaki deprem yer hareketine ait ivme(g)-zaman(s) grafiği.....125
Şekil B.11 : Darfield depremi, LPCC istasyonu, paralel doğrultudaki deprem yer hareketine ait ivme(g)-zaman(s) grafiği.....126
Şekil B.12 : Darfield depremi, LPCC istasyonu, normal doğrultudaki deprem yer hareketine ait ivme(g)-zaman(s) grafiği.....126
Şekil B.13 : Darfield depremi, OXC istasyonu, paralel doğrultudaki deprem yer hareketine ait ivme(g)-zaman(s) grafiği 127
Şekil B.14 : Darfield depremi, OXC istasyonu, normal doğrultudaki deprem yer hareketine ait ivme(g)-zaman(s) grafiği 127

SEMBOL LİSTESİ

$A(T)$: Spektral ivme katsayısı
A_0 : Etkin yer ivmesi katsayısı
A_c : Kolonun veya perde uç bölgesinin brüt enkesit alanı
A_{ck} : Sargı donatısının dışından dışına alınan ölçü içinde kalan çekirdek beton alanı
A_{sh} : Kolonda veya perde uç bölgesindeki yatay donatı alanı
A_w : Kolon enkesiti etkin gövde alanı
B_a : Taşıyıcı sistem elemanının a asal ekseni doğrultusunda tasarıma esas iç kuvvet büyüklüğü
B_{ax} : Taşıyıcı sistem elemanının a asal ekseni doğrultusunda, x doğrultusundaki depremden oluşan iç kuvvet büyüklüğü
B_{ay} : Taşıyıcı sistem elemanının a asal ekseni doğrultusunda, x'e dik y doğrultusundaki depremden oluşan iç kuvvet büyüklüğü
b_k : Kolon veya perde uç bölgesi çekirdeğinin enkesit boyutu
b_w : Kirişin gövde genişliği, perdenin gövde kalınlığı
d : Kirişin faydalı yüksekliği
d_{fi} : Binanın i'inci katında Ffi fiktif yüklerine göre hesaplanan yerdeğiştirme
e : Güvenlik katsayısı
e_1 : Yük güvenlik katsayısı
e_2 : Malzeme güvenlik katsayısı
E : Elastisite modülü
E_c : Betonun elastisite modülü
E_s : Donatı çeliğinin elastisite modülü
EI_o : Çatlamamış kesit eğilme rijitliği
EI_e : Çatlamış kesit eğilme rijitliği
F_a : Kısa periyotlu spektral ivme için zemin etkisi katsayısı
F_v : 1 saniye periyotlu spektral ivme için zemin etkisi katsayısı
f_{cd} : Betonun tasarım basınç dayanımı
f_{ce} : Betonun ortalama dayanımı
f_{cm} : Betonun ortalama basınç dayanımı
f_{ck} : Beton karakteristik basınç dayanımı
f_{yd} : Boyuna donatının tasarım akma dayanımı
f_{ye} : Çeliğin ortalama dayanımı
f_{ym} : Donatı çeliğinin ortalama dayanımı
f_{yk} : Boyuna donatının karakteristik akma dayanımı
f_{ctd} : Betonun tasarım çekme dayanımı
f_{ctk} : Betonun karakteristik çekme dayanımı
f_{ywd} : Enine donatının tasarım akma dayanımı
f_{ywk} : Enine donatının karakteristik akma dayanımı
F_a : Kısa periyotlu spektral ivme için zemin etkisi katsayısı
F_v : 1 saniye periyotlu spektral ivme için zemin etkisi katsayısı

$\mathbf{F_{fi}}$: Birinci doğal titreşim periyodunun hesabında i'inci kata etkiyen fiktif yük

$\mathbf{g}$: Yer çekimi ivmesi (9.81 m/s^2)

$\mathbf{g_i}$: Binanın i'inci katındaki toplam sabit yük

$\mathbf{H_{cr}}$: Kritik perde yüksekliği

$\mathbf{H_i}$: Binanın i'inci katının temel üstünden itibaren ölçülen yüksekliği

$\mathbf{H_w}$: Temel üstünden veya zemin kat döşemesinden itibaren ölçülen toplam perde yüksekliği

$\mathbf{I}$: Bina önem katsayısı

$\mathbf{l_n}$: Kolonun kirişler arasında kalan serbest yüksekliği/kirişin kolon veya perde yüzleri arasında kalan serbest açıklığı

$\mathbf{l_p}$: Plastik mafsal boyu

$\mathbf{l_w}$: Perdenin veya bağ kirişli perde parçasının plandaki uzunluğu

$\mathbf{m\theta_j}$: Binanın j'inci katının kütle eylemsizlik momenti

$\mathbf{M_N}$: Etkin plastik moment

$\mathbf{M}$: Eğilme momenti

$\mathbf{M_p}$: Kesitin eğilme momenti taşıma gücü (plastik moment)

$\mathbf{M_{pa}}$: Kolonun serbest yüksekliğinin alt ucunda hesaplanan moment kapasitesi

$\mathbf{M_{pi}}$: Kirişin sol üçu i'deki kolon yüzünde hesaplanan pozitif veya negatif moment kapasitesi

$\mathbf{M_{pj}}$: Kirişin sağ üçu j'deki kolon yüzünde hesaplanan pozitif veya negatif moment kapasitesi

$\mathbf{M_{pü}}$: Kolonun serbest yüksekliğinin üst ucunda hesaplanan moment kapasitesi

$\mathbf{M_{ra}}$: Kolonun veya perdenin serbest yüksekliğinin alt ucunda hesaplanan taşıma gücü kapasitesi

$\mathbf{M_{ri}}$: Kirişin sol üçu i'deki kolon veya perde yüzünde hesaplanan pozitif veya negatif taşıma gücü kapasitesi

$\mathbf{M_{rj}}$: Kirişin sağ üçu j'deki kolon veya perde yüzünde hesaplanan pozitif veya negatif taşıma gücü kapasitesi

Mrü : Kolonun veya perdenin serbest yüksekliğinin üst ucunda hesaplanan taşıma gücü kapasitesi

$\mathbf{M_{xin}}$: x doğrultusundaki depremde n'inci modda i'inci katta aynı doğrultuda meydana gelen kat kesme kuvvetine ilişkin etkin kütle

$\mathbf{M_y}$: Akma momenti

$\mathbf{n}$: Hareketli yük katılım katsayısı

$\mathbf{N}$: Normal kuvvet, binanın kat adedi

$\mathbf{N_d}$: Düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan eksenel kuvvet

$\mathbf{N_{dm}}$: Düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan eksenel basınç kuvvetlerinin en büyüğü

$\mathbf{q}$: Hareketli yük

$\mathbf{q_i}$: Binanın i' inci katındaki toplam hareketli yük

$\mathbf{R}$: Yapı davranış katsayısı

$\mathbf{R_a(T)}$: Deprem yükü azaltma katsayısı

$\mathbf{s}$: Enine donatı aralığı, spiral donatı adımı

$\mathbf{S(T)}$: Spektrum katsayısı

$\mathbf{S_{ae}(T)}$: Elastik spektral ivme

$\mathbf{S_{aen}}$: n'inci moda karşılık gelen spektral ivme

S_S : Referans zemin sınıfı için kısa periyotlu spektral ivme
S_1 : Referans zemin sınıfı için 1saniye periyotlu spektral ivme
S_{MS} : Gözönüne alınan zemin sınıfı için kısa periyotlu spektral ivme
S_{M1} : Gözönüne alınan zemin sınıfı için 1 saniye periyotlu spektral ivme
$S(T_1)$: T1 periyot değerindeki elastik tasarım ivme spektrum değeri
T : Doğal titreşim periyodu
T_1 : Binanın birinci doğal titreşim periyodu
T_A, T_B : Spektrum karakteristik periyodu
T_n : Binanın n'inci doğal titreşim periyotları
T_o : Spektrum köşe periyodu
T_L : Uzun periyod bölgesine geçiş periyodu
T_s : Spektrum köşe periyodu
V_c : Betonun kesme dayanımına katkısı
V_d : Düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan kesme kuvveti
V_{dy} : Kirişin herhangi bir kesitinde düşey yüklerden meydana gelen kesme kuvveti
V_e : Kolon, kiriş ve perdede enine donatı hesabında esas alınan kesme kuvveti
V_r : Kolon, kiriş veya perde kesitinin kesme dayanımı
V_t : Taban kesme kuvveti
$V_{t,min}$: Minimum taban kesme kuvveti
V_{xin} : x doğrultusundaki depremde n'inci modda i'inci katta aynı doğrultuda meydana gelen kat kesme kuvveti
w_i : Binanın i' inci katının toplam ağırlığı
W : Binanın hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak bulunan toplam ağırlığı
α_S : Süneklik düzeyi yüksek perdelerin tabanında elde edilen kesme kuvvetleri toplamının, binanın tümü için tabanda meydana gelen toplam kesme kuvvetine oranı.
β_v : Betonarme perdede kesme kuvveti dinamik büyütme katsayısı
γ : Birim kayma şekil değiştirmesi
Γ_{xn} : x doğrultusundaki deprem için n'inci moda ait modal katkı çarpanı
$(\delta_i)_{max}/h_i$: Bina taşıyıcı sistemi için i'inci katta izin verilen en büyük göreli kat ötelemesi
ΔF_N : Binanın tepesine etkiyen ek eşdeğer deprem yükü
Δ_i : Binanın i'inci katındaki azaltılmış göreli kat ötelemesi
$(\Delta_i)_{maks}$: Binanın i'inci katındaki maksimum azaltılmış göreli kat ötelemesi
$(\Delta_i)_{min}$: Binanın i'inci katındaki minimum azaltılmış göreli kat ötelemesi
$(\Delta_i)_{ort}$: Binanın i'inci katındaki ortalama azaltılmış göreli kat ötelemesi
ε : Birim boy değişmesi
ε_c : Beton birim şekil değiştirmesi
ε_{cg} : Sargı donatısı içindeki bölgenin en dış lifindeki beton basınç birim şekil değiştirmesinin üst sınırı
ε_{cu} : Sargılı betondaki maksimum basınç birim şekil değiştirmesi
ε_s : Donatı çeliği birim şekil değiştirmesi
ε_{su} : Donatı çeliğinin kopma birim şekil değiştirmesi
ε_y : Akma şekil değiştirmesi
Θ_i : i'inci katta tanımlanan ikinci mertebe gösterge değeri
ξ : Sönüm oranı

ρ_s : Kolonda spiral donatının hacımsal oranı
ρ_{sh} : Perdede yatay gövde donatılarının hacımsal oranı
σ_{em} : Emniyet gerilmesi
σ_s : Doğrusal elastik donatı gerilmesi
σ_k : Kopma gerilmesi
φ : Birim dönme (eğrilik)
φ_y : Etkin plastik momente karşı gelen eğrilik.
φ'_y : İlk akma momentine karşı gelen eğrilik.
φ_p : Kesitin eğilme momentine karşı gelen birim dönme
Φ_{xjn} : n'inci modda j'inci katın kütle merkezinin x doğrultusundaki mod şekli genliği
Φ_{yjn} : n'inci modda j'inci katın kütle merkezinin y doğrultusundaki mod şekli genliği
$\Phi_{\theta jn}$: n'inci modda j'inci katın kütle merkezinden geçen eksen etrafındaki dönme cinsinden mod şekli genliği

BETONARME YÜKSEK BİR BİNANIN TASARIMI VE ÇELİK BAĞ KİRİŞLERİN YAPININ SİSMİK PERFORMANSI ÜZERİNDEKİ ETKİLERİ

ÖZET

Yüksek yapılara olan ihtiyacın her geçen gün arttığı modern dünyada bu özel yapıların depreme dayanıklı olarak tasarlanması, kapsamlı çalışma gerektiren bir alan yaratmıştır. Tasarım ve uygulamada geleneksel yöntemlerden farklı ihtiyaçlar doğuran bu alan, çalışmalar sonucu edinilen birikimle birlikte, öncelikle gelişmiş ülkelerde yeni yol gösterici standartların oluşturulmasına sebebiyet vermiştir.

İstanbul gibi tarih boyunca şiddetli depremlerin yaşandığı kozmopolit bir şehirde de yüksek binalara olan rağbet özellikle son yıllarda büyük ölçüde artmıştır. Ülkemizde 2008 yılında İstanbul ilinde yapılacak yüksek binaların depreme dayanıklı olarak tasarlanabilmesi için *İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği* yayımlanmıştır.

Sunulan bu tez çalışmasında İstanbul'da yapılması planlanan 45 katlı betonarme yüksek bir binanın tasarımı halen taslak halinde olan *İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği* esas alınarak yapılmıştır. İhtiyaç duyulan noktalarda belirtilerek yabancı kaynaklara da başvurulmuştur.

Tezin birinci bölümünde, tez çalışmasının kapsamı ve amacı açıklanmıştır. Ayrıca bu bölümde tez çalışması ile ilgili literatür araştırmaları ve çalışmada özellikle incelenen betonarme ve çelik bağ kirişler hakkında bilgi verilmiştir.

Tezin ikinci bölümünde, depreme dayanıklı tasarım ve hesap yöntemleri başlığı altında, kapasite ve performans tasarım kavramları, zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yöntemi ve doğrusal olmayan davranışın idealleştirilmesi konuları ana hatlarıyla açıklanmıştır.

Tezin üçüncü bölümünde, *İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği*'nin genel amaç ve kapsamından bahsedilmiş, yönetmelikte tanımlanan deprem düzeyleri, tasarım spektrumu, performans seviyeleri ve hedefleri, analiz yöntemleri ve tasarım aşamalarından bahsedilmiştir.

Tezin dördüncü bölümde, 45 katlı betonarme bir yapının üçüncü bölümde açıklanan yönetmelik koşullarına göre önce doğrusal elastik analizi yapılarak tasarımı detaylı olarak anlatılmıştır. Daha sonra hedeflenen performans seviyesi için zaman tanım alanında doğrusal elastik olmayan analizi yapılarak sonuçlar verilmiştir. Bu bölümde aynı zamanda binadaki betonarme bağ kiriş elemanları yerine çelik bağ kiriş elemanlar kullanılarak zaman tanım alanında doğrusal elastik olmayan analiz tekrarlanmış ve her iki doğrusal olmayan analizin çıktıları sunularak binanın sismik performansı değerlendirilmiştir.

Son olarak tezin beşinci bölümünde, her iki doğrusal olmayan analizden elde edilen sonuçlar karşılaştırılarak özetlenmiş, yorum ve öneriler açıklanmıştır.

STRUCTURAL DESIGN OF A HIGH-RISE REINFORCED CONCRETE BUILDING AND THE EFFECTS OF STEEL COUPLING BEAMS ON SEISMIC PERFORMANCE OF THE BUILDING

SUMMARY

Earthquake resistant design regulations and construction methods in seismic regions have had been arranged especially on the basis of the behaviour of low and middle-rise buildings so far. With an increasing demand for high-rise buildings, the availability and adequateness of those present regulations for special structures had begun to be questioned.

Increasing demand for high-rise building structures in the modern world, caused a new field of study about necessity of these special structures to be designed earthquake-resistant. Because of the different needs from the conventional methods in design and application processes, growing knowledge from practice and academic studies led to prepare new guidelines, firstly in developed countries like USA and Japan.

The researchs and studies about high-rise buildings, especially in last 20 years, contributed to understand the seismic behaviour of these structures more clear. In this context, it became clear that *Capacity Design* - based on linear elastic analysis under reduced earthquake loads - is insufficient and also inconvenient in many ways for high-rise building design.

The increasing trend in earthquake engineering is the performance based design relevant to displacement based design approach. Within this scope, nonlinear response history analysis becomes mandatory for seismic design of high-rise buildings.

The performance based design of high-rise buildings under seismic loads is much popular research and practise subject in last 15 years in earthquake engineering. The effect of developing computer softwares and taking significantly faster results than 20 years before, is undeniable and also explanatory to correlate the recent demand for this subject.

About the structural design of high rise buildings under seismic effects; some specific guidelines had been released for Los Angeles in 2005 and 2008, and for San Francisco in 2005. An international foundation called *Council on Tall Buildings* and *Urban Habitat* released a document which includes suggestions for structural design of high-rise buildings in 2008. In 2010, a council called *Tall Buildings Initiative* which is founded under the organization called *Pasific Earthquake Engineering Research Center (PEER)*, released a detailed design guide for structural design of high-rise buildings under seismic loads.

In last few years, demand to construct high-rise buildings increased substantially in Istanbul, a cosmopolitan, which the city had faced numerious severe earthquake disasters in history.

In 2008, *Istanbul High-Rise Buildings Earthquake Code* was released by *Istanbul Metropolitan Municipality*, for structural design of high-rise buildings according to earthquake resistance criterias in buildings which are going to be constructed in Istanbul.

In this master of thesis, a 45 story, 180 meters height-reinforced concrete high-rise building is modeled and designed according to *Istanbul High-Rise Buildings Earthquake Code,* which is still a draft version. Foreign codes, standards, guidelines and papers in academic literature are also reviewed and referred where it necessitated.

Purpose and scope of the study is explained in the first section of the thesis. An information about diagonally reinforced concerte and steel coupling beams is given which is a relevant action to the purpose of this study. This section comprises a literature survey also.

Capacity and performance based design of structures are explained superficially with calculation method called nonlineer time history analysis and idealizing of nonlineer behaviour of structural elements in the second section of the study. Also the hysteretic modelling, material modelling and unit deformation limits of concrete and steel are mentioned in this section.

In third section, seismic effects, earthquake levels, elastic response spectrum, earthquake effect on time history analysis, performance levels and performance targets which defined for high-rise buildings, the rules and regulations for analysis and modelling, design stages and design regulations for linear and nonlinear analysis methods are explained as stated in *Istanbul High-Rise Buildings Earthquake Code*.

In fourth section, a 45 story reinforced concrete building, is analyzed with linear elastic method firstly, according to the rules which identified in the third section of the study. ETABS, a finite element computer software, is used on linear analysis part. The calculations are held by using capacity design methods in compatible with Turkish Earthquake Code. With the calculation results, structural sections and reinforcements are determined for all structural elements.

Then for the nonlinear design stage, PERFORM-3D - nonlinear analysis computer software - is used. Nonlinear modelling rules are applied as given in third section of the study. Beam elements are modeled with moment rotation plastic hinges and walls and columns are modeled with fiber elements. The earthquake effect is defined with the 7 strong ground motion record selected from PEER Strong Ground Motion Database, in compatible with the defined earthquake spectrum in the code. With the two horizontal parallel and normal ground motion records, 14 analysis are considered for the design. By the results of the analysis, the deformations are examined with the performance based design approach.

On the other hand, diagonally reinforced concrete coupling beams of the structure are replaced with steel coupling beams and nonlinear time history analysis is repeated and the seismic performance of the structure is evaluated again. Then the aimed performence level is checked according to the deformation values.

The results are given as graphs with unit deformation values or rotations on x axis and the number of the stories in y axis. The mean value of 14 analysis cases is considered for performance level check.

Finally in fifth section, obtained results from the analysis are summarized and comparisons are made between the structural model with reinfoced concrete coupling beams and the structural model with steel coupling beams. The results, remarks and suggestions for future studies are given also.

1. GİRİŞ

Deprem bölgelerindeki depreme dayanıklı tasarım kuralları ve inşaat uygulama yöntemleri günümüze kadar daha çok alçak ve orta katlı bina davranışı esas alınarak oluşturulmuştur. Kullanılagelen yönetmelik ve standart koşullarının yüksek bina sistemlerine uygulanabilirliği söz konusu olduğunda, bu hususların bu sınıftaki binalar için yeterli düzeyde olup olmadığı yönünde soru işaretleri artmaya başlamıştır.

Son yıllarda yüksek binaların deprem etkisi altında performansa dayalı tasarımı deprem mühendisliğinde ilgi gören bir araştırma ve uygulama alanı olarak ortaya çıkmaktadır. Deprem bölgelerinde yoğun olarak inşa edilmeye başlanan yüksek binalar ülkemizde de gelişmekte olan bir olgudur. Yüksek binaların sıklıkla inşa edildiği ve mühendislik disiplininin yüksek standartlarda uygulandığı ülkelerde normal standart ve yönetmeliklerin dışında farklı otoritelerce hazırlanan özel kontrol ve kurallar geliştirilmiştir. Normal standart ve yönetmelikler yetersiz kaldığı için ya da yüksek binalar için daha doğru ve daha ileri seviyede tasarım ve analiz yöntemlerinin kullanılması gerektiği için bu tarz özel çalışmalar hazırlanmıştır.

Öte yandan son yirmi yılda yüksek binalar konusunda yapılan araştırmalar, bu binaların deprem davranışının daha iyi anlaşılmasına yol açmıştır. Bu bağlamda yüksek bina tasarımında, azaltılmış deprem yüklerinin etkisi altında doğrusal (lineer) analize dayalı *Dayanıma Göre Tasarım* (kapasite tasarımı) yaklaşımının birçok bakımdan yetersiz, hatta sakıncalı olduğu anlaşılmıştır. Deprem mühendisliğinde gelişen eğilim, yüksek binaların tasarımının *Performansa Göre Tasarım* çerçevesinde *Şekildeğiştirmeye Göre Tasarım* yaklaşımı ile yapılması doğrultusundadır. Bu kapsamda, yüksek binaların deprem etkisi altında tasarımı için zaman tanım alanında doğrusal olmayan (nonlineer) analizin yapılması zorunlu olmaktadır.

Yüksek binaların deprem etkisi altında tasarımına ilişkin son yıllarda 2005'te ve 2008'de Los Angeles kenti için, 2007'de San Francisco kenti için yol gösterici

gösterici dökümanlar yayınlanmıştır. Uluslararası bir kuruluş olan Council on Tall Buildings and Urban Habitat, 2008'de yüksek binaların deprem tasarımı için bir öneriler dökümanı hazırlamıştır. Pasific Earthquake Engineering Research Center (PEER) bünyesinde oluşturulan Tall Buildings Initiative (TBI), 2010 yılında yüksek bina tasarımı konusunda ayrıntılı bir tasarım kılavuzu yayınlamıştır [1].

Ülkemizde ise yüksek binalar ile ilgili yayımlanan tek kaynak olan *İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği* (İBB, 2008) İstanbul Büyükşehir Belediyesi sınırları içinde yapılacak yüksek binaların depreme karşı tasarımı için hazırlanmış bir taslak yönetmeliktir.

1.1 Tezin Konusu ve Amacı

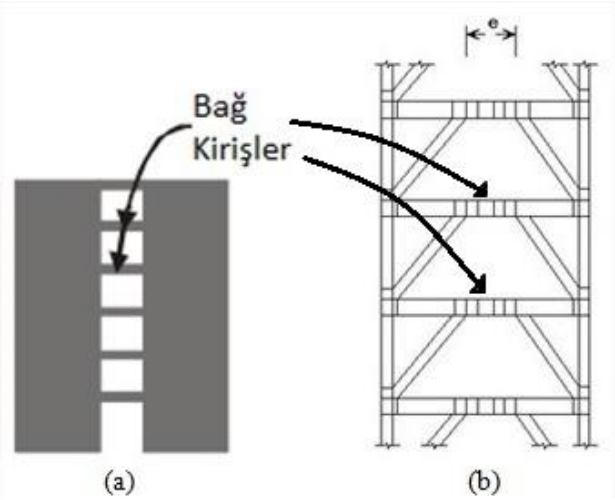
Bu tez çalışmasında İYBDY'ye göre yüksek yapı sınıfına giren 45 katlı betonarme bir binanın tasarımı bu yönetmelikte verilen koşullar uygulanarak yapılmıştır. İlk olarak dayanıma göre tasarım esaslı doğrusal elastik hesap yöntemleri kullanılarak analiz ve hesaplamalar yapılmış, yapısal elemanların boyut ve donatılarına karar verilmiştir. Daha sonra zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yöntemi ile analiz ve hesaplamalar yapılarak performansa dayalı tasarım çerçevesinde yapının gerçek şekil değiştirme ve deformasyonları incelenmiştir. İncelenen binanın yapısal sisteminde yer alan betonarme kirişler, uygulamada kullanılabilirliği açısından son dönemlerde tercih edilen çelik bağ kirişlerle değiştirilip yapının performansı tekrar irdelenmiştir.

İYBDY'ye göre tasarlanan yüksek bir binanın, yönetmeliğin öngördüğü performans seviyesini sağlayıp sağlayamadığı ve betonarme bağ kirişlerle çelik bağ kirişlerin sistem üzerindeki etkileri ve karşılaştırmalarının yapılması bu tezin konuları dahilindedir.

1.1.1 Bağ kirişleri hakkında bilgi ve değerlendirmeler

Plan geometrisi kat bazında değişmeyen, bir başka deyişle düzenli geometriye sahip perde duvarlı taşıyıcı sistemlerin deprem güvenliğinin sağlanmasında, bağ kirişleri metodu ciddi tasarım ve uygulama avantajlarıyla öne çıkmaktadır. Bağlantı içermeyen perde duvarlar, yatay bağ kirişleriyle bağlanarak, yatay kuvvetlere karşı birlikte çalışan ve önemli yatay rijitliğe sahip karma sistemlere dönüşebilmektedir. Perde duvarların yatay yükleri karşılamak için tekil olarak çalıştığı durumda oluşan

devirme momenti etkisi; bağ kirişi uygulamasıyla, önemli oranda yatay çekme – basınç kuvvet çiftleri davranışına dönüşmektedir. Bu davranış değişikliği de doğal olarak yatay yüklere karşı daha rijit bir sistemin elde edilmesin sağlar. Bir benzetme yapmak gerekirse, sözü edilen bağ kirişleri, yapısal olarak, dış merkez çaprazlı çelik çerçevelerin bağ kirişleriyle aynı role sahiptir.



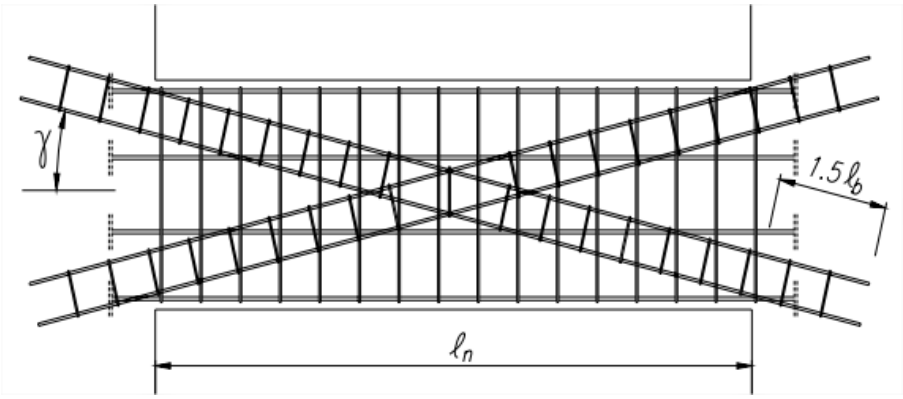
Şekil 1.1 : Bağ kirişlerinin şematik gösterimi (a) Betonarme bağ kirişler (b) eksantrik çelik çaprazlı çerçeve sisteminde bağ kirişler [2,3].

Bağ kirişi olarak kullanılacak elemanların tasarımında dikkat edilmesi gereken önemli nokta, kesme kapasitesi görece yüksek perde elemanlarını bağlamak amacıyla kullanılacakları için, güçlü ve rijit elemanlar olmaları gerekliliğidir. Ancak bağ kirişlerinin akma noktasına, bağladıkları perde duvar elemanından önce ulaşmaları ve bu yolla enerji tüketen sünek bir davranış göstermesi gerektiği de gözden kaçırılmamalıdır. Bunun dışında, birlikte çalışması düşünülen bağımsız perde duvar sistemlerin davranışının basit çerçeve davranışına dönüşmemesi için; bağ kirişinin bağlantı detayı ve kesit rijitliği görece çok yüksek olmamalı, ancak perde duvar sistemlerinin bağımsız çalışmasına neden olacak kadar da zayıf tasarlanmamalıdır.

Bağ kirişi sistemleri betonarme, çelik ve kompozit olarak tasarlanabilir. Her üç sistem de, avantaj ve dezavantajlara sahiptir.

Betonarme bağ kirişleri, bir döküm olarak imal edilebilme avantajına sahip olmakla beraber, eğilme baskın davranışın sağlanabilmesi için diagonal olarak da donatılandırılma gerekliliği içerirler. Bağ kirişi üzerinde oluşan kuvvet çiftlerinin oluşturacağı kesme etkisi; yırtılma donatısı olarak da adlandırılan çapraz donatılar ile karşılanır. Bu çapraz donatılar, bir döküm olarak imal edilecek perde sistemine

yeterli gömme derinliği ile kenetlenme zorunluluğu içerir ve bu durum betonarme kalıbı imalatını ciddi şekilde zor hale getirir.



Şekil 1.2 : DBYBHY (2007)'de verilen örnek betonarme bağ kirişi detayı [4].

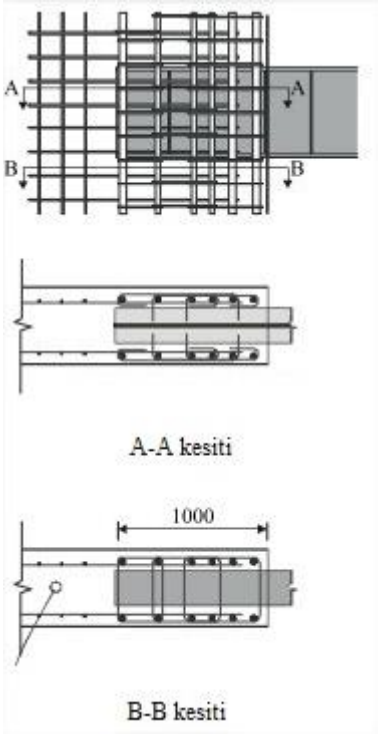
Tasarım olarak, betonarme bağ kirişi tasarımı, standart eğilme kirişi tasarımından farklı değildir. Kritik nokta ise, boy donatı olarak büyük çaplı donatıların seçilmesi gerektiğidir. Çünkü kesme yükü belli bir oranı geçtiği zaman, bağ kirişi gerekli performansı gösterememeye başlamaktadır. Bu durum da betonarme bağ kirişi donatılandırması açısından, tasarımcı için önemli bir problem yaratır.

Şekil 1.3 : Betonarme bağ kirişi uygulama örneği [5].

Çelik bağ kirişleri ise, hem eleman hem de bağlantı noktasının rijitlik parametrelerini belirlemek adına önemli kolaylıklar içermesinin yanında; uygulama açısından da betonarme bağ kirişlerine göre avantajlara sahiptir.

Çelik bağ kirişlerinin bağlantı noktalarının detaylandırılmasında, kesme çivisi kullanılabileceği gibi, yatay ve düşey betonarme perde duvar donatılarına kaynaklı birleşim yapmak da mümkündür. Ancak her iki durumda da, çelik bağ kirişi elemanın perde duvara gömülme bölgesinin betonarme sargı etkisinde kalması kesinlikle garanti altına alınmalıdır.

Çelik bağ kirişi tasarımı, kesme baskın göçme davranışı gösterecek şekilde yapılabilir ve bu durum enerji yutma kapasitesinin daha etkin hale gelmesini sağlar. Bu tasarım türü betonarme bağ kirişleri için mümkün değildir.



Şekil 1.4 : Betonarme perdeye bağlanan çelik bağ kirişi detayı [2].

Çelik bağ kirişi elemanları, kapasite ihtiyacına ve uygulama bölgesindeki geometrik şartlara göre, hazır çekme profil veya yapma profil olarak tercih edilebilir.

Çelik bağ kirişinin bağlandığı betonarme perde duvar, bağlantı noktasında yatay ve düşey donatı içeriyorsa, standart gömülü çelik bağlantı detayı uygulanabilir ve bu bağlantı detayının rijitlik davranışının belirlenmesi olasıdır. Ayrıca buradaki donatı detayının değiştirilmesi ile eğilme veya kesme baskın davranış olacağı kararı tasarımcıya aittir.

Şekil 1.5 : Çelik bağ kirişi uygulama detayı [5].

Çelik bağ kirişlerinin tasarımında, kirişin dönme açısı, kesit rijitliğinin belirlenmesi açısından önemli rol oynar. Dönme açısı, kirişlerin perde ile bağlantı noktalarına ve

perde dip noktalarına tanımlanacak plastik mafsallar sistemin göçme ve hasar alma davranışlarını belirlemede kullanılmış olur [5-8].

1.2 Literatür Araştırması

1930'lu yıllarda yapı ağırlığının yaklaşık %10'u mertebesinde dikkate alınan deprem yükü, 1940'lı yıllarda Housner ve Biot'un geliştirdikleri tepki spektrumu (response spectrum) kavramıyla yeni bir boyut kazanmıştır. Daha sonra 1960'lı yıllarda özellikle SEAOC'nın çalışmalarıyla, gerçekte deprem etkilerinin yönetmeliklerde alınandan çok daha büyük olduğu ve hasarın kaçınılmaz olduğu anlayışı yerleşmeye başlamıştır. 1971 tarihli San Fernando depremi, binaların deprem etkileri altında yeterli sünekliği sağlaması için tasarım koşullarının değişmesine sebep olarak bir dönüm noktası olmuştur.

1989 Loma Prieta ve 1994 Northridge depremlerinin büyük hasara neden olması,, deprem etkileri altında yeterli bir dayanım öngören performans kriterlerine alternatif olarak, yerdeğiştirme ve şekildeğiştirmeye bağlı daha gerçekçi performans kriterlerini esas alan standartların gereğini ortaya çıkarmıştır. 1973 yılında kurulan ATC, 1996 yılında deprem bölgelerindeki mevcut yapıların deprem güvenliklerinin belirlenmesi ve yeterli güvenlikte olmayan yapıların güçlendirilmeleri için yerdeğiştirme ve şekildeğiştirmeye bağlı performans kriterlerinin esas alan değerlendirme ve tasarım kavramlarını kapsayan "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings" adlı çalışmayı yayımlamıştır.

Daha sonra kronolojik olarak 1997 yılında ATC tarafından BSSC için hazırlanan FEMA 273 "NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings", 2000 yılında ASCE tarafından FEMA için hazırlanan FEMA 356 "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings", 2005 yılında yine ATC tarafından FEMA için hazırlanan FEMA 440 "Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures", 2007 yılında, FEMA ve ATC raporlarını kapsayan ASCE/SEI 41-06 "Seismic Rehabilitation of Existing Buildings", 2010 yılında PEER/ATC-72-1 "Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings" ve PEER/TBI "Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings" yayımlanmıştır.

Bu projelerden ve yayınlardan yararlanarak, deprem bölgelerinde inşa edilecek yapıların performansa dayalı olarak tasarımı da mümkün olmaktadır. Bina performansının belirlenmesi için yukarıda sözü edilen rapor ve standartlarda önerilen yöntemlerin güvenilirliği akademik çevrelerde geniş bir araştırma konusu oluşturmuştur. Bu bağlamda, yapılan araştırmalar sonucunda geliştirilen raporlarda önerilen yöntemlerin irdelenmesi ve birbirleri ile karşılaştırılması, kesin sonuç verdiği kabul edilen zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yöntemi ile yapılmıştır.

Bu yöntemlerin gelişmesine paralel olarak, doğrusal olmayan kurama dayanan pratik ve etkin bilgisayar programları da giderek gelişmekte ve yaygın olarak kullanılmaktadır. Bir CSI program olan PERFORM-3D özellikle zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizlerde hızlı ve efektif sonuçlar vermektedir [9-18].

2. DEPREME DAYANIKLI TASARIM VE HESAP YÖNTEMLERİ

2.1 Giriş

Bu bölümde tez çalışmasında dikkate alınan tasarım ve hesap yöntemleri genel hatlarıyla açıklanmıştır.

2.2 Kapasite Tasarımı Yaklaşımı

Kapasite tasarımının temel prensibi, şiddetli bir deprem etkisi altında sistemde meydana gelmesi öngörülen doğrusal elastik sınır ötesindeki davranışına izin verilen, süneklik düzeyi yüksek bina taşıyıcı sistemlerinin belirli koşulları sağlayacak şekilde önlemlerin alınarak boyutlandırılmasıdır [19].

Deprem Yönetmeliği (DBYBHY (2007)), kapasite tasarımını öne çıkararak tasarım depremi etkisinde ve daha büyük depremlerde sünek güç tükenmesinin oluşmasını sağlamayı amaçlamaktadır. Bu husus doğrusal olmayan elasto-plastik davranışın kullanıldığını göstermektedir. Deprem Yönetmeliği'nde bulunan kavramlardan; kolonların kirişlerden güçlü olması, kiriş ve kolonların kesme kuvveti kapasitesinin eğilme kapasitesinden yüksek olması, kiriş ve kolonların deprem etkisinde en çok zorlanan kesitlerinde sargı donatısı öngörerek betonda sınırlı da olsa süneklik sağlanması, perdelerin de en çok zorlanan kesitleri olan mesnet bölgelerinde (kritik perde yüksekliği) ve perde uç bölgelerinde sargı donatısının öngörülmesi kapasite tasarımı kapsamında sayılabilir [20].

2.3 Performansa Dayalı Tasarım Yaklaşımı

Performans kavramı, deprem mühendisliğinde yeni gelişen bir kavram olup, önce mevcut binaların deprem güvenliğinin belirlenmesi için geliştirilmiştir. Ancak, daha sonra bu yöntemin yeni binaların tasarımında kullanılabileceği söz konusu olmuştur. Performans kavramına dayalı tasarım, klasik tasarımın genişletilmesi olarak görülebilir [21]. Binaların deprem performansı, uygulanan deprem etkisi altında binada oluşması beklenen hasarların durumu ile ilişkilidir.

2.3.1 Performansa dayalı tasarımda doğrusal elastik olmayan hesap yöntemleri

Deprem etkisi altında mevcut binaların yapısal performanslarının belirlenmesi ve güçlendirme analizleri için kullanılacak doğrusal elastik olmayan hesap yöntemlerinin amacı, verilen bir deprem için sünek davranışa ilişkin plastik şekildeğiştirme istemleri ile gevrek davranışa ilişkin iç kuvvet istemlerinin hesaplanmasıdır. Daha sonra bu istem büyüklükleri, ilgili yönetmelikte tanımlanan şekildeğiştirme ve iç kuvvet kapasiteleri ile karşılaştırılarak, kesit ve bina düzeyinde yapısal performans değerlendirmesi yapılır [20].

DBYBHY (2007) kapsamında yer alan doğrusal elastik olmayan analiz yöntemleri, *Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi*, *Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi* ve *Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi*'dir. Yüksek binalar için İYBDY, doğrusal olmayan analizlerde *Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi*'nin kullanılacağını belirtmektedir.

2.3.1.1 Zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yöntemi

Zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yönteminde, taşıyıcı sistemdeki doğrusal olmayan davranış gözönüne alınarak kabul edilen bir deprem hareketi altındaki taşıyıcı sistemin hareket denklemi adım adım entegre edilerek, sistemin bütün elastik ve plastik şekildeğiştirmeleri, yerdeğiştirmeleri ve kesit iç kuvvetleri ile bu büyüklüklerin deprem istemine karşı gelen maksimum değerleri zamana bağlı olarak bulunur. Daha sonra sistemde plastik mafsal dönmesi ve beton ve donatının birim uzama/kısalma talepleri belirlenir. Çözümü oldukça kapsamlı olan bu yöntemde, kabullerin çok sayıda olması, sonuçların yorumlanmasında özenli olmayı gerektirir. Ayrıca seçilen deprem kaydının yönetmelikte verilen spektrum eğrisi ile uyuşması ve olabildiğince çok sayıda kayıtla çözüm yapılması önerilir [20].

2.3.2 Doğrusal elastik olmayan davranışın idealleştirilmesi

Yapı-deprem performansının belirlenmesi, yapının deprem esnasında gerçek davranışının tahmin edilmesine bağlıdır ki bu da yapı sisteminin doğrusal olmayan davranışının uygun bir şekilde modellenmesi ile sağlanabilir. Yapı sistemleri geometri değişimleri ve/veya malzeme davranışı bakımından doğrusal olmayan özelliklere sahip olduğundan dolayı büyük depremlere maruz kaldığında doğrusal olmayan davranış gösterirler. Taşıyıcı elemanlardaki doğrusal olmayan davranış,

literatürde bulunan malzeme ve kesitlerin elastik ve elastik ötesi kuvvet-şekildeğiştirme bağıntılarıyla ifade edilir. Taşıyıcı elemanların doğrusal olmayan özellikleri genel olarak mühendislik uygulamalarındaki yaygınlığı ve pratikliği nedeni ile yığılı ve yaygın plastik mafsal yaklaşımlarıyla tanımlanmaktadır.

Yığılı plastisiste yaklaşımı çerçevesinde plastik mafsallar'ın tanımlandığı çubuk sonlu elemanlar ile veya yayılı plastisite yaklaşımı çerçevesinde lif (fiber) elemanlar ile modelleme yapılabilir. Plastik mafsal boyu için ilgili literatürden seçilecek ve Bağımsız Kontrol Kurulu'nca uygun görülecek bir amprik bağıntıdan yararlanılabilir.

Basit eğilme durumunda plastik mafsal hipotezi'ne karşı gelen yığılı plastisite modelinde, çubuk eleman olarak idealleştirilen kiriş, kolon ve perde türü taşıyıcı sistem elemanlarındaki iç kuvvetlerin plastik kapasitelerine eriştiği sonlu uzunluktaki bölgeler boyunca, plastik şekildeğiştirmelerin düzgün yayılı biçimde oluştuğu varsayılmaktadır. Plastik mafsal boyu olarak adlandırılan plastik şekildeğiştirme bölgesi'nin uzunluğu (L_p), çalışan doğrultudaki kesit boyutu (h)'nin yarısına eşit alınabilir.

$$L_p = 0.5h \tag{2.1}$$

Sadece eksenel kuvvet altında plastik şekildeğiştirme yapan elemanların plastik şekildeğiştirme bölgelerinin uzunluğu, ilgili elemanın serbest boyuna eşit alınacaktır. Yığılı plastik şekildeğiştirmeyi temsil eden plastik kesit'in, teorik olarak plastik şekildeğiştirme bölgesinin tam ortasına yerleştirilmesi gerekir. Ancak pratik uygulamalarda aşağıda belirtilen yaklaşık idealleştirmelere izin verilebilir:

(a) Kolon ve kirişlerde plastik kesitler, kolon-kiriş birleşim bölgesinin hemen dışına, diğer deyişle kolon veya kirişlerin net açıklıklarının uçlarına konulabilir. Ancak, düşey yüklerin etkisinden ötürü kiriş açıklıklarında da plastik mafsalların oluşabileceği gözönüne alınmalıdır.

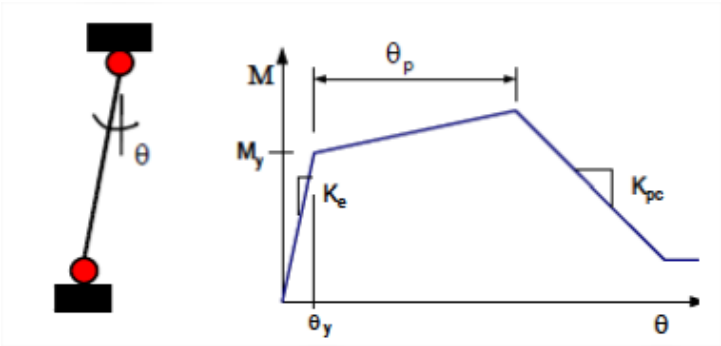
(b) Betonarme perdelerde, plastik kesitlerin her katta perde kesiminin alt ucuna konulmasına izin verilebilir. U, T, L veya kutu kesitli perdeler, bütün kolları birlikte çalışan tek perde olarak idealleştirilmelidir.

Bir veya iki eksenli eğilme ve eksenel kuvvet etkisinde plastikleşen betonarme kesitlerin akma yüzeyleri olarak DBYBHY (2007) Bölüm 7.4.11'de tanımlanan koşullara göre belirlenen etkileşim diyagramları kullanılacaktır. Akma yüzeyleri,

DBYBHY (2007) Bölüm 7.4.11(c)'ye göre uygun biçimde doğrusallaştırılarak iki boyutlu davranış durumunda akma çizgileri, üç boyutlu davranış durumunda ise akma düzlemleri olarak modellenebilir [4].

2.3.2.1 Yığılı plastisite (plastik mafsal) modeli

Plastik mafsal adıyla da bilinen bu yaklaşımda plastik mafsal uzunluğu boyunca meydana gelen plastikleşmenin bir noktada top landığı varsayılır ve kesitlere plastik mafsallar tanımlanır. Toplam şekildeğiştirmelerin doğrusal şekildeğiştirmelere oranı olarak tanımlanan süneklik oranının büyük olduğu ve doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin küçük bir bölgeye yayıldığı sistemlerde, doğrusal olmayan eğilme şekildeğiştirmelerin plastik mafsal adı verilen belirli kesitlerde toplandığı, bunun dışındaki bölgelerde ise sistemin doğrusal elastik davrandığı kabul edilebilir. Bu hipoteze, plastik mafsal (plastik kesit) hipotezi adı verilir. Yığılı plastik mafsal modeli basit yapısından dolayı en çok kullanılan plastik mafsal modelidir. Yığılı plastik mafsallar genel olarak çubuk elemanların iki ucuna yerleştirilir ve bu iki mafsal elemanın arasında doğrusal bir davranış modellenir. En yaygın kullanılan yığılı plastik mafsal elemanı tek parçalı eğilme mafsalı modelidir. Bu tür mafsallar M3 veya M2 mafsalı olarak tanımlıdır. Aynı şekilde eksenel kuvvet ile eğilme momenti arasındaki ilişki de akma-yüzeyleri tanımlanarak modellenebilir. Bu tür mafsallar PMM ve PM mafsalı olarak tanımlıdır.

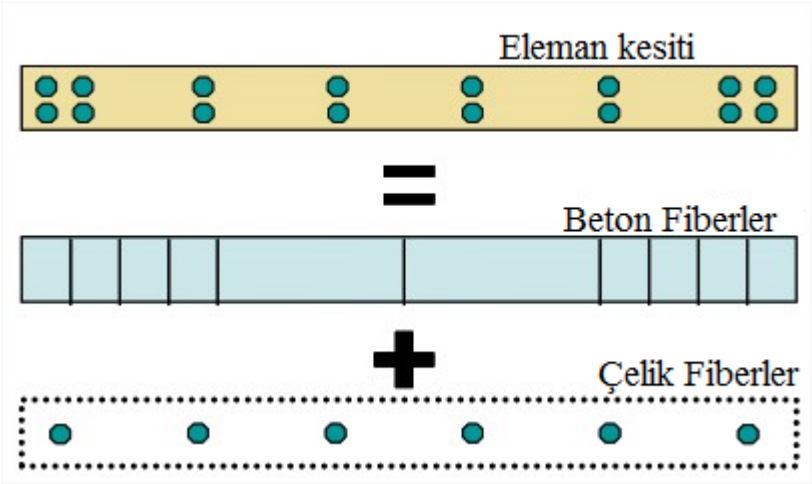


Şekil 2.1 : Yığılı plastik mafsal modeli ve tipik moment-dönme ilişkisi [14].

2.3.2.2 Yayılı plastisite (fiber eleman) modeli

Bu yaklaşımda kesitteki plastikleşmenin plastikleşen bölgeye yayıldığı varsayılır. Fiber eleman modeli yaygın plastik mafsal modelleri içindeki en sık kullanılan doğrusal olmayan davranış modelidir. Fiber eleman modelinde taşıyıcı eleman kesiti sonlu sayıda beton ve çelik liflerine ayrılır. Her bir malzeme lifi, konumunun

koordinatı ve malzeme özelliklerindeki lineer olmayan kuvvet-şekildeğiştirme bağıntısıyla tarif edilir. Fiber modeli yığılı plastik mafsal modeline göre çok daha gelişmiş olsa da kiriş ve kolonlarda kullanımı analiz için gerekli zaman düşünüldüğünde çok pratik değildir. Ancak düzgün ve düzgün olmayan (U veya L) perde duvarların modellenmesinde çok etkili olduğundan tercih edilmektedir. Ayrıca bu elemanlarda DBYBHY (2007)'ye uygun olarak eleman bazında değerlendirme için beton ve çelik malzemelerin birim deformasyonları ifade edilebilir.

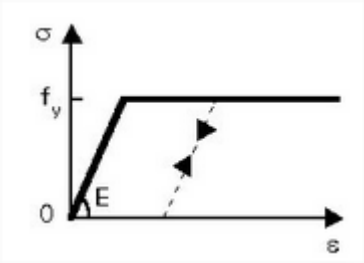


Şekil 2.2 : Betonarme perde elemandaki fiber eleman temsili [14].

2.3.2.3 Histeretik davranış modeli

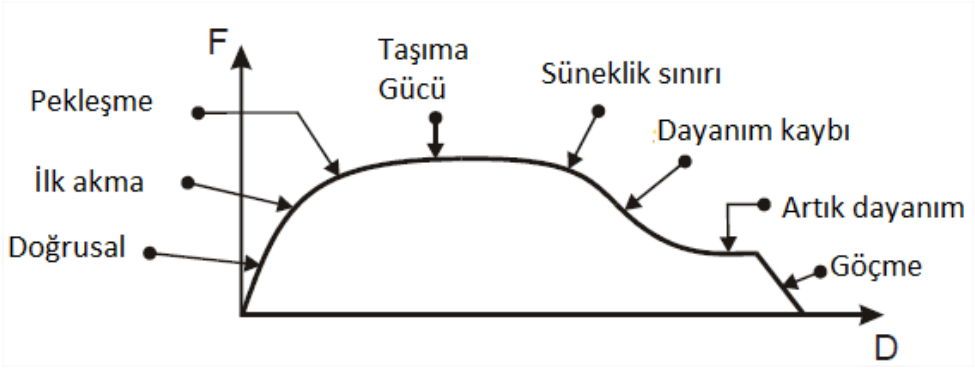
Malzeme ve yapısal elemanların çevrimsel yükler altındaki doğrusal olmayan davranışlarını daha gerçeğe yakın bir şekilde yansıtabilmek için histeretik (çevrimsel) davranış modeli oluşturmak önemlidir.

Bu idealleştirmede çevrimsel davranış eğrileri iki-doğrulu (bi-linear) veya üç-doğrulu (tri-linear) olarak modellenebilir. Elasto-plastik model olarak da adlandırılan iki-doğrulu model malzemenin gerilme-şekildeğiştirme davranışının idealleştirilmesi için kullanılabilir (Şekil 2.3).



Şekil 2.3 : İdeal elasto-plastik malzeme [22].

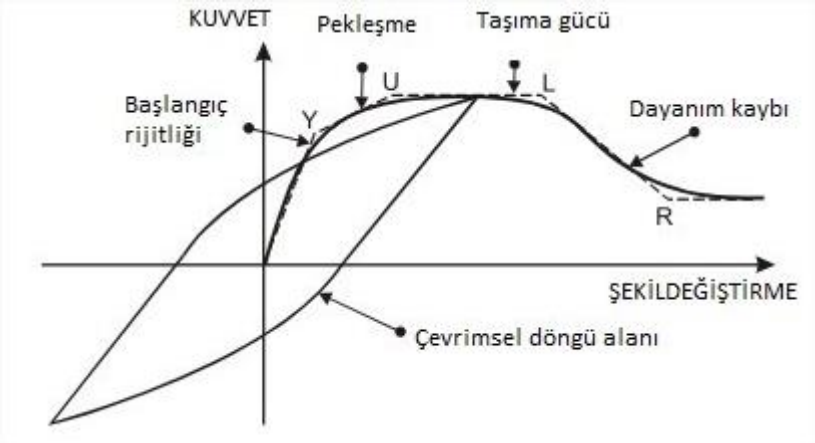
Rijitlik ve dayanım azalması dikkate alınırsa üçdoğrulu çevrimsel modele geçilir. Pratikte yapısal elemanların davranışları hakkında detaylı olarak bilgi sahibi olmamız mümkün değildir fakat tutarlı yaklaşımlarla yapısal elemanların çevrimsel eğrileri tahmin edilebilir. Şekil 2.4'de doğrusal olmayan kuvvet-şekildeğiştirme ilişkisinde de görüldüğü gibi doğrusal olarak başlayan kuvvet-şekildeğiştirme ilişkisini gösteren eğride, akma değerine ulaşıp pekleşme bölgesine geçtikten sonra eğim azalması başlamaktadır. Eğim azalması başladıktan sonra kuvvet çok az artmakta ve giderek sabitleşmektedir. Bu durum, sistemin belirli bir yük taşıma kapasitesine yani dayanımına ulaştığını göstermektedir. Bu noktadan sonra sistem süneklik limitine gelir ve dayanımda hızlı bir düşüş gözlemlenir.



Şekil 2.4 : Doğrusal olmayan kuvvet-şekildeğiştirme ilişkisi [23].

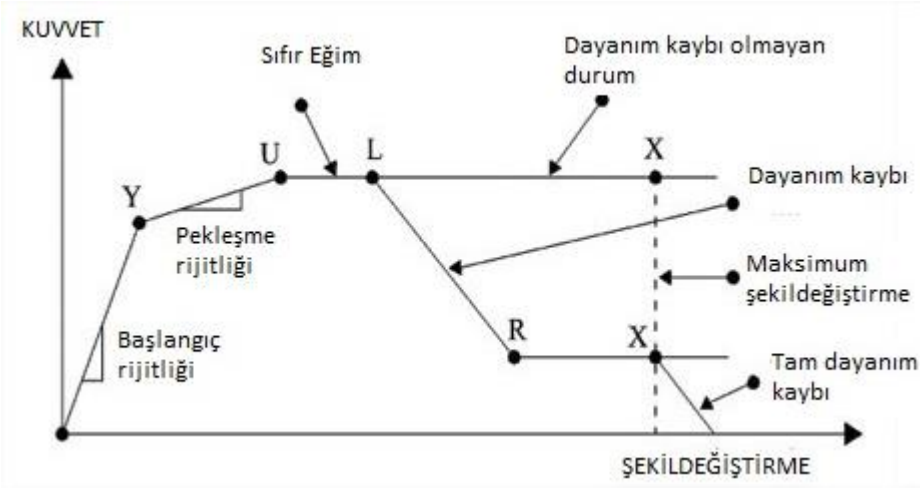
Yapısal malzeme ve/veya taşıyıcı elemanlar için kullanılacak eğrilerin oluşturulması aşamalarında dikkat edilmesi gereken en önemli nokta, yapısal malzeme ve/veya taşıyıcı eleman davranışının hesaplamalarda gerçeğe en yakın bir şekilde simüle edilmesine olanak sağlayacak davranışın temsil edilebildiği eğrinin belirlenmesidir. Gerek yapısal malzeme gerekse yapısal taşıyıcı elemanların çevrimsel yük etkisi altında göstermiş oldukları davranışların belirlenmesi amacıyla yapılan deney sonuçları ve/veya akademik geçerliliği kanıtlanmış bağıntılar kullanılmaktadır [24].

Doğrusal elastik olmayan analizlerde kullanılan PERFORM-3D programındaki kuvvet şekildeğiştirme ilişkisindeki davranış aşamaları Şekil 2.5'te gösterilmiştir.



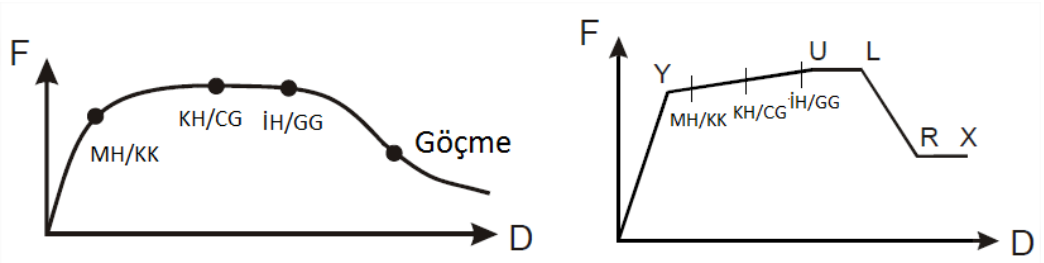
Şekil 2.5 : Doğrusal olmayan davranış aşamaları [23].

Y; akma limiti, U; taşıma gücü limiti, L; süneklik limiti, R; artık gerilme limiti, X; maksimum şekildeğiştirme limitini ifade etmektedir. Doğrusallaştırılmış kuvvet-şekildeğiştirme ilişkisi Şekil 2.6'da gösterilmiştir.



Şekil 2.6 : PERFORM-3D kuvvet-şekildeğiştirme ilişkisi [23].

Bu ilişkide İYBDY'de tanımlanan performans limitleri Şekil 2.7'deki gibi gösterilebilir.

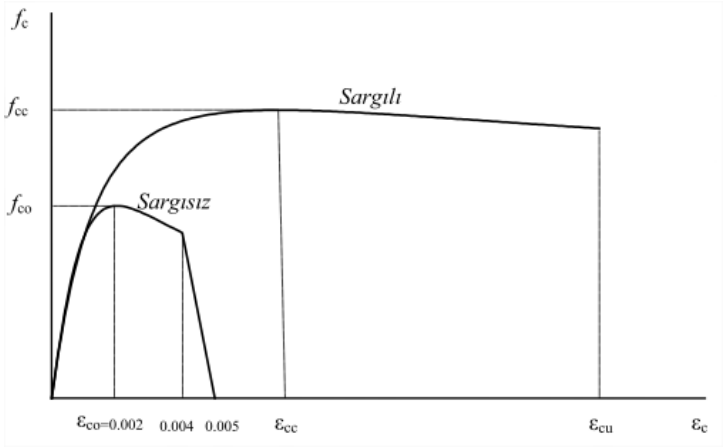


Şekil 2.7 : İYBDY'de tanımlanan performans düzeylerinin kuvvet-şekildeğiştirme grafiğinde gösterimi [23].

2.3.2.4 Malzeme modelleri

Sargılı ve sargısız beton modeli

Doğrusal elastik olmayan yöntemler ile performans değerlendirmesinde, başka bir modelin seçilmediği durumlarda kullanılmak üzere, sargılı ve sargısız beton için DBYBHY (2007) Ek 7B'de tanımlanan *Mander* modeli kullanılabilir. Sargılı ve sargısız beton için gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi Şekil 2.8'de görülebilir.



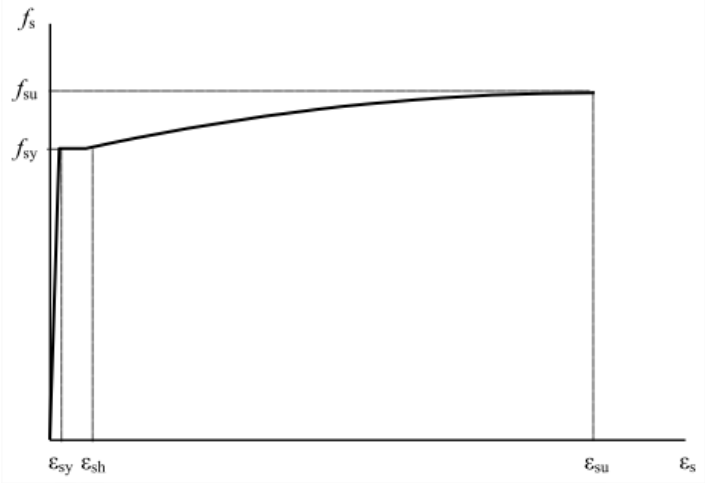
Şekil 2.8 : Sargılı ve sargısız beton gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi [4].

Donatı çeliği modeli

Doğrusal elastik olmayan yöntemler ile performans değerlendirmesinde kullanılmak üzere, donatı çeliği için aşağıdaki gerilme-şekildeğiştirme bağıntıları Çizelge 2.1 ve Şekil 2.9'daki gibi tanımlanmıştır.

Çizelge 2.1 : Donatı çeliği bilgileri.

Kalite	f_{sy} (MPa)	ε_{sy}	ε_{sh}	ε_{su}	f_{su} (MPa)
S220	220	0.0011	0.011	0.16	275
S420	420	0.0021	0.008	0.10	550



Şekil 2.9 : Donatı çeliği gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi [4].

2.3.3 Birim şekildeğiştirme istemlerinin belirlenmesi

Zaman tanım alanında yapılan hesap sonucunda çıkış bilgisi olarak herhangi bir kesitte elde edilen θp plastik dönme istemine bağlı olarak plastik eğrilik istemi, aşağıdaki bağıntı ile hesaplanır:

$$\phi_p = \frac{\theta_p}{L_p} \tag{2.1}$$

Amaca uygun olarak seçilen bir beton modeli ile pekleşmeyi de gözönüne alan donatı çeliği modeli kullanılarak, kesitteki eksenel kuvvet istemi altında yapılan analizden elde edilen iki doğrulu moment-eğrilik ilişkisi ile tanımlanan φy eşdeğer akma eğriliği, Denklem (2.2) ile tanımlanan plastik eğrilik (φ_p) istemine eklenerek, kesitteki toplam eğrilik (φ_t) istemi elde edilir:

$$\phi_t = \phi_y + \phi_p \tag{2.2}$$

Betonarme sistemlerde betonun basınç birim şekildeğiştirmesi istemi ile donatı çeliğindeki birim şekildeğiştirme istemi, Denklem (2.2) ile tanımlanan toplam eğrilik istemine göre moment-eğrilik analizi ile hesaplanır.

2.3.4 Betonarme elemanların kesit birim şekildeğiştirme kapasiteleri

Beton ve donatı çeliğinin birim şekildeğiştirmeleri cinsinden elde edilen deprem istemleri, aşağıda tanımlanan birim şekildeğiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılarak, kesit düzeyinde taşıyıcı sistem performansı belirlenir.

Plastik şekildeğiştirmelerin meydana geldiği betonarme sünek taşıyıcı sistem elemanlarında, çeşitli kesit hasar sınırlarına göre izin verilen şekildeğiştirme üst sınırları (kapasiteleri) aşağıda tanımlanmıştır:

(a) Kesit Minimum Hasar Sınırı (MN) için kesitin en dış lifindeki beton basınç birim şekildeğiştirmesi ile donatı çeliği birim şekildeğiştirmesi üst sınırları:

$$(\varepsilon_{cu})_{MN} = 0.0035 \quad ; \quad (\varepsilon_s)_{MN} = 0.010 \tag{2.3}$$

(b) Kesit Güvenlik Sınırı (GV) için etriye içindeki bölgenin en dış lifindeki beton basınç birim şekildeğiştirmesi ile donatı çeliği birim şekildeğiştirmesi üst sınırları:

$$(\varepsilon_{cg})_{GV} = 0.0035 + 0.01(\rho_s/\rho_{sm}) \le 0.0135 \quad ; \quad (\varepsilon_s)_{GV} = 0.040 \tag{2.4}$$

(c) Kesit Göçme Sınırı (GÇ) için etriye içindeki bölgenin en dış lifindeki beton basınç birim şekildeğiştirmesi ile donatı çeliği birim şekildeğiştirmesi üst sınırları:

$$(\varepsilon_{cg})_{GC} = 0.004 + 0.014(\rho_s/\rho_{sm}) \le 0.018 \quad ; \quad (\varepsilon_s)_{GC} = 0.060 \tag{2.5}$$

2.3.5 Çelik elemanların kesit birim şekildeğiştirme kapasiteleri

Çelik elemanların doğrusal olmayan davranışı ve performans değerlendirmesi için tüm bina türlerinin doğrusal ve doğrusal olmayan değerlendirmelerini içeren ASCE/SEI 41-06 veya FEMA 356 esas alınabilir. Çelik elemanların (kiriş ya da kolon) doğrusal olmayan analizlerde, yığılı plastisite çerçevesinde iki ucu mafsallı şekilde modellenmesi önerilir.

.

3. İSTANBUL YÜKSEK BİNALAR DEPREM YÖNETMELİĞİ'NE GÖRE TASARIM

3.1 Yönetmeliğin Amacı ve Kapsamı

İYBDY'de yüksek bina tanımı, bodrum katları hariç olmak üzere, en düşük yer seviyesinden itibaren yüksekliği en az 60 metre olan bina olarak yapılmıştır.

İYBDY, deprem etkileri altında temel ilke olarak performansa göre tasarımı esas alır. Bu tasarım yaklaşımında, belirli düzeylerdeki 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 kalıp kalmadığı kontrol edilir. Kabul edilebilir hasar limitleri, çeşitli deprem düzeylerinde yapı için öngörülen performans hedefleri ile uyumlu olacak şekilde tanımlanır. Eleman düzeyinde hesaplanması öngörülen deprem hasarı, şiddetli depremlerde genel olarak doğrusal elastik sınırlar ötesinde meydana nonlineer deformasyonlara karşı geldiğinden performansa göre tasarım yaklaşımı, doğrusal olmayan (nonlineer) analiz yöntemleri ve şekildeğiştirmeye (deformasyona) göre tasarım kavramı ile doğrudan ilişkilidir. Yönetmelikte, hasarın sınırlı olmasının öngörüldüğü performans hedefleri için, geleneksel dayanıma göre tasarım ilkesi çerçevesinde doğrusal (lineer) analiz yöntemlerinin kullanılmasına da izin verilmektedir [25].

3.2 Deprem Etkisi

3.2.1 Deprem düzeyleri

İYBDY kapsamında yüksek binaların performansa göre tasarımında esas alınacak 3 düzeyde deprem tanımlanmıştır.

3.2.1.1 (D1) Deprem düzeyi

(D1) Deprem düzeyi, yüksek binaların servis ömürleri boyunca meydana gelme olasılığı fazla olan, göreli olarak sık ancak şiddeti çok yüksek olmayan deprem yer

hareketlerini ifade etmektedir. 50 yılda aşılma olasılığı %50, dönüş periyodu 72 yıldır.

3.2.1.2 (D2) Deprem düzeyi

(D2) Deprem düzeyi, yüksek binaların servis ömürleri boyunca meydana gelme olasılığı çok fazla olmayan, seyrek ancak şiddetli deprem yer hareketlerini ifade etmektedir. 50 yılda aşılma olasılığı %10, dönüş periyodu 475 yıldır.

3.2.1.3 (D3) Deprem düzeyi

(D3) Deprem düzeyi, yüksek binaların maruz kalabileceği çok seyrek fakat en şiddetli deprem yer hareketini ifade etmektedir. 50 yılda aşılma olasılığı %2, dönüş periyodu 2475 yıldır.

3.2.2 Deprem tasarım spektrumları

(D1), (D2) ve (D3) Deprem Düzeyleri için kısa doğal titreşim periyodu 0.2 saniye ve 1.0 saniyelik doğal titreşim periyoduna karşı gelen yatay deprem spektral ivme değerleri (sırası ile S_S ve S_1), referans olarak alınan B ve C Zemin Sınıfları ara sınırı için (en üst 30 m için eşdeğer kayma dalgası hızı=760m/s) yönetmeliğin Ek A bölümünde verilmiştir. Diğer zemin sınıfları için, aynı doğal titreşim periyodlarına karşı gelen spektral ivme değerleri olan S_{MS} ve S_{M1} Denklem (3.1)'de verildiği gibi hesaplanır.

$$S_{MS} = F_a \times S_S$$
$$S_{M1} = F_v \times S_1 \qquad \textbf{(3.1)}$$

Fa ve Fv zemin etkisi parametreleri sırası ile Çizelge 3.1 ve Çizelge 3.2'de gösterilmiştir. Bu çizelgelerde gösterilen zemin sınıfları yönetmeliğin Ek B bölümünde tanımlanmıştır.

Çizelge 3.1 : Kısa periyod zemin katsayısı Fa.

Zemin Sınıfı	Kısa Periyod Spektral İvmesi (g)[a]				
	$S_S \leq 0.25$	$S_S = 0.50$	$S_S = 0.75$	$S_S = 1.0$	$S_S \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.1	1.2
D	1.6	1.4	1.2	1.2	1.2
E	2.5	1.7	1.2	1.2	0.9
F	—[b]	—[b]	—[b]	—[b]	—[b]

[a] S_S'in ara değerleri için lineer interpolasyon yapılacaktır.

[b] Sahaya özel geoteknik inceleme ve dinamik zemin davranış analizi yapılacaktır.

Çizelge 3.2 : 1.0 s periyodu zemin katsayısı Fv.

Zemin Sınıfı*	1.0 s periyodunda Spektral İvme (g)[a]				
	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.20$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	—[b]	—[b]	—[b]	—[b]	—[b]

[a] S_1'in ara değerleri için lineer interpolasyon yapılacaktır.

[b] Sahaya özel geoteknik inceleme ve dinamik zemin davranış analizi yapılacaktır.

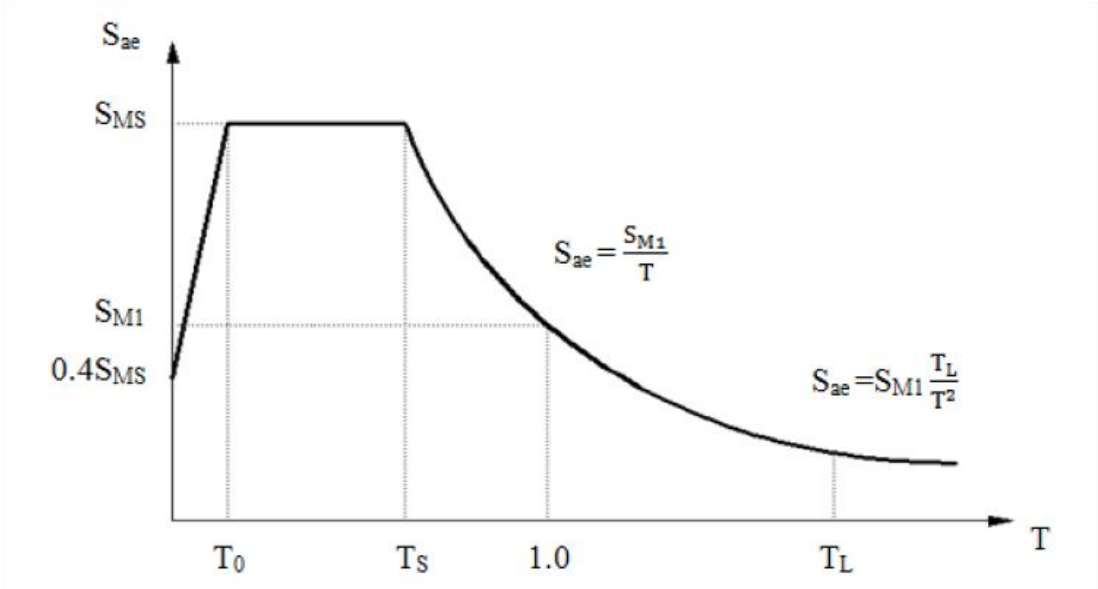
Yatay deprem için tasarım spektrumları, aşağıdaki denklemlerle tanımlanmışır.

$$
\begin{aligned}
S_{ae}(T) &= 0.4S_{MS} + 0.6\frac{S_{MS}}{T_0}T \qquad && (T_0 \leq T) \\
S_{ae}(T) &= S_{MS} && (T_0 \leq T \leq T_S) \\
S_{ae}(T) &= \frac{S_{M1}}{T} && (T_S \leq T \leq T_L) \\
S_{ae}(T) &= \frac{S_{M1}T_L}{T^2} && (T_L \leq T)
\end{aligned}
\qquad \textbf{(3.2)}
$$

Spektrum köşe periyotları T_0 ve T_S aşağıdaki şekilde tanımlanır:

$$T_S = \frac{S_{M1}}{S_{MS}} \quad ; \quad T_0 = 0.2T_S \qquad \textbf{(3.3)}$$

Uzun periyod bölgesine geçiş periyodu, İstanbul ili için T_L =12s olarak tanımlanmıştır.

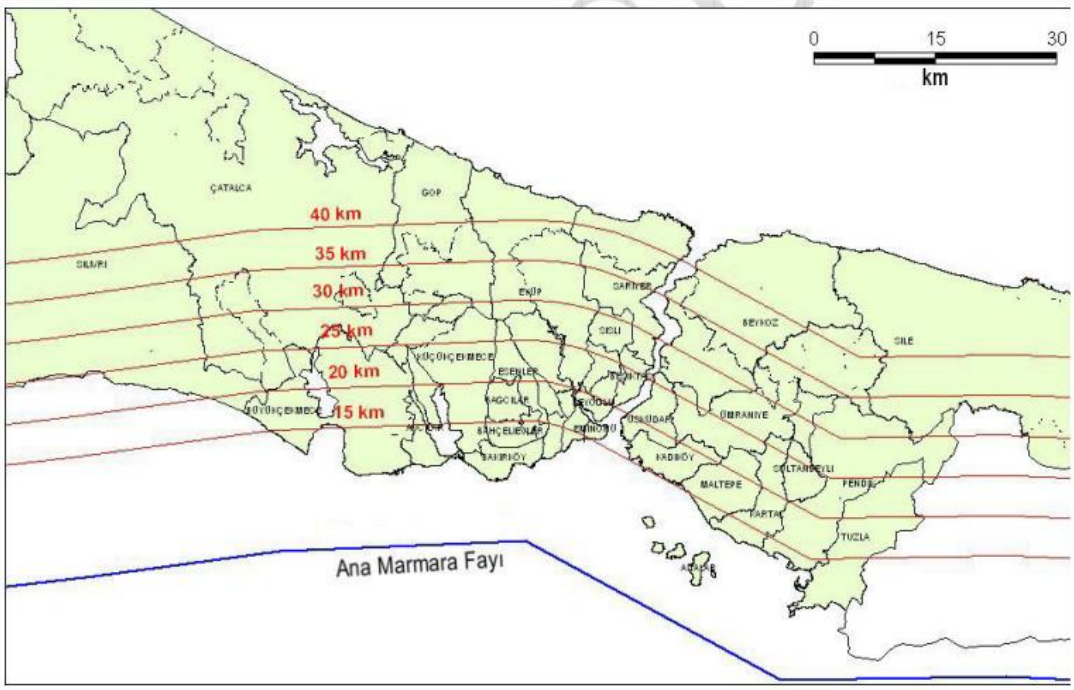


Şekil 3.1 : Tasarım spektrumu [25].

3.2.3 Zaman tanım alanında deprem etkisi

Zaman tanım alanında yapılacak analizler için, aşağıda verilen özelliklere sahip en az yedi deprem yer hareketi takımı (yatay doğrultuda birbirine dik iki yatay bileşen için ivme kayıtları) seçilecektir.

Her bir deprem yer hareketi takımı için senaryo depremi parametreleri ile uyumlu gerçek deprem ivme kayıtları kullanılacaktır. İstanbul ili için bu ivme kayıtlarının seçiminde, yanal atımlı deprem kaynak mekanizması, 7.0 < Mw < 7.5 deprem moment büyüklüğü ve B veya C zemin sınıfı esas alınacaktır. Deprem mesafesi olarak ise, bina ile Ana Marmara Fay Hattı arasındaki en kısa uzaklık alınacaktır (Şekil 3.2).



Şekil 3.2 : Ana Marmara fay hattı [25].

İvme kayıtları yönetmelikte belirtilen veri bankalarından elde edilebilir.

Yeterli sayıda gerçek deprem ivme kaydı bulunamadığı durumlarda, deprem yer hareketi simülasyonları ve tasarım spektrumu ile uyumlu olarak üretilmiş yapay deprem yer hareketleri kullanılabilir.

Aynı ivme kaydı (akselerogram) her iki yatay doğrultu için de kullanılamaz. Yapılacak deprem yer hareketi simülasyonları faylanma mekanizması, yırtılma özellikleri, deprem kaynağı ve kayıt istasyonu arasındaki ortamın jeolojik yapısını göz önüne alan fiziksel bir modele dayalı olmalıdır. Direktivite etkilerinin göz önüne alınması amacı ile, bina konumu ile Ana Marmara Fay Hattı arasındaki en kısa mesafenin 15 km'den daha az olduğu durumlarda en az üç deprem yer hareketi takımı simülasyona dayalı olarak belirlenecektir. Spektrum uyumlu olarak olarak üretilmiş yapay deprem yer hareketlerinin faz spektrumunun senaryo depremi parametreleri ile uyumlu gerçek deprem ivme kayıtlarının faz spektrumuna benzemesi gereklidir.

Her bir deprem yer hareketi takımından hesaplanan 0 saniye periyodundaki %5 sönüm oranlı spektral genliklerin ortalaması tasarım spektrumunun 0 saniye periyodundaki spektral genliğinden (0.4 S_{MS}) daha düşük olmamalıdır. Her bir deprem yer hareketi kaydı ivme genliğinin ±0.05g'yi ilk ve son olarak aştığı iki

nokta arasında kalan süre, binanın doğal titreşim periyodunun 5 katından veya 15 saniyeden daha kısa olmamalıdır. Her bir deprem yer hareketi takımının iki bileşenine ait %5 sönüm oranlı spektrumların kareleri toplamının karekökü alınarak bileşke spektrum elde edilecektir. Bütün kayıtlara ait bileşke spektrumların ortalamasının 0.2T ve 1.2T (T = Binanın hakim doğal titreşim periyodu) periyotları arasındaki genliklerinin, İYBDY Bölüm 3.2.2'de tanımlanan tasarım spektrumunun aynı periyod aralığındaki genliklerinin 1.3 katından daha az olmaması kuralına göre, deprem yer hareketi bileşenlerinin genlikleri ölçeklendirilecektir. Her iki bileşenin ölçeklendirilmesi aynı oranlarda yapılacaktır. Gerekli görülen durumlarda, deprem yer hareketinin düşey bileşenine ilişkin parametreler, *Bağımsız Kontrol Kurulu* tarafından onaylanmak üzere tanımlanabilir.

3.3 Yüksek Binalar için Tanımlanan Performans Düzeyleri, Bölgeleri ve Hedefleri

Yüksek binaların performans düzeyleri, deprem etkisi altında meydana gelmesi beklenen hasarlara bağlı olarak aşağıdaki gibi tanımlanmıştır. Bu performans düzeyleri için kabul edilebilir hasar limitleri, her bir yapı tipi veya elemanı için ayrı ayrı ve sayısal olarak tanımlanacaktır.

3.3.1 Minimum hasar / Kesintisiz kullanım performans düzeyi (MH / KK)

Minimum Hasar (Kesintisiz Kullanım) Performans Düzeyi, yüksek binalarda ve bunları oluşturan elemanlarda deprem etkisi ile hiç yapısal ve yapısal olmayan hasar meydana gelmemesi veya meydana gelecek hasarın çok sınırlı düzeyde olması durumunu tanımlayan performans düzeyidir. Bu durumda yüksek bina kesintisiz olarak kullanılmaya devam eder veya meydana gelebilecek aksamalar birkaç gün içinde kolayca giderilebilecek düzeyde kalır.

3.3.2 Kontrollu hasar / Can güvenliği performans düzeyi (KH / CG)

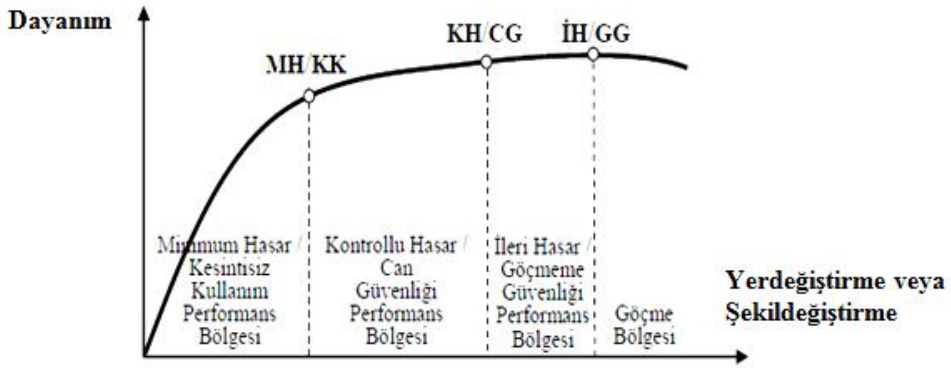
Kontrollu Hasar (Can Güvenliği) Performans Düzeyi, yüksek binalarda ve bunları oluşturan elemanlarda deprem etkisi altında sınırlı ve onarılabilir düzeyde yapısal ve yapısal olmayan hasarın meydana gelmesine izin verilen performans düzeyi olarak tanımlanır. Bu durumda, yüksek binanın kullanımında kısa süreli (birkaç hafta veya ay) aksamaların meydana gelmesi normaldir.

3.3.3 İleri hasar / Göçmeme güvenliği performans düzeyi (İH / GG)

İleri Hasar (Göçmeme Güvenliği) Performans Düzeyi, yüksek binalarda ve bunları oluşturan elemanlarda deprem etkisi altında göçme öncesinde meydana gelen ileri derecedeki yaygın hasarı temsil etmektedir. Bu durumda, yüksek binanın kullanımında uzun süreli aksamaların meydana gelmesi, hatta binanın kullanımına son verilmesi mümkündür.

3.3.4 Performans bölgeleri

Yukarıda tanımlanan performans düzeyleri arasında Şekil 3.3'teki gibi performans bölgeleri tanımlanır. (MH/KK) Performans Düzeyi'nin altında kalan bölge Minimum Hasar / Kesintisiz Kullanım Performans Bölgesi, (MH/KK) Performans Düzeyi ile (KH/CG) Performans Düzeyi arasında kalan bölge Kontrollu Hasar / Can Güvenliği Performans Bölgesi, (KH/CG) Performans Düzeyi ile (İH/GG) Performans Düzeyi arasında kalan bölge İleri Hasar / Göçmeme Güvenliği Performans Bölgesi, ve (İH/GG) Performans Düzeyi'nin üstündeki bölge Göçme Bölgesi olarak tanımlanır.



Şekil 3.3 : Performans bölgeleri [25].

3.3.5 Yüksek Binalar için öngörülen minimum performans hedefleri

Yüksek binalar için öngörülen minimum performans hedefleri, yukarıda tanımlanmış bulunan deprem düzeylerine bağlı olarak Çizelge 3.3'te verilmiştir.

Kullanım bakımından Normal Sınıf'a giren yüksek binaların (konut, otel, ofis binaları, vb) performanslarının (D1) depremi altında Minimum Hasar / Kesintisiz Kullanım Performans Bölgesi'nde, (D2) depremi altında Kontrollu Hasar / Can Güvenliği Performans Bölgesi'nde ve (D3) depremi altında İleri Hasar / Göçmeme Güvenliği Performans Bölgesi'nde olması öngörülmektedir.

Kullanım bakımından Özel Sınıf'a giren yüksek binaların (sağlık, eğitim, kamu yönetim binaları, vb) performanslarının ise, (D2) depremi altında Minimum Hasar / Kesintisiz Kullanım Performans Bölgesi'nde, (D3) depremi altında Kontrollu Hasar / Can Güvenliği Performans Bölgesi'nde olması öngörülmektedir.

Çizelge 3.3 : Yüksek binalar için hedeflenen minimum performans bölgeleri.

Kullanım bakımından bina sınıfı	**(D1) Deprem Düzeyi**	**(D2) Deprem Düzeyi**	**(D3) Deprem Düzeyi**
Normal sınıf binalar: Konut, otel, ofis binaları vb.	MH / KK	KH / CG	İH / GG
Özel sınıf binalar: Sağlık, eğitim, kamu yönetim binaları vb.	—	MH / KK	KH / CG

3.4 Yüksek Binalar için Analiz ve Tasarım Yöntemleri

3.4.1 Analiz Yöntemleri

Yüksek binalar için tanımlanan tasarım aşamalarında yapılması öngörülen doğrusal (lineer) elastik analizlerde spektral Mod Birleştirme Yöntemi kullanılacaktır. Her bir davranış büyüklüğüne ilişkin mod katkılarının birleştirilmesi için Tam Karesel Birleştirme Kuralı uygulanacaktır. Mod Birleştirme Yöntemi'nde hesaba katılacak yeterli mod sayısı, her doğrultuda her bir kat için aşağıdaki şekilde hesaplanacak modal kat kesme kuvvetine göre belirlenecektir.

$$V_{xin} = M_{xin} S_{aen} \qquad ; \qquad M_{xin} = \Gamma_{xn} \sum_{j=i}^{N} m_j \Phi_{xjn} \tag{3.4}$$

Γxn, x doğrultusundaki deprem için n'inci moda ait modal katkı çarpanınıdır ve aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$\Gamma_{xn} = \frac{\sum_{j=i}^{N} m_j \Phi_{xjn}}{\sum_{j=1}^{N} m_j \Phi_{xjn}^2 + m_j \Phi_{yjn}^2 + m_{\theta j} \Phi_{\theta jn}^2} \tag{3.5}$$

Yukarıda verilen bağıntılar, bina kat döşemelerinin kendi düzlemleri içinde sonsuz rijit gibi davranmaları varsayımına göre yazılmıştır.

Yüksek binalar için tanımlanan tasarım aşamalarında yapılması öngörülen doğrusal olmayan (nonlineer) analizlerde, *Zaman Tanım Alanında Doğrudan Entegrasyon* Yöntemi kullanılacaktır. Doğrusal olmayan (nonlineer) analizlerde en az yedi deprem yer hareketi takımı kullanılacak, birbirine dik iki doğrultudaki ivme kayıtları taşıyıcı sistemin asal eksenleri doğrultusunda aynı anda (simültane olarak) etki ettirilecektir. Daha sonra ivme kayıtlarının eksenleri 90° döndürülerek analiz tekrarlanacaktır. Tasarıma esas deprem istemleri, bu analizlerden (en az 2*7 = 14 analiz) elde edilen sonuçların ortalaması olarak hesaplanacaktır.

Yüksek binaların doğrusal (lineer) veya doğrusal olmayan (nonlineer) analizlerinde sönüm oranı en fazla $\xi = 0.05$ olarak alınacaktır. Analizlerde ikinci mertebe ($P - \Delta$) etkilerinin gözönüne alınması zorunludur.

Yüksek binaların doğrusal (lineer) veya doğrusal olmayan (nonlineer) dinamik analizlerinde kat kütlelerinin hesabı için Hareketli Yük Katılım Katsayısı, n, Denklem (3.6)'daki gibi tanımlanacak, ancak 0.30'dan daha büyük alınmayacaktır.

$$\begin{aligned} n &= 0.01(50 - N) \quad && N \le 40 \\ n &= 0.10 && N > 40 \end{aligned} \tag{3.6}$$

Taşıyıcı sistemin özelliklerine bağlı olarak, Bağımsız Kontrol Kurulu tarafından gerekli görülen durumlarda düşey doğrultudaki deprem etkisi de gözönüne alınabilir.

3.4.2 Analiz modellerine ilişkin kural ve koşullar

Çerçeve elemanlarının modellenmesi, doğrusal analizde çubuk sonlu elemanlar ile yapılacaktır. Doğrusal olmayan analizde ise yığılı plastisiste yaklaşımı çerçevesinde plastik kesitler'in (plastik mafsallar) tanımlandığı çubuk sonlu elemanlar ile veya yayılı plastisite yaklaşımı çerçevesinde lif (fiber) elemanları ile yapılabilir. Plastik mafsal boyu için ilgili literatürden seçilecek ve Bağımsız Kontrol Kurulu'nca uygun görülecek bir amprik bağıntıdan yararlanılabilir. Doğrusal olmayan analizde, Bağımsız Kontrol Kurulu'nun onayı ile alternatif modelleme yaklaşımları da kullanılabilir. Çelik çerçevelerin doğrusal ve doğrusal olmayan modellerinde, kolon-

kiriş birleşim bölgelerindeki kayma şekildeğiştirmeleri uygun biçimde gözönüne alınmalıdır.

Betonarme çubuk olarak idealleştirilen çerçeve elemanlarında çatlamış kesite ait etkin eğilme rijitlikleri kullanılacaktır. Ön boyutlama aşamasında DBYBHY (2007) Bölüm 7.4.13'de verilen ve aşağıda gösterilen amprik bağıntılardan yararlanılabilir:

(a) Kirişlerde: $(EI)_e = 0.40\ (EI)_o$

(b) Kolon ve perdelerde, $N_D / (A_c\ f_{cm}) \leq 0.10$ olması durumunda: $(EI)_e = 0.40\ (EI)_o$

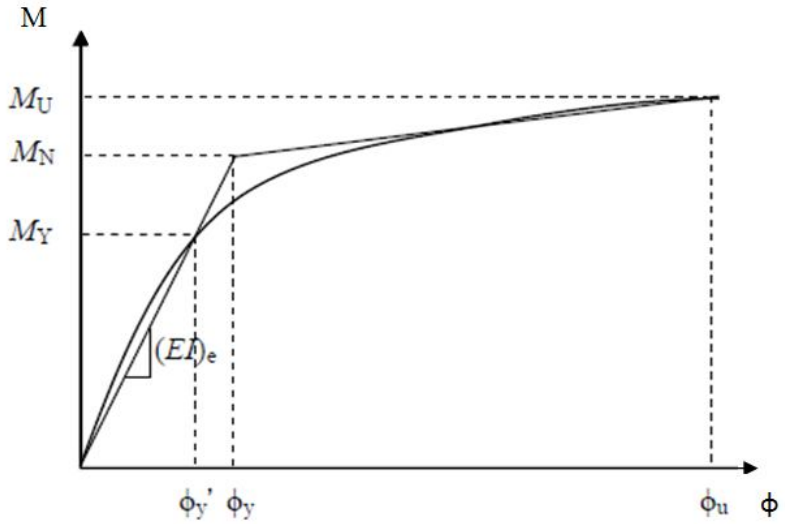
$N_D / (A_c\ f_{cm}) \geq 0.40$ olması durumunda:. $(EI)_e = 0.80\ (EI)_o$

Eksenel basınç kuvveti N_D'nin ara değerleri için doğrusal enterpolasyon yapılabilir. N_D, deprem hesabında esas alınan toplam kütlelerle uyumlu yüklerin gözönüne alındığı ve çatlamamış kesitlere ait $(EI)_o$ eğilme rijitliklerinin kullanıldığı bir ön düşey yük hesabı ile belirlenecektir. Deprem hesabı için başlangıç durumunu oluşturan düşey yük hesabı ise, yukarıda belirtildiği şekilde elde edilen etkin eğilme rijitliği $(EI)_e$ kullanılarak, deprem hesabında esas alınan kütlelerle uyumlu yüklere göre yeniden yapılacaktır. Deprem hesabında da aynı rijitlikler kullanılacaktır.

Diğer tasarım ve gerçelleme aşamalarında ise etkin eğilme rijitliği, kesitin moment – eğrilik bağıntısından aşağıdaki şekilde elde edilecektir (Şekil 3.4).

$$(EI)_e = \frac{M_Y}{\phi_y'} = \frac{M_N}{\phi_y} \qquad \textbf{(3.7)}$$

Burada M_Y, kesitteki ilk akma durumunu ifade etmektedir. Bu durumdaki eğrilik φ'_y, betonun birim şekildeğiştirmesinin 0.002 değerine veya donatı birim şekildeğiştirmesinin akma birim şekildeğiştirmesine (hangisi daha önce olursa) erişmesine karşı gelir. Etkin eğrilik φ_y'ye karşı gelen etkin plastik moment M_N, beton basınç birim şekildeğiştirmesi 0.004 veya donatı birim şekildeğiştirmesi 0.015 alınarak (hangisine daha önce erişilirse) hesaplanır. Kolonların moment dayanımlarının hesabında, sadece düşey yüklerden meydana gelen eksenel kuvvetler kullanılabilir.



Şekil 3.4 : Moment-eğrilik bağıntısı [25].

Betonarme perde ve perde elemanlarının modellenmesi, doğrusal (lineer) analizde kabuk (shell) sonlu elemanlar ile yapılacaktır. Çubuk elemanlardaki çatlamış kesite ait etkin eğilme rijitlikleri ile uyumlu olmak amacı ile, DBYBHY (2007) Bölüm 7.4.13'de ve yukarıda verilen amprik bağıntılar kabuk sonlu elemanların elastiklik modülü (E)'nin azaltılması için de kullanılabilir.

Doğrusal olmayan (nonlineer) analizde betonarme perde ve perde elemanlarının modellenmesi için yayılı plastisite yaklaşımı çerçevesinde lif (fiber) elemanları veya Bağımsız Kontrol Kurulu'nun onayı ile alternatif modelleme yaklaşımları kullanılabilir. DBYBHY (2007) 3.6.1'de tanımlanan enkesit koşulları, yüksekliği 75 m'den fazla olan binaların betonarme perdeleri için uygulanmayabilir. Betonarme perdelerin kayma rijitlikleri uygun biçimde gözönüne alınmalıdır.

Sargılı beton ve donatı çeliği için DBYBHY (2007) Bilgilendirme Eki 7B'de tanımlanan davranış modelleri kullanılabilir. Yüksek binalarda C50'den daha yüksek dayanımı olan betonların kullanılması için Bağımsız Kontrol Kurulu'nun onayı gereklidir.

Ön boyutlama aşamasında beton, donatı çeliği ve yapı çeliği için tasarım dayanımları (f_d), ilgili karakteristik dayanımların (f_k) malzeme güvenlik katsayılarına bölünmesi ile tanımlanır. Diğer gerçelleme aşamalarında ise, tasarım dayanımı olarak "ortalama dayanım (expected strength) – (f_e)" değerleri kullanılacak, malzeme güvenlik katsayıları gözönüne alınmayacaktır. Ortalama dayanım değerleri ile karakteristik dayanım değerleri arasında aşağıdaki ilişkiler dikkate alınabilir:

Beton için $f_{ce} = 1.3 f_{ck}$

Donatı çeliği için $f_{ye} = 1.17 f_{yk}$

Yapı çeliği(S 235) için $f_{ye} = 1.5 f_{yk}$ **(3.8)**

Yapı çeliği(S 275) için $f_{ye} = 1.3 f_{yk}$

Yapı çeliği(S 355) için $f_{ye} = 1.1 f_{yk}$

Çubuk elemanlarda plastik kesitlerin (plastik mafsalların) doğrusal olmayan histeretik bağıntılarında iskelet eğrileri iki doğrulu (bi-lineer) alınabilir. Histeretik davranışta rijitlik azalması ve dayanım azalması etkileri, yeni yapılan yüksek binalarda ihmal edilebilir.

3.5 Yüksek Binalarda Performansa Göre Deprem Tasarım Aşamaları

3.5.1 Tasarım Aşaması I-A

Kontrollu Hasar / Can Güvenliği hedef performansı için ön boyutlama amaçlı bu tasarım aşamasında, Normal Sınıf Binalar'da (D2) düzeyindeki depremin, Özel Sınıf Binalar'da ise (D3) düzeyindeki depremin etkisi altında Dayanıma Göre Tasarım yaklaşımı ile DBYBHY (2007) Bölüm 2'ye benzer biçimde azaltılmış deprem yükleri altında doğrusal elastik analiz ve DBYBHY (2007) Bölüm 3 ve/veya Bölüm 4'e göre ön tasarım yapılacaktır.

DBYBHY (2007) Bölüm 2'ye göre deprem yüklerinin belirlenmesi için esas alınacak olan Spektral İvme Katsayısı, A(T), Denklem (3.9) ile verilmiştir. %5 sönüm oranı için tanımlanan Elastik İvme Spektrumu'nun ordinatı olan Elastik Spektral İvme, $S_{ae}(T)$, Spektral İvme Katsayısı ile yerçekimi ivmesi g'nin çarpımına karşı gelmektedir.

$$A(T) = A_o I S(T)$$
$$S_{ae}(T) = A(T) g \quad \textbf{(3.9)}$$

Denklem (3.9)'da yer alan A_o, Etkin Yer İvmesi Katsayısı olup, Çizelge 3.4'te tanımlanmıştır.

Çizelge 3.4 : Etkin yer ivmesi katsayısı.

Deprem Bölgesi	A_o
1	0.40
2	0.30
3	0.20
4	0.10

Denklem (3.9)'da yer alan I, Bina Önem Katsayısı olup, Çizelge 3.5'te tanımlanmıştır.

Çizelge 3.5 : Bina önem katsayısı.

Binanın Kullanım Amacı veya Türü	***Bina Önem Katsayısı (I)***
1. Deprem sonrası kullanımı gereken binalar ve tehlikeli madde içeren binalar **a)** Deprem sonrasında hemen kullanılması gerekli binalar (Hastaneler, dispanserler, sağlık ocakları, itfaiye bina ve tesisleri, PTT ve diğer haberleşme tesisleri, ulaşım istasyonları ve terminalleri, enerji üretim ve dağıtım tesisleri; vilayet kaymakamlık ve belediye yönetim binaları, ilk yardım ve afet planlama istasyonları) **b)** Toksik, patlayıcı, parlayıcı vb özellikleri olan maddelerin bulunduğu veya depolandığı binalar	1.5
2. İnsanların uzun süreli ve yoğun olarak bulunduğu ve değerli eşyanın saklandığı binalar **a)** Okullar, diğer eğitim bina ve tesisleri, yurt ve yatakhaneler, askeri kışlalar, cezaevleri, vb.	1.4
b) Müzeler	
3. İnsanların kısa süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar Spor tesisleri, sinema, tiyatro ve konser salonları vb.	1.2
4. Diğer binalar Yukarıdaki tanılara girmeyen diğer binalar (Konutlar, işyerleri, oteller, bina türü endüstri yapıları, vb)	1.0

Depremde taşıyıcı sistemin kendine özgü doğrusal elastik olmayan davranışını gözönüne almak üzere, Denklem (3.9)'da verilen spektral ivme katsayısına göre bulunacak elastik deprem yükleri, aşağıda tanımlanan Deprem Yükü Azaltma Katsayısı'na bölünecektir. Deprem Yükü Azaltma Katsayısı, çeşitli taşıyıcı sistemler için Çizelge 3.6'da tanımlanan Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı, R'ye ve doğal titreşim periyodu, T'ye bağlı olarak Denklem (3.10) ile belirlenecektir.

$$R_a(T) = 1.5 + (R - 1.5)\frac{T}{T_S} \qquad (0 \le T \le T_S)$$

$$R_a(T) = R \qquad (T_S < T) \qquad \textbf{(3.10)}$$

Çizelge 3.6 : Taşıyıcı sistem davranış katsayısı.

BİNA TAŞIYICI SİSTEMİ	***Süneklik Düzeyi Normal Sistemler***	***Süneklik Düzeyi Yüksek Sistemler***
(1) YERİNDE DÖKME BETONARME BİNALAR		
(1.1) Deprem yüklerinin tamamının çerçevelerle taşındığı binalar	4	8
(1.2) Deprem yüklerinin tamamının bağ kirişli (boşluklu) perdelerle taşındığı binalar	4	7
(1.3) Deprem yüklerinin tamamının boşluksuz perdelerle taşındığı binalar	4	6
(1.4) Deprem yüklerinin çerçeveler ile boşluksuz perdelerle taşındığı binalar	4	7

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)'de tanımlanan 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. Kullanılan R katsayısından bağımsız olarak, ön tasarımda gözönüne alınacak taban kesme kuvveti, aşağıda verilen bağıntı ile hesaplanan değerden küçük olamaz:

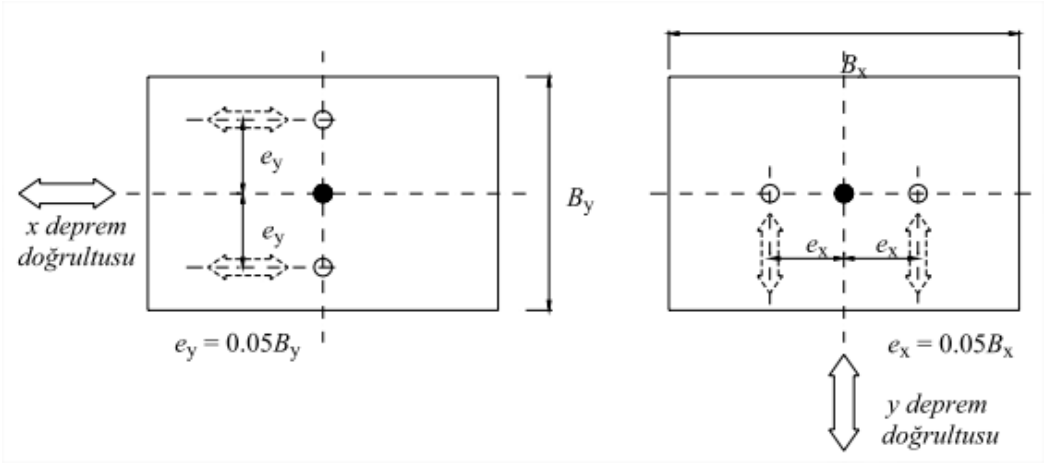
$$V_{t,\min} = 0.04 S_{MS(D2)} W \qquad \textbf{(3.10)}$$

Burada $S_{MS(D2)}$, (D2) düzeyindeki deprem için tanımlanan kısa periyod spektral ivmesini, W ise binanın kütlesine karşı gelen ağırlığını göstermektedir. Mod Birleştirme Yöntemi ile bulunan tüm iç kuvvet büyüklükleri, aynı yöntemle hesaplanan taban kesme kuvveti Denklem (3.10)'a eşit olacak şekilde ölçeklendirilecektir.

Mod Birleştirme Yöntemi'nde maksimum iç kuvvetler ve yerdeğiştirmeler, binada yeterli sayıda doğal titreşim modunun her biri için hesaplanan maksimum katkıların istatistiksel olarak birleştirilmesi ile elde edilir. Herhangi bir n'inci titreşim modunda gözönüne alınacak azaltılmış ivme spektrumu ordinatı Denklem (3.11) ile belirlenecektir.

$$S_{aR}(T_n) = \frac{S_{ae}(T_n)}{R_a(T_n)} \qquad \textbf{(3.11)}$$

Döşemelerin yatay düzlemde rijit diyafram olarak çalıştığı binalarda, her bir katta, birbirine dik doğrultularda iki yatay serbestlik derecesi ile kütle merkezinden geçen düşey eksen etrafındaki dönme serbestlik derecesi gözönüne alınacaktır. Her katta modal deprem yükleri bu serbestlik dereceleri için hesaplanacak, ancak ek dışmerkezlik etkisi'nin hesaba katılabilmesi amacı ile, Şekil 3.5'te gösterildiği gibi deprem doğrultusuna dik doğrultudaki kat boyutunun +%5'i ve −%5'i kadar kaydırılması ile belirlenen noktalara ve ek bir yükleme olarak kat kütle merkezine uygulanacaktır.



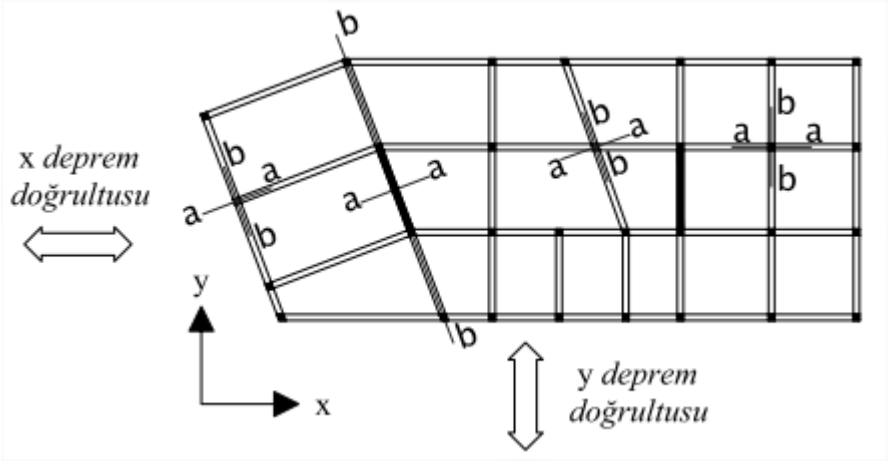
Şekil 3.5 : Deprem yüklerinin etkime noktaları [4].

Hesaba katılması gereken yeterli titreşim modu sayısı, Y, gözönüne alınan birbirine dik x ve y yatay deprem doğrultularının her birinde, her bir mod için hesaplanan etkin kütle'lerin toplamının hiçbir zaman bina toplam kütlesinin %90'ından daha az olmaması kuralına göre belirlenecektir. Binaya etkiyen toplam deprem yükü, kat kesme kuvveti, iç kuvvet bileşenleri, yerdeğiştirme ve göreli kat ötelemesi gibi büyüklüklerin her biri için ayrı ayrı uygulanmak üzere, her titreşim modu için hesaplanan ve eşzamanlı olmayan maksimum katkıların istatistiksel olarak birleştirilmesi için uygulanacak kurallar aşağıda verilmiştir:

$T_m < T_n$ olmak üzere, gözönüne alınan herhangi iki titreşim moduna ait doğal periyotların daima $T_m < T_n < 0.80$ koşulunu sağlaması durumunda, maksimum mod katkılarının birleştirilmesi için *Karelerin Toplamının Kare Kökü Kuralı* (SRSS) uygulanabilir. Yukarıda belirtilen koşulun sağlanamaması durumunda, maksimum mod katkılarının birleştirilmesi için *Tam Karesel Birleştirme* (CQC) Kuralı uygulanacaktır. Bu kuralın uygulanmasında kullanılacak çapraz korelasyon katsayıları'nın hesabında, modal sönüm oranları bütün titreşim modları için %5 olarak alınacaktır.

Taşıyıcı sisteme ayrı ayrı etki ettirilen x ve y doğrultularındaki depremlerin ortak etkisi altında, taşıyıcı sistem elemanlarının a ve b asal eksen doğrultularındaki iç kuvvetler, en elverişsiz sonucu verecek şekilde Denklem (3.11) ile elde edilecektir (Şekil 3.6).

$$B_a = \pm B_{ax} \pm 0.30 B_{ay} \quad \text{veya} \quad B_a = \pm 0.30 B_{ax} \pm B_{ay}$$
$$B_b = \pm B_{bx} \pm 0.30 B_{by} \quad \text{veya} \quad B_b = \pm 0.30 B_{bx} \pm B_{by} \qquad \textbf{(3.11)}$$



Şekil 3.6 : Taşıyıcı sistem elemanlarının asal eksen doğrultuları [4].

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

Her bir doğrultuda düşey taşıyıcı elemanlar için, -herhangi bir kolon veya perde- ardışık iki kat arasındaki yerdeğiştirme farkını ifade eden azaltılmış göreli kat ötelemesi, Δ_i , Denklem (3.12) ile elde edilecektir

$$\Delta_i = d_i - d_{i-1} \qquad \textbf{(3.12)}$$

d_i ve d_{i-1}, her bir deprem doğrultusu için binanın i'inci ve (i–1)'inci katlarında herhangi bir kolon veya perdenin uçlarında azaltılmış deprem yüklerine göre hesaplanan yatay yerdeğiştirmeleri göstermektedir. Denklem (3.10)'da tanımlanan minimum taban kesme kuvveti koşulu, göreli kat ötelemelerinin hesabında dikkate alınmayabilir.Her bir deprem doğrultusu için, binanın i'inci katındaki kolon veya perdeler için etkin göreli kat ötelemesi, δi, Denklem (3.13) ile elde edilecektir.

$$\delta_i = R\Delta_i \qquad \textbf{(3.13)}$$

Her bir deprem doğrultusu için, binanın herhangi bir i'inci katındaki kolon veya perdelerde, Denklem (2.18) ile hesaplanan δi etkin göreli kat ötelemelerinin kat içindeki en büyük değeri $(\delta i)_{max}$, Denklem (3.14)'de verilen koşulu sağlayacaktır:

$$\frac{(\delta_i)_{\max}}{h_i} \leq 0.02 \qquad \textbf{(3.14)}$$

Denklem (3.14)'de verilen koşulun binanın herhangi bir katında sağlanamaması durumunda, taşıyıcı sistemin rijitliği arttırılarak deprem hesabı tekrarlanacaktır.

Tüm betonarme elemanlarda DBYBHY (2007) Bölüm 3'te süneklik düzeyi yüksek sistemler için minimum değerleri tanımlanan sargı donatıları kullanılacaktır.

Kolon ve kirişlerin kesme güvenliği için DBYBHY (2007) Bölüm 3 ve/veya Bölüm 4'te verilen kapasite tasarımı ilkeleri aynen uygulanacaktır.

Düşeyde konsol veya konsola yakın çalışan betonarme perdelerin kesme güvenliği için DBYBHY (2007) Bölüm 3.6.6.3 uygulanacak, Denklem (3.16)'daki kesme kuvveti dinamik büyütme katsayısı en az $\beta v = 2$ alınacaktır.

3.5.2 Tasarım Aşaması I-B

Yüksekliği 75 m'den fazla olan ve 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 yüksek bina taşıyıcı sisteminin tasarımı, yine aynı depremin etkisi altında Kontrollu Hasar / Can Güvenliği hedef performansı için, bölüm 3.4.2'de verilen kural ve koşullara göre yapılacak doğrusal olmayan (nonlineer) analiz ile yapılacaktır. 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.

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

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:

$\varepsilon_{cg} = 0.0135$; $\varepsilon_s = 0.04$

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

Betonarme taşıyıcı sistem elemanlarının kesme kuvveti kapasiteleri, Denklem (3.8)'de tanımlanan ortalama dayanımlar esas alınarak DBYBHY (2007)'e göre hesaplanacaktır.

Yukarıda verilen koşulların herhangi birinin sağlanamaması durumunda, taşıyıcı sistemde gerekli değişiklikler yapılarak tüm tasarım aşamaları tekrarlanacaktır.

3.5.3 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 doğrusal (lineer) analiz ile gerçellenecektir (Çizelge 5.7). Bu analizde ek dışmerkezlik etkileri gözönüne alınmayabilir.

Yüksekliği 75 m'den fazla olmayan binalarda bu aşama ile bina tasarımı tamamlanacaktır.

Eleman asal eksen doğrultularındaki iç kuvvet büyüklükleri Tasarım Aşaması (I–A)'da açıklandığı gibi hesaplanacaktır.

Gerçellemeye esas iç kuvvetler, taşıyıcı sistemin türüne bakılmaksızın lineer elastik analizden elde edilen iç kuvvetlerin Ra = 1.5 katsayısına bölünmesi ile elde edilecektir. Bu kuvvetlerin, Denklem (3.8)'de tanımlanan ortalama dayanımlar esas alınarak hesaplanan kesit taşıma güçlerini aşmadığı gösterilecektir.

Her katta, her bir doğrultuda her bir düşey taşıyıcı elemanın Tasarım Aşaması (I–A)'da açıklanan göreli kat ötelemesi oranı (göreli kat ötelemesinin kat yüksekliğine oranı) 0.01 değerini aşamayacaktır.

Bu şartların sağlanamaması durumunda, taşıyıcı sistemde gerekli değişiklikler yapılarak tüm tasarım aşamaları tekrarlanacaktır.

3.5.4 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, 3.4.2'de verilen kural ve koşullara göre yapılacak doğrusal olmayan analiz ile gerçellenecektir (Çizelge 3.7). Bu analizde ek dışmerkezlik etkileri gözönüne alınmayabilir.

Daha once de belirtildiği gibi 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 göreli kat ötelemesi oranı (göreli 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 şekildeğiştirmesi ile donatı çeliği birim şekildeğiştirmesinin üst sınırları aşağıda verilmiştir:

$\varepsilon_{cg} = 0.018$; $\varepsilon_s = 0.06$

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, ortalama dayanımlar esas alınarak DBYBHY (2007)'e göre hesaplanacaktır.

e) Yukarıdaki koşulların herhangi birinin sağlanamaması durumunda, taşıyıcı sistemde gerekli değişiklikler yapılarak tüm tasarım aşamaları tekrarlanacaktır.

Çizelge 3.7 : Taşıyıcı sistem davranış katsayısı.

Tasarım Aşaması	**Tasarım Aşaması I - A**	**Tasarım Aşaması I - B**	**Tasarım Aşaması II**	**Tasarım Aşaması III**
Tasarım Türü	Ön Tasarım (Boyutlama)	Tasarım	Gerçelleme	Gerçelleme
Deprem Düzeyi	*Normal sınıf binalarda* (D2) depremi	*Normal sınıf binalarda* (D2) depremi	*Normal sınıf binalarda* (D1) depremi	*Normal sınıf binalarda* (D3) depremi
	Özel sınıf binalarda (D3) depremi	*Özel sınıf binalarda* (D3) depremi	*Özel sınıf binalarda* (D2) depremi	
Hedef performans	Can Güvenliği	Can Güvenliği	Kesintisiz Kullanım	Göçmeme Güvenliği
Analiz türü	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)
Taşıyıcı Sistem Davranış Kats.	$R \leq 7$	-	$R = 1.5$	-
Göreli Kat Ötelemesi Oranı Limiti	% 2	% 2.5	% 1	% 3.5
B/A çubuk elemanlarda kesit rijitliği	Etkin rijitlik (DBYBHY 2007'den)	Etkin rijitlik (moment-eğrilik eğrisinden)	Etkin rijitlik (moment-eğrilik eğrisinden)	Etkin rijitlik (moment-eğrilik eğrisinden)
Dayanım parametresi	Karakteristik dayanım	Ortalama (Expected) dayanım	Ortalama (Expected) dayanım	Ortalama (Expected) dayanım
Kabul kriteri	Dayanım - Göreli kat ötelemesi oranı	Birim şekildeğiştirme - Göreli kat ötelemesi oranı	Dayanım - Göreli kat ötelemesi oranı	Birim şekildeğiştirme - Göreli kat ötelemesi oranı

4. SAYISAL İNCELEMELER

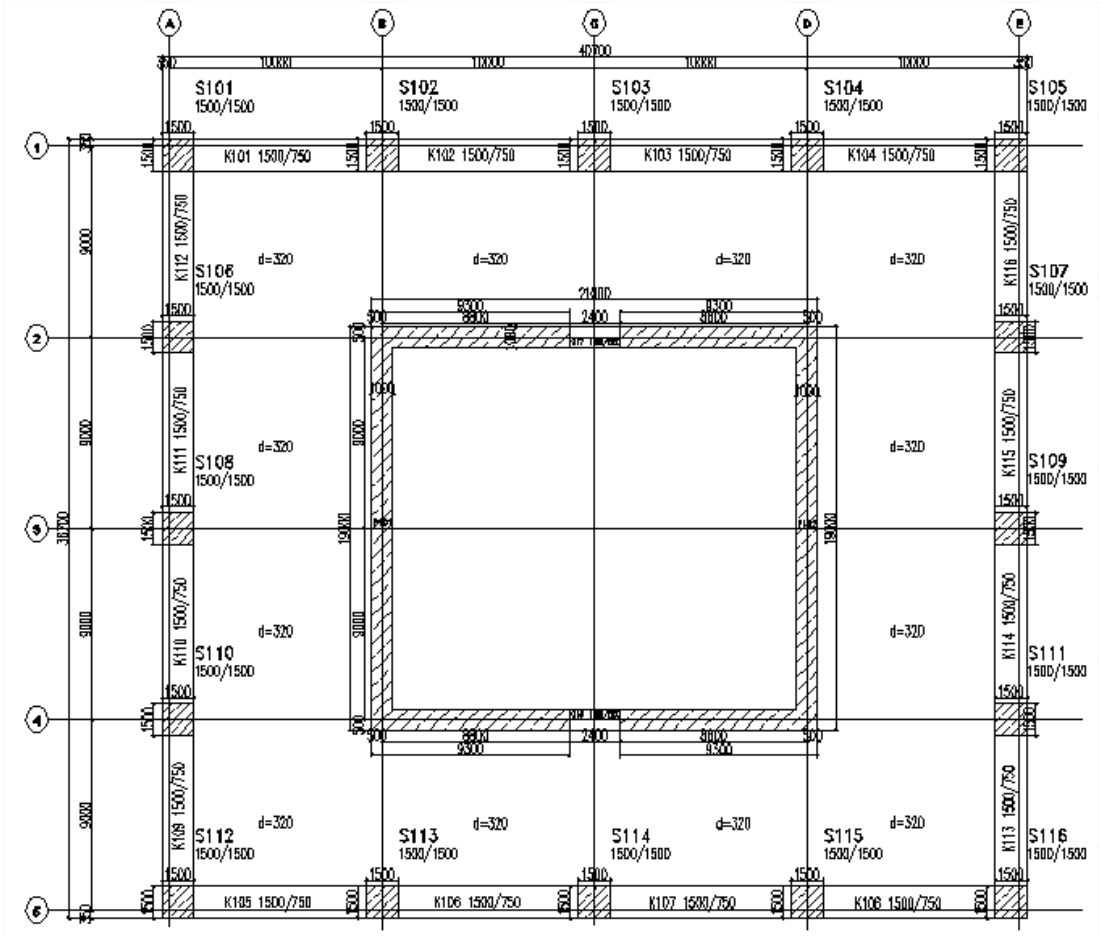
Bu bölümde betonarme yüksek bir yapının İYBDY ve DBYBHY (2007) esas alınarak Tasarım Aşaması (I-A)'ya göre doğrusal elastik deprem hesabı ile öntasarımı yapılmıştır. Daha sonra Tasarım Aşaması (I-B) göz önüne alınmadan Tasarım Aşaması (II)'ye göre gerçelleme yapılmıştır. Son olarak Tasarım Aşaması (III)'e göre zaman tanım alanında doğrusal elastik olmayan analizi yapılmıştır. Daha sonra aynı binanın betonarme bağ kirişleri benzer rijitliğe sahip çelik bağ kirişler ile modellenerek tekrar zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizi yapılmış ve iki modelin sismik performansları karşılaştırılmıştır. Bu analizlerde birbirine dik her iki doğrultu için 7 farklı depremin ivme kaydı kullanılmıştır.

4.1 Genel Bilgiler

4.1.1 Bina ve taşıyıcı sistem bilgileri

Tasarımı yapılacak olan bina 45 katlı olup x doğrultusunda 10'ar metre açıklıklar ile 40 metre, y doğrultusunda 9'ar metre açıklıklar ile 36 metre uzunluğa sahiptir. Binanın kullanım amacı ofis/konut olup bina önem katsayısı I=1'dir. Binanın ilk 5 kat planı Şekil 4.1'de gösterilmektedir.

Bina her iki yönde de simetrik olup DBYBHY (2007) Bölüm 2.3'te bahsedilen düzensizlikler binada bulunmamaktadır. Taşıyıcı sistem perde ve çerçevelerden oluşurken, döşeme sistemi kirişsiz plak olup yalnız çevre kirişleri bulunmaktadır. Binanın çekirdek perdeleri içinde kalan alan mimari, mekanik vb. gerekçelerden dolayı açılacak olan delikler düşünülerek döşemesiz olarak idealleştirilmiştir. Bu alandaki yükler perdelere etkitilmiştir.



Şekil 4.1 : Binanın ilk beş kat kalıp planı.

Her 5 katta bir kolon ve kiriş boyutları, her 10 katta bir perde boyutları değişmektedir. Çizelge 4.1'de bina taşıyıcı sistem boyut bilgileri verilmektedir.

Çizelge 4.1 : Bina taşıyıcı sistem boyut bilgileri.

Yükseklik (m)	Kat Aralıkları	Kolonlar (cmxcm)	Perde Kalınlığı (cm)	Bağ Kirişleri (cm/cm)	Çevre Kirişleri (cm/cm)	Döşeme Kalınlığı (cm)
20	1-5	150x150	100	100/120	150/75	32
40	5-10	140x140			140/75	
60	10-15	130x130	90	90/120	130/75	
80	15-20	120x120			120/75	
100	20-25	110x110	80	80/120	110/75	
120	25-30	100x100			100/75	
140	30-35	90x90	70	70/120	90/75	
160	35-40	80x80			80/75	
180	40-45	70x70	60	60/120	70/75	

4.1.2 Yük bilgileri

Bina ölü yükleri betonarme birim hacim ağırlığı 25 kN/m³ alınarak ETABS programında otomatik olarak hesaplanmaktadır. Bunun dışındaki yükler programa Çizelge 4.2'deki gibi girilmiştir. Cephe ve dış duvar yükleri çevre kirişleri üzerine çizgisel yük olarak uygulanmıştır. Döşeme üzerindeki sıva, kaplama yükleri ve hareketli yükler yayılı yük olarak ifade edilmiştir. Çekirdek perde alanı içindeki döşeme, asansör vb. yüklerden dolayı oluşan ölü ve hareketli yükler perdeler üzerinde yayılı yük olarak tanımlanmıştır.

Çizelge 4.2 : Yük bilgileri.

Yükler	Döşeme Üzerinde	Çevre Kirişleri Üzerinde	Perde Üzerinde
Ölü	2.5 kN/m²	2 kN/m	7.5 kN/m²
Hareketli	3.5 kN/m²	-	7.5 kN/m²

4.1.3 Malzeme bilgileri

Binanın tüm betonarme elemanlarında kullanılan beton sınıfı düşey yük seviyesinin yüksek olmasından doğan ihtiyaca göre C60 olarak seçilmiştir. Donatı çeliği sınıfı S420'dir. Çelik bağ kirişleri için kullanılacak olan yapısal çelik sınıfı S275'dir. İYBDY'ye göre Tasarım Aşaması (I–A)'da karakteristik dayanımın malzeme güvenlik katsayılarına bölünmesiyle elde edilen tasarım dayanımı, Tasarım Aşaması (II) ve Tasarım Aşaması (III)'te ise Ortalama (Expected) dayanım dikkate alınmıştır. Malzeme dayanımları aşağıda verilmiştir.

Tasarım Aşaması (I-A)

C60 için;

Beton malzeme güvenlik katsayısı: 1.5

f_{ck}=60 MPa, f_{cd}=40 MPa

S420 için;

Donatı çeliği malzeme güvenlik katsayısı: 1.15

f_{yk}=420 MPa, f_{yd}=365 MPa

Tasarım Aşaması (II) & (III)

C60 için;

$f_{ce} = 1.3\ f_{ck}$

f_{ck}=60 MPa, f_{ce}=78 MPa

S420 için;

$f_{ye} = 1.17\ f_{yk}$

f_{yk}=420 MPa, f_{ye}=491.4 MPa

S275 yapı çeliği için;

$f_{ye} = 1.3\ f_{yk}$

f_{yk}=275 MPa, f_{ye}=357.5 MPa

TS500 ve DBYBHY (2007), C50 sınıfı üzerindeki betonları kapsamamaktadır. İYBDY'ye göre yüksek binalarda C50'den daha yüksek dayanımı olan betonların kullanılması durumunda Bağımsız Kontrol Kurulu'nun onayı alınması gerekmektedir. Ülkemizde son yıllarda özellikle yüksek binalarda yüksek mukavemetli betonların kullanım oranı artmaktadır. Bu durumda söz konusu binada da Bağımsız Kontrol Kurulu onayı alındığı düşünülerek hesaplara devam edilmiştir.

ACI 363R-92 State of the Art Report on High-Strength Concrete, basınç mukavemeti 40 MPa'ın üstündeki betonları yüksek mukavemetli beton sınıfına sokmakta ve bu betonların elastisite modülü için Denklem (4.1)'de verilen formülasyonu önermektedir.

$$E_c = 3320\sqrt{f_c} + 6900(MPa) \qquad \textbf{(4.1)}$$

C60 betonun elastisite modülü, Denklem (4.1)'e göre aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

E_c=3320 √60 + 6900 = 32616.6 MPa

Donatı çeliği ve yapısal çeliğin elastisite modülü E_s=200000 MPa alınmıştır.

4.1.4 Zemin ve deprem parametreleri

Yapının yer alacağı bölge 1. Derece deprem bölgesi olmakla birlikte yerel zemin sınıfı Z2, zemin grubu B olarak belirlenmiştir. Buna bağlı olarak spektrum karakteristik periyotları T_A=0.15s, T_B=0.40s olarak alınmıştır. İYBDY EK-A'da verilen deprem haritalarına göre yapının bulunacağı bölgedeki D1, D2 ve D3 deprem düzeylerine göre verilmiş 0.2s ve 1.0s'lik doğal titreşim periyotlarına karşılık gelen

S_S ve S_1 değerleri ve zemin grubuna göre belirlenen diğer parametreler Çizelge 4.3'teki gibi alınmıştır. Uzun periyod bölgesine geçiş periyodu, İstanbul ili için T_L=12s olarak alınmıştır.

Çizelge 4.3 : Deprem tasarım spektrumu parametreleri.

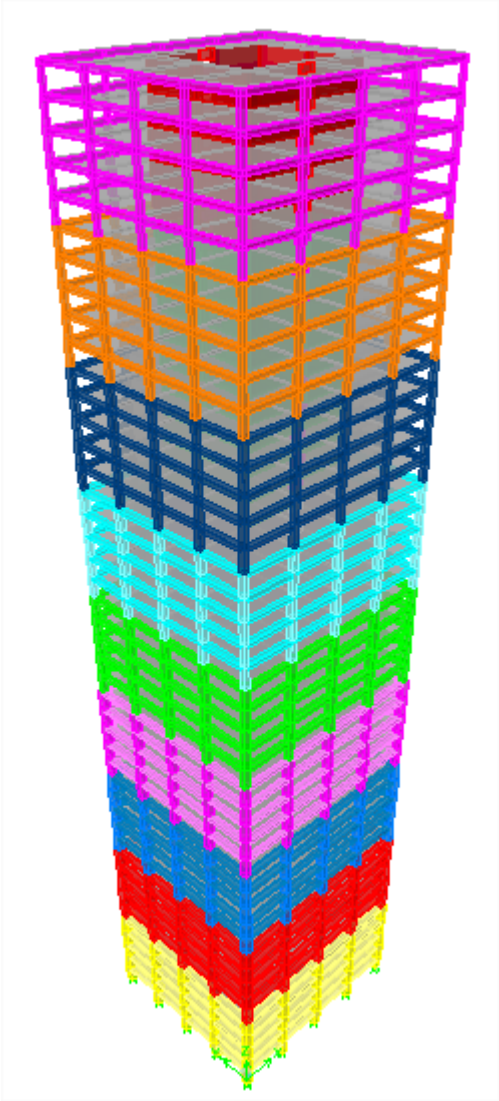
Deprem Düzeyi:	**D1**	**D2**	**D3**
S_S	0.5g	1.0g	1.5g
S_1	0.2g	0.4g	0.6g
F_a	1.0	1.0	1.0
F_v	1.0	1.0	1.0
S_{MS}	0.5	1.0	1.5
S_{M1}	0.2	0.4	0.6
T_s	0.04	0.04	0.04
T_o	0.08	0.08	0.08

4.2 Yapının Doğrusal Elastik Tasarımı

Bu kısımda Tasarım I-A ve Tasarım II aşamaları birlikte ele alınmıştır. İki tasarım aşaması içinde elverişsiz olan sonuçlara göre kesit ve donatılar belirlenmiştir. Binanın doğrusal elastik hesabı *Mod Birleştirme Yöntemi* ile yapılmıştır. Analizlerde ETABS v9.7.4 programı kullanılmıştır.

4.2.1 Bina modelinin oluşturulması

Binanın ETABS programındaki üç boyutlu hesap modelinde kolon ve kirişler çubuk elemanlar, perdeler kabuk (shell), döşemeler ise membran (membrane) elemanlar ile idealleştirilmiştir. Her kattaki döşemeye kendi düzlemleri içinde rijit diyafram atanmıştır. Binanın doğrusal elastik hesap modeli Şekil 4.2'de gösterilmektedir.



Şekil 4.2 : ETABS 3 boyutlu hesap modeli görüntüsü.

4.2.2 Deprem yüklerinin belirlenmesi

Binanın doğrusal elastik tasarımında kullanılacak deprem yükleri İYBDY tasarım aşamalarında açıklandığı gibi belirlenmiştir. Binanın taşıyıcı sistemi Tasarım Aşaması (I-A) için DBYBHY Tablo 2.5'te Deprem yüklerinin çerçeveler ile boşluksuz ve/veya bağ kirişli (boşluklu) perdeler tarafından birlikte taşındığı binalar ve süneklik düzeyi yüksek sistemler olarak seçilmiştir. olan R=7 alınmıştır. Tasarım Aşaması (II)'de ise İYBDY Tablo 4.1'de önerildiği gibi R=1.5 alınmıştır.

Tasarım Aşaması (I-A)

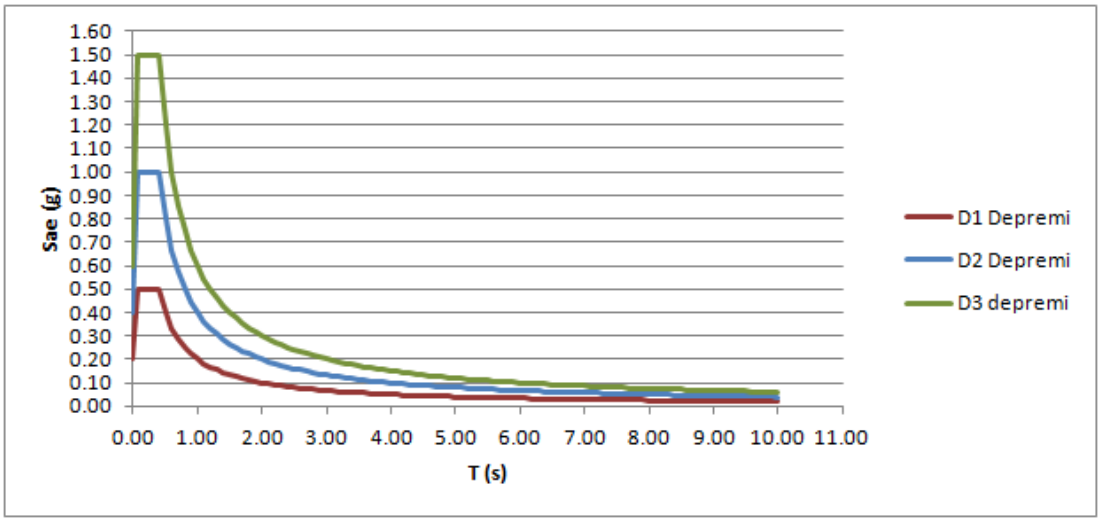
Deprem Düzeyi D2

Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı R=7

Tasarım Aşaması (II)

Deprem Düzeyi D1

Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı R=1.5



Şekil 4.3 : D1, D2 ve D3 deprem düzeyleri için tasarım spektrumları.

Mod birleştirme yöntemiyle doğrusal elastik analizde hesaba katılması gereken titreşim modu sayısı, göz önüne alınan X ve Y deprem doğrultularının her birinde, her bir mod için hesaplanan etkin kütlelerin toplamının bina toplam kütlesinin en az %90'ı olacak şekilde seçilmiştir. Binaya etkiyen toplam deprem yükü, kat kesme kuvveti, iç kuvvet bileşenleri, yer değiştirme ve göreli kat ötelenmesi gibi büyüklüklerin her biri için ayrı ayrı uygulanmak üzere her titreşim modu için hesaplanan ve eşzamanlı olmayan maksimum mod katkılarının birleştirilmesi için Tam Karesel Birleştirme (CQC) kuralı uygulanmıştır.

DBYBHY (2007) Bölüm 2.4.2'ye göre deprem yüklerinin süneklik düzeyi yüksek boşluksuz (bağ kirişsiz) betonarme perdeler ile süneklik düzeyi yüksek betonarme veya çelik çerçeveler tarafından birlikte taşındığı sistemlerde, DBYBHY (2007) Tablo 2.5'te yerinde dökme betonarme ve çelik çerçeve durumu için verilen R=7'nin kullanılabilmesi için, boşluksuz perdelerin tabanında deprem yüklerinden gelen kesme kuvvetlerinin toplamı, binanın tümü için tabanda meydana gelen toplam kesme kuvvetinin %75'inden daha fazla olmayacaktır ($\alpha_S \leq 0.75$).

Tasarım Aşaması (I-A), D2 deprem düzeyi için oluşturulan spektrum altında ETABS programı ile hesaplanan taban kesme kuvvetleri;

Perdelere etkiyen taban kesme kuvvetleri:

V_{EX}= 21327 kN

V_{EY}= 24824 kN

Toplam taban kesme kuvvetleri:

V_{EX}= 24435 kN

V_{EY}= 28271 kN

Her iki yönde de yaklaşık olarak Vperde/Vtoplam= α_S = 0.87'dir. Bu durumda $\alpha_S \leq$ 0.75 koşulu sağlanamamıştır. Bu koşulun sağlanamaması durumunda, $0.75 < \alpha_S \leq$ 1.0 aralığında kullanılacak R katsayısı, yerinde dökme betonarme ve çelik çerçeve durumu için $R = 10 - 4\alpha_S$ bağıntısı ile belirlenecektir. Bu durumda R, yaklaşık olarak 6.5 olarak hesaplanmıştır ve hesaplara bu değer alınarak devam edilmiştir.

Deprem hareketine katılan bina kütlesi ETABS programı ile 114690 kNs^2/m olarak hesaplanmıştır.

W=M x g= 114690 x 9.81 = 1125109 kN

İYBDY'ye göre kullanılan R katsayısından bağımsız olarak, ön tasarımda kullanılacak minimum taban kesme kuvveti sınırlı tutulmuştur. *Mod Birleştirme Yöntemi* ile bulunan taban kesme kuvvetleri minimum taban kesme kuvvetine göre ölçeklenmiştir.

$$V_{t,\min} = 0.04 S_{MS(D2)} W \qquad \textbf{(4.2)}$$

$V_{t,min}$ = 0.04 x 1.0 x 1125109 = 45004.36 ~ 45000 kN

R=6.5 için; V_{EX} = 24435x7 / 6.5 = 26315 kN

V_{EY} = 28271x7 / 6.5 = 30445 kN

D2 depremi, V_{EX} için ölçekleme katsayısı;

$$KS = \frac{I\ x\ 9.81}{R}\ x\ \frac{V_{t,min}}{V_{EX}} = \frac{1x\ 9.81}{6.5}\ x\ \frac{45000}{26315} = 2.58$$

D2 depremi, V_{EY} için ölçekleme katsayısı;

$$KS = \frac{I\ x\ 9.81}{R}\ x\ \frac{V_{t,min}}{V_{EY}} = \frac{1x\ 9.81}{6.5}\ x\ \frac{45000}{30445} = 2.23$$

D1 deprem düzeyi için oluşturulan spektrum altında ETABS programı ile hesaplanan taban kesme kuvvetleri;

V_{EX}= 59848.93 kN

V_{EY}= 70394.94 kN

Taban kesme kuvvetleri $V_{t,min}$ değerinin üzerinde olduğundan büyütme katsayısı hesaplanmasına gerek kalmamıştır.

4.2.3 Yük durumları ve kombinasyonları

Yük durumları aşağıdaki gibi belirlenmiştir:

G: Ölü Yükler (Bina özağırlığı ve sıva+kaplama yükleri)

Q: Hareketli Yükler

EX: X yönü deprem yükleri

EY: Y yönü deprem yükleri

Yüksek binalarda hareketli yük azaltımına, PEER ATC-72-1 raporunda da belirtildiği, gibi aynı anda tüm katlardaki bütün hareketli yüklerin olma olasılığı oldukça düşük olduğu için izin verilmektedir. TS 498'de de kat sayısına göre hareketli yükün azaltılmasına izin verilmiştir. Bu yüzden hareketli yükler tüm kombinasyonlarda TS 498 Çizelge 8'de belirtildiği gibi 0.6 ile azaltılmıştır.

Deprem yükleri iç kuvvetlerin en elverişsiz şekilde elde edilmesi için DBYBHY Denklem (2.12)'de belirtildiği gibi alınmıştır. Her iki doğrultudaki deprem yüklerinin yapıya etkitilmesinde ±%5 dış merkezlik dikkate alınmıştır. Kat kütlelerinin hesabında kullanılacak olan hareketli yük katılım katsayısı, İYBDY Denklem (4.3)'te belirtildiği gibi kat sayısı 40'tan fazla olduğu için n=0.10 olarak alınmıştır.

Yük kombinasyonları TS 500 ve DBYBHY (2007)'ye göre oluşturulmuştur.

1.0G+0.6Q

1.4G+0.96Q

1.0G+0.6Q±1.0EX±0.30EY

1.0G+0.6Q±1.0EY±0.30EX

0.9G±1.0EX±0.30EY

0.9G±1.0EY±0.30EX

4.2.4 Etkin kesit rijitlikleri

İYBDY, ön boyutlama aşamasında yüksek yapı elemanlarındaki çatlamış kesite ait etkin eğilme rijitlikleri için DBYBHY (2007)'ye yönlendirmektedir. Tasarım Aşaması (II) için ise etkin eğilme rijitliklerinin, kesidin moment–eğrilik bağıntısından elde edilmesini belirtmektedir. DBYBHY (2007)'de bağ kirişleri için özel olarak etkin eğilme rijitliği tanımlanmamıştır. ACI 318-08, kirişlerde etkin eğilme rijitliğinin $0.35E_cI_g$ alınmasını tavsiye eder. Bunun yanında ASCE/SEI 41-06, etkin eğilme rijitliğinin $0.3E_cI_g$ alınmasını önerir. PEER ATC-72-1 raporunda ise doğrusal elastik analiz aşamasında bağ kiriş etkin rijitliğinin $0.3E_cI_g$ olarak alınması, doğrusal olmayan (nonlineer) aşamada ise yapılan deneysel çalışmalar sonucunda $0.15E_cI_g$ kullanılmasını önerir. Yönetmeliğe uygun hesaplar sonucunda etkin eğilme rijitlikleri için yakın değerlere ulaşıldığından analizlerde aynı etkin kesit rijitliği değerleri kullanılmıştır. Bina yapısal elemanları için kullanılan etkin kesit rijitliği değerleri Çizelge 4.4'de verilmiştir.

Çizelge 4.4 : Tasarım Aşaması (I-A) için alınan etkin eğilme rijitlikleri.

<table>
<tr><th>Katlar</th><th>Kolonlar</th><th>$(EI)_e$</th><th>Perdeler</th><th>$(EI)_e$</th><th>Kirişler</th><th>$(EI)_e$</th><th>Bağ Kirişler</th><th>$(EI)_e$</th></tr>
<tr><td rowspan="2">1-10</td><td>150x150</td><td rowspan="4">$0.7(EI)_o$</td><td rowspan="2">b:1m</td><td rowspan="2">$0.6(EI)_o$</td><td>150x75</td><td rowspan="9">$0.4(EI)_o$</td><td rowspan="2">100x120</td><td rowspan="9">$0.3(EI)_o$</td></tr>
<tr><td>140x140</td><td>140x75</td></tr>
<tr><td rowspan="2">10-20</td><td>130x130</td><td rowspan="3">b:0.9m</td><td rowspan="4">$0.5(EI)_o$</td><td>130x75</td><td rowspan="2">90x120</td></tr>
<tr><td>120x120</td><td>120x75</td></tr>
<tr><td rowspan="2">20-30</td><td>110x110</td><td rowspan="3">$0.6(EI)_o$</td><td rowspan="2">b:0.8m</td><td>110x75</td><td rowspan="2">80x120</td></tr>
<tr><td>100x100</td><td>100x75</td></tr>
<tr><td rowspan="2">30-40</td><td>90x90</td><td rowspan="2">b:0.7m</td><td rowspan="3">$0.4(EI)_o$</td><td>90x75</td><td rowspan="2">70x120</td></tr>
<tr><td>80x80</td><td>$0.5(EI)_o$</td><td>80x75</td></tr>
<tr><td>40-45</td><td>70x70</td><td>$0.4(EI)_o$</td><td>b:0.6m</td><td>70x75</td><td>60x120</td></tr>
</table>

Tasarım Aşaması (II) için, Tasarım Aşaması (I-A)'dan farklı olarak yalnızca kiriş etkin eğilme rijitlikleri moment–eğrilik bağıntısından elde edilerek belirlenmiştir (Çizelge 4.5).

Çizelge 4.5 : Kirişler için Tasarım Aşaması (II)'de alınan etkin eğilme rijitlikleri.

Kirişler	(EI)e
150x75	$0.17(EI)_o$
140x75	$0.18(EI)_o$
130x75	$0.19(EI)_o$
120x75	$0.18(EI)_o$
110x75	$0.20(EI)_o$
100x75	$0.20(EI)_o$
90x75	$0.21(EI)_o$
80x75	$0.22(EI)_o$
70x75	$0.23(EI)_o$

Tasarım Aşaması (III)'de Tasarım Aşaması (II)'den farklı olarak sadece bağ kiriş etkin eğilme rijitlikleri, $0.15E_cI_g$ olarak gözönüne alınmıştır.

4.2.5 Göreli kat ötelemeleri kontrolü

Göreli kat ötelemeleri kontrolleri Tasarım Aşaması (I-A) için %2, Tasarım Aşaması (II) için %1 limit ile kontrol edilmiş ve bu limitleri aşmadığı Ek A Çizelge A.1-4'de gösterilmiştir.

4.2.6 Kolon tasarımı

4.2.6.1 Boyuna donatı

DBYBHY (2007) Bölüm 3.3.1.2'ye göre kolonun brüt enkesit alanı, N_{dm} düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan eksenel basınç kuvvetlerinin en büyüğü olmak üzere, $A_c \geq N_{dm} / (0.50\ f_{ck})$ koşulunu sağlayacaktır. Ayrıca TS500 Bölüm 7.4.1'e göre tüm kolonlarda $N_d \leq 0{,}9\ f_{cd}A_c$ koşulu sağlanmalıdır. Burada A_c, kolonun brüt enkesit alanı, N_{dm}, düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan eksenel basınç kuvvetlerinin en büyüğüdür. N_d ise yük katsayıları ile çarpılmış tasarım eksenel kuvvetidir. Kolon tiplerine göre eksenel yükler ve kapasiteleri Çizelge 4.6'da verilmiştir.

Çizelge 4.6 : Kolon eksenel yük kapasiteleri.

Kolonlar	**A_c (m^2)**	**f_{ck} (MPa)**	**N_{dm} (kN)**	**N_d (kN)**	**N_{dm} / A_c f_{ck}**	**N_d / A_c f_{ck}**
150x150	2.25	60	43577.8	57282	0.32	0.42
140x140	1.96		37814.7	49576	0.32	0.42
130x130	1.69		32318.4	42267	0.32	0.42
120x120	1.44		27074.6	35333	0.31	0.41
110x110	1.21		22069.03	28750	0.30	0.40
100x100	1		17285.24	22487	0.29	0.37
90x90	0.81		12705.83	16516	0.26	0.34
80x80	0.64		8312.06	10802	0.22	0.28
70x70	0.49		4084.06	5310	0.14	0.18

En fazla düşey yük alan kolon için eksenel yük kapasitesinin limitin altında olduğu gösterilmiştir:

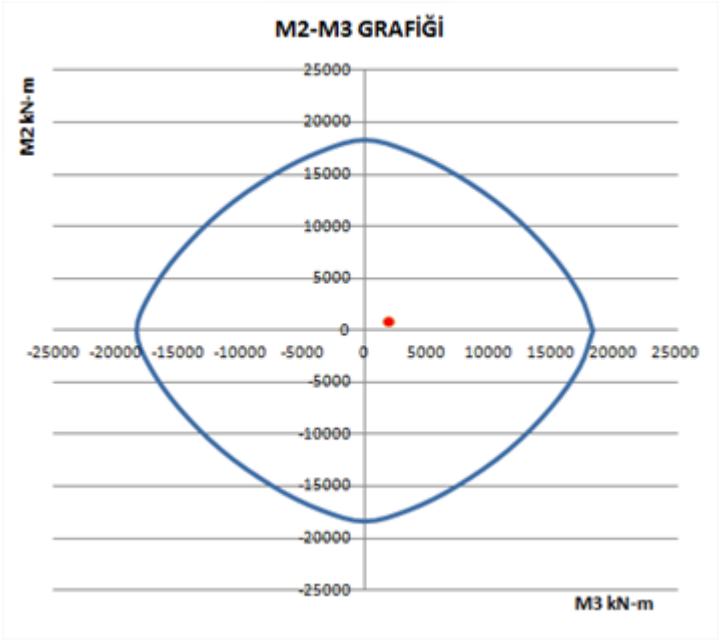
N_{dm} / A_c f_{ck} = 57282 / 2.25 x 60 x 103 = 0.42 < 0.6

ETABS programında betonarme kolonlar için analiz yapılarak Çizelge 4.7'de gösterilen boyuna donatılar seçilmiştir.

Çizelge 4.7 : Seçilen kolon boyuna donatıları.

Kolonlar	**Seçilen Donatı**			**Alan (cm2)**	**Boyuna donatı oranı (%)**
150x150	36	Φ	32	289.53	1.29
140x140	32	Φ	32	257.36	1.31
130x130	28	Φ	32	225.19	1.33
120x120	28	Φ	28	172.41	1.20
110x110	24	Φ	28	147.78	1.22
100x100	20	Φ	28	123.15	1.23
90x90	20	Φ	25	98.17	1.21
80x80	16	Φ	25	78.54	1.23
70x70	12	Φ	25	58.90	1.20

Deprem yüklerinin büyük bir bölümünü perdeler karşıladığı için kolon tasarımında etkin olan yükler düşey yüklerdir. Örnek olarak 150x150 kolon kesidi için en elverişsiz kombinasyon durumu altında oluşan iç kuvvetlerin, kolon için oluşturulan etkileşim diyagramında moment eğrilerinin içerisinde kaldığı Şekil 4.4'de gösterilmiştir. Tüm kolon iç kuvvetlerinin P-M-M kapasitelerini aşmadığı kontrol edilmiştir.



Şekil 4.4 : 150x150 kolon için en elverişsiz durumda çizdirilen M2-M3 grafiği.

4.2.6.2 Enine donatı

Etriyeli kolonlarda $N_d > 0.20A_cf_{ck}$ olması durumunda sarılma bölgelerindeki minimum toplam enine donatı alanı, Denklem (4.3)'de verilen koşulların elverişsiz olanını sağlayacak şekilde hesaplanacaktır.

$$A_{sh} \geq 0.30 s b_k \left[\left(A_c / A_{ck} \right) - 1 \right] \left(f_{ck} / f_{ywk} \right)$$
$$A_{sh} \geq 0.075 s b_k \left(f_{ck} / f_{ywk} \right) \qquad \textbf{(4.3)}$$

Çizelge 4.8'te tüm kolonlar için seçilen enine donatılar verilmiştir.

Çizelge 4.8 : Seçilen kolon enine donatıları.

Kolon	n	s (mm)	Çap (mm)
150x150	8	100	20
140x140	7	100	20
130x130	7	100	20
120x120	6	100	20
110x110	5	100	20
100x100	5	100	20
90x90	5	100	20
80x80	5	100	16
70x70	4	100	16

Örnek olarak kolon 150x150 için seçilen enine donatı: 8 kol Φ20/100 ($A_{sh}=8\pi 20^2/4=2513.27\ mm^2$)

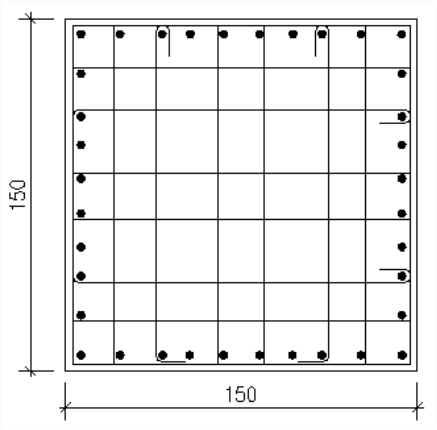
$A_{sh} \geq 0.3x100x1440x[(2250000/2073600)-1]\ (60/420)$

$A_{sh} = 2513.27\ mm^2 \geq 525\ mm^2$ *1. koşul sağlanıyor*

$A_{sh} \geq 0.075x100x1440x(60/420)$

$A_{sh} = 2513.27\ mm^2 \geq 1542.86\ mm^2$ *2. koşul sağlanıyor*

Tüm kolon kesitleri için 2 koşul da sağlanmıştır.

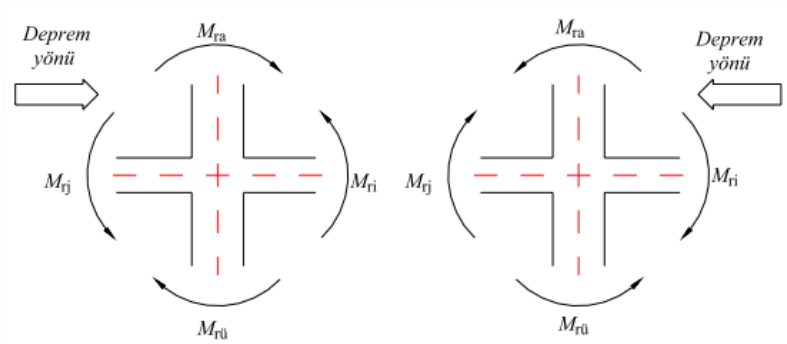


Şekil 4.5 : 150x150 kolon donatı detayı.

4.2.6.3 Kolonların kirişlerden daha güçlü olması koşulu

Sadece çerçevelerden veya perde ve çerçevelerin birleşiminden oluşan taşıyıcı sistemlerde, her bir kolon - kiriş düğüm noktasına birleşen kolonların taşıma gücü toplamı, o düğüm noktasına birleşen kirişlerin kolon yüzündeki kesitlerindeki taşıma gücü momentleri toplamından en az %20 daha büyük olacaktır.

$$(M_{ra} + M_{rü}) > 1.2(M_{ri} + M_{rj}) \qquad \textbf{(4.4)}$$



Şekil 4.6 : Kolon ve kiriş taşıma gücü momentleri [4].

Örnek olarak 150x150 kolon ile 150x75 kirişin birleştiği bir düğüm noktası için yapılan hesaplamalar aşağıda verilmiştir.

M_{ra}= $M_{rü}$= 5405 kN

M_{ri}= M_{rj}= 1078 kN

(5405+5405)=10810 kN > 1.2x(1078+1078)=2587 kN *koşul sağlanıyor*

Tüm düğüm noktalarında kolonların kirişlerden daha güçlü olması koşulunun sağlandığı hesaplar sonucunda doğrulanmıştır.

4.2.6.4 Kesme güvenliği

Kolonlarda enine donatı hesabında esas alınacak kesme kuvveti, V_e, DBYBHY (2007) Bölüm 3.3.7'ye göre aşağıdaki gibi hesaplanacaktır.

$$V_e = (M_a + M_{ü}) / l_n \qquad \textbf{(4.5)}$$

M_a ve $M_{ü}$'nün hesaplanması için önce incelenen düğüm noktasına birleşen kirişlerin uçlarındaki pekleşmeli moment kapasitelerinin toplamı olan $\sum M_p$ momenti hesaplanacaktır.

$$\sum M_p = M_{pi} + M_{pj} \qquad \textbf{(4.6)}$$

Örnek olarak 150x75 kirişlerin moment kapasiteleri:

M_{pi}= M_{pj}= 1314 kNm

$\sum M_p$=2628 kNm

$\sum M_p$ momenti, kolonların düğüm noktasına birleşen uçlarında hesaplamalar sonucu elde edilmiş momentler oranında kolonlara dağıtılacak ve dağıtım sonucunda ilgili kolonun alt veya üst ucunda elde edilen moment M_a ve $M_{ü}$ olarak gözönüne alınacaktır. Temele bağlanan kolonların alt ucundaki M_a momenti de moment kapasiteleri olarak hesaplanacaktır.

Örnek olarak 1. kat kolonlarından biri dikkate alınırsa:

M_a= M_p= 7890 kNm

$M_{ü}$= 2628x(150/(150+146))=1332 kNm

V_e=(7890+1332)/7.5=1230 kN

Hesaplanan kesme kuvveti yük katsayıları ile çarpılmış düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan kesme kuvveti V_d'den küçük olmayacak ve aşağıdaki koşulları sağlayacaktır.

$$V_e \le V_r$$
$$V_e \le 0.22 A_w f_{cd} \quad \textbf{(4.7)}$$

$V_r = V_c + V_w$

$V_c = 0.8\ V_{cr}$

$V_{cr} = 0.65\ f_{ctd}\ b_w\ d = 0.65x1.8x1500x1500x0.001=2632.5$ kN

$V_c = 0.8x2632.5 = 2106$ kN

$V_w = (A_{sw}/s)\ f_{ywd}\ d = (8x3.14/10)x36.5x146=13386$ kN

$V_r = 2632.5+ 13386 = 16018.5$ kN

$V_e = 1230$ kN $< V_r = 16018.5$ kN *1. koşul sağlanıyor*

$V_e = 1230$ kN $< 0.22x1500x1500x40x0.001=19800$ kN *2. koşul sağlanıyor*

Tüm kolonların kesme güvenliği koşullarını sağladığı hesaplar sonucunda doğrulanmıştır.

4.2.7 Kiriş tasarımı

Kiriş tasarım hesapları örnek olarak 5. Katta 5-(A-B) aksları arasında bulunan 150x75 kesitli kiriş için yapılacaktır.

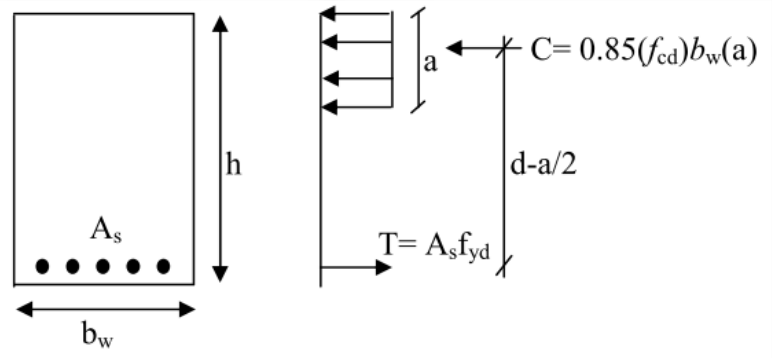
4.2.7.1 Boyuna donatı

Analiz sonucunda elde edilen hesap momentleri;

Maksimum negatif moment : 843 kNm

Maksimum pozitif moment : 538 kNm

Açıklıkta alt donatı aşağıdaki hesaplar sonucunda seçilmiştir:



Şekil 4.7 : Kiriş açıklığında alt donatı hesabı [29].

M_d= C (d-a/2)

T=C

A_s= 0.85 f_{cd} b_w a / f_{yd}

M_d= 0.85 f_{cd} b_w a (d-a/2)

53800 = 0.85x4x150xax(72-a/2)

a=1.42 cm

A_s= 0.85x4x150x1.42 / 36.5 = 20 cm^2 (gereken alt donatı alanı)

TS500 Bölüm 7.3.'e göre minimum ve maksimum donatı oranları;

ρ_{min}=0.8 f_{ctd}/f_{yd} = 0.8x1.8/365=0.00396 cm^2

(f_{ctd}=(0.35√60)/1.5=1.8074 MPa)

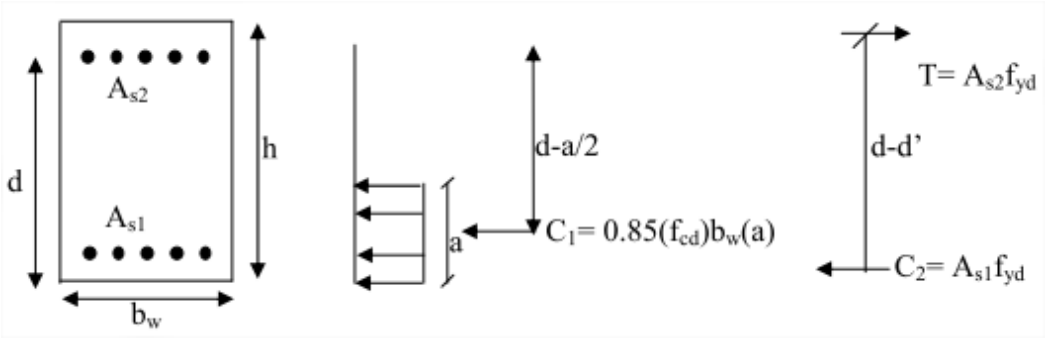
$A_{s,min}$=0.00396x150x72=42.768 cm^2

ρ_{max}=0.02

$A_{s,max}$=0.02x150x72=216 cm^2

Seçilen donatı 9Φ25=44.19 cm^2

Mesnette üst donatı aşağıdaki hesaplar sonucunda seçilmiştir:



Şekil 4.8 : Kiriş mesnedinde üst donatı hesabı [29].

M_d= 0.85 f_{cd} b_w a (d-a/2)

84300 = 0.85x4x150xax(72-a/2)

a=2.33 cm

A_s= 0.85x4x150x2.33 / 36.5 = 33 cm^2 (gereken alt donatı alanı)

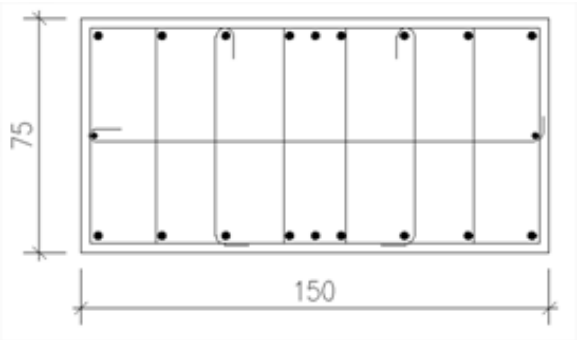
TS500 Bölüm 7.3.'e göre minimum ve maksimum donatı oranları;

$A_{s,min}$=42.768 cm^2

$A_{s,max}$=216 cm^2

Seçilen donatı 9Φ25=44.19 cm^2

Kiriş kesitleri değiştikçe donatılar da değişmektedir. Tüm kesitler için seçilen donatılar Çizelge 4.9'de gösterilmiştir.



Şekil 4.9 : 150x75 kiriş donatı detayı.

Çizelge 4.9 : Seçilen kiriş boyuna donatıları.

Çevre Kirişleri	Seçilen Alt Açıklık Donatısı			Alan (cm2)	Seçilen Üst Mesnet Donatısı			Alan (cm2)
X-yönü köşe mesnedi								
150x75	9	Φ	25	44.18	9	Φ	25	44.18
140x75	9	Φ	25	44.18	9	Φ	25	44.18
130x75	8	Φ	25	39.27	9	Φ	25	44.18
120x75	7	Φ	25	34.36	8	Φ	25	39.27
110x75	7	Φ	25	34.36	8	Φ	25	39.27
100x75	6	Φ	25	29.45	8	Φ	25	39.27
90x75	6	Φ	25	29.45	7	Φ	25	34.36
80x75	6	Φ	25	29.45	7	Φ	25	34.36
70x75	5	Φ	25	24.54	6	Φ	25	29.45
Y-yönü köşe mesnedi								
150x75	9	Φ	25	44.18	9	Φ	25	44.18
140x75	9	Φ	25	44.18	9	Φ	25	44.18
130x75	8	Φ	25	39.27	8	Φ	25	39.27
120x75	7	Φ	25	34.36	8	Φ	25	39.27
110x75	7	Φ	25	34.36	7	Φ	25	34.36
100x75	6	Φ	25	29.45	7	Φ	25	34.36
90x75	6	Φ	25	29.45	7	Φ	25	34.36
80x75	5	Φ	25	24.54	7	Φ	25	34.36
70x75	5	Φ	25	24.54	6	Φ	25	29.45
X-yönü orta mesnetler								
150x75	9	Φ	25	44.18	9	Φ	25	44.18
140x75	9	Φ	25	44.18	9	Φ	25	44.18
130x75	8	Φ	25	39.27	8	Φ	25	39.27
120x75	7	Φ	25	34.36	8	Φ	25	39.27
110x75	7	Φ	25	34.36	7	Φ	25	34.36
100x75	6	Φ	25	29.45	7	Φ	25	34.36
90x75	6	Φ	25	29.45	6	Φ	25	29.45
80x75	5	Φ	25	24.54	6	Φ	25	29.45
70x75	5	Φ	25	24.54	5	Φ	25	24.54
Y-yönü orta mesnetler								
150x75	9	Φ	25	44.18	9	Φ	25	44.18
140x75	9	Φ	25	44.18	9	Φ	25	44.18
130x75	8	Φ	25	39.27	8	Φ	25	39.27
120x75	7	Φ	25	34.36	7	Φ	25	34.36
110x75	7	Φ	25	34.36	7	Φ	25	34.36
100x75	6	Φ	25	29.45	7	Φ	25	34.36
90x75	6	Φ	25	29.45	6	Φ	25	29.45
80x75	5	Φ	25	24.54	5	Φ	25	24.54
70x75	5	Φ	25	24.54	5	Φ	25	24.54

4.2.7.2 Enine donatı

Kiriş mesnetlerinde etriye aralıkları kiriş yüksekliğinin 1/4'ünü, en küçük boyuna donatı çapının 8 katını ve 150 mm'yi aşmayacak şekilde seçilmiştir (Çizelge 4.10).

Çizelge 4.10 : Seçilen kiriş enine donatıları.

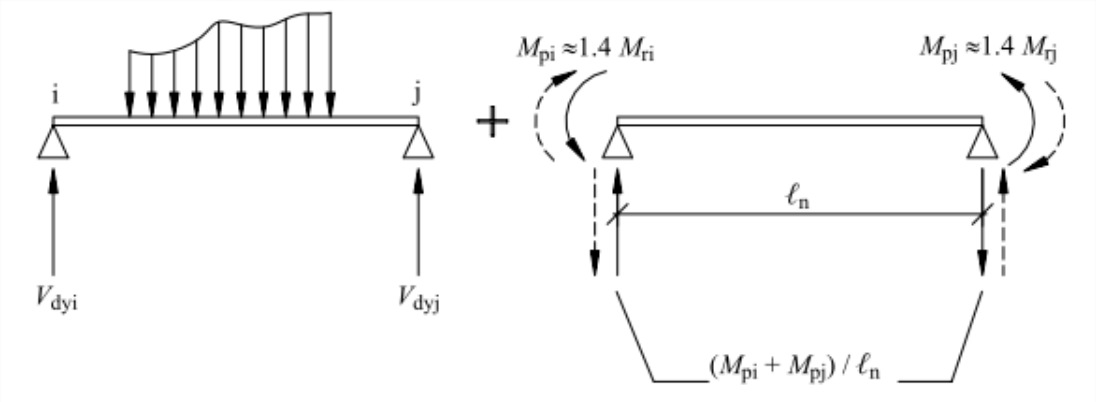
Kiriş	n	s (mm)	Çap (mm)
150x75	8	100	12
140x75	8	100	12
130x75	7	100	12
120x75	7	100	12
110x75	6	100	12
100x75	6	100	12
90x75	5	100	12
80x75	5	100	12
70x75	4	100	12

4.2.7.3 Kesme güvenliği

Kirişlerde enine donatı hesabına esas alınacak kesme kuvveti, V_e, depremin soldan sağa veya sağdan sola etkimesi durumları için ayrı ayrı ve elverişsiz sonuç verecek şekilde, Denklem (4.5) ile bulunacaktır (Şekil 4.10).

$$V_e = V_{dy} \pm (M_{pi} + M_{pj}) / l_n \qquad \textbf{(4.5)}$$

Burada V_{dy}, kirişin herhangi bir kesitinde düşey yüklerden meydana gelen basit kiriş kesme kuvveti, l_n kirişin kolon veya perde yüzleri arasında kalan serbest açıklığıdır. Kiriş uçlarındaki moment kapasiteleri, daha kesin hesap yapılmadığı durumlarda, M_{pi}=1.4M_{ri} ve M_{pj}=1.4M_{rj} olarak alınabilir.



Şekil 4.10 : Kiriş kesme kuvveti ve moment kapasiteleri [4].

$M_{pi}= M_{pj}$=1314 kNm

V_e= 450 ± (1314+1314) / 8.5 = 760 kN

Hesaplanan kesme kuvveti, V_e, Denklem (4.6) ile verilen koşulları sağlayacaktır. Denklem (4.6)'daki ikinci koşulun sağlanamaması durumunda, kesit boyutları gereği kadar büyültülerek deprem hesabı tekrarlanacaktır.

$$V_e \le V_r$$
$$V_e \le 0.22 b_w d f_{cd} \qquad \textbf{(4.6)}$$

Örnek olarak 150x75 kiriş için;

$V_r = V_c + V_w$

$V_c = 0.8\ V_{cr}$

$V_{cr} = 0.65\ f_{ctd}\ b_w\ d$= 0.65x1.8x1500x720x0.001=1236 kN

V_c = 0.8x1236 = 988.8 kN

$V_w = (A_{sw}/s)\ f_{ywd}\ d$ = (8x1.13/10)x36.5x72=2375 kN

V_r = 988.8+2375 = 3363.8 kN

V_e = 760 kN < V_r = 3363.8 kN *1. koşul sağlanıyor*

V_e = 760 kN < 0.22x1500x720x40x0.001=9504 kN *2. koşul sağlanıyor*

Tüm kirişlerin kesme güvenliği koşullarını sağladığı hesaplar sonucunda doğrulanmıştır.

4.2.8 Bağ kiriş tasarımı

Betonarme bağ kirişlerinin açıklık/derinlik oranı normal kirişlere göre daha küçük olduğundan kesme kuvveti eğilme momentine oranla daha baskın bir rol oynar. Bu yüzden tasarımda kesme kuvveti esas alınarak donatılandırma yapılmıştır. DBYBHY (2007) Bölüm 3.6.8.4'e göre Denklem (4.8)'de verilen koşullardan herhangi birinin sağlanması durumunda, bağ kirişlerinin kesme donatısı hesabı süneklik düzeyi yüksek kirişlerdeki gibi yapılacaktır.

$$l_n > 3h_k$$
$$V_d \le 1.5 b_w d f_{ctd} \qquad \textbf{(4.8)}$$

Örnek olarak 100x120 kesitli bağ kiriş için hesap sonucu elde edilen V_d kesme kuvveti 3870 kN'dur.

240 cm < 3x120=360 cm

V_d=3870 kN > 1.5x1000x1100x1.807x0.001=2982.2 kN

100x120 lik bağ kiriş için 2 koşul da sağlanamamıştır. Tüm bağ kirişler için Denklem (4.8)'deki koşulların kontrolü Çizelge 4.11'da gösterilmiştir.

Çizelge 4.11 : Bağ kirişleri çapraz donatı kontrolü.

Kat	Kiriş	bw (cm)	hk (cm)	ln (cm)	d (cm)	Vd (kN)	ln > 3 hk	Vd < 1.5 bw d fctd
1-10	100x120	100	120	240	110	3870	SAĞLAMIYOR	SAĞLAMIYOR
11-20	90x120	90	120	240	110	3307	SAĞLAMIYOR	SAĞLAMIYOR
21-30	80x120	80	120	240	110	2410	SAĞLAMIYOR	SAĞLAMIYOR
31-40	70x120	70	120	240	110	1820	SAĞLAMIYOR	SAĞLIYOR
41-45	60x120	60	120	240	110	1313	SAĞLAMIYOR	SAĞLIYOR

70x120 ve 60x120 lik bağ kirişlerde 2. koşul sağlanmaktadır fakat tüm bağ kirişler için kesme kuvvetini ve onun oluşturduğu eğilme momentini karşılamak üzere çapraz donatılar kullanılmışır. Her bir çapraz donatı demetindeki toplam donatı alanı Denklem (4.9) ile belirlenecektir.

$$A_{sd} = V_d /(2 f_{yd} \sin\gamma) \qquad \textbf{(4.9)}$$

240 cm açıklığa, 120 cm yüksekliğe sahip bağ kirişleri için çapraz donatı açısı 20° olarak belirlenmiştir. Çapraz donatı dışında kirişe koyulan etriyelerin (3 kol Φ12/20) kesme kuvveti kapasitesi:

V_w=3x1.13/20x36.5x110=680 kN

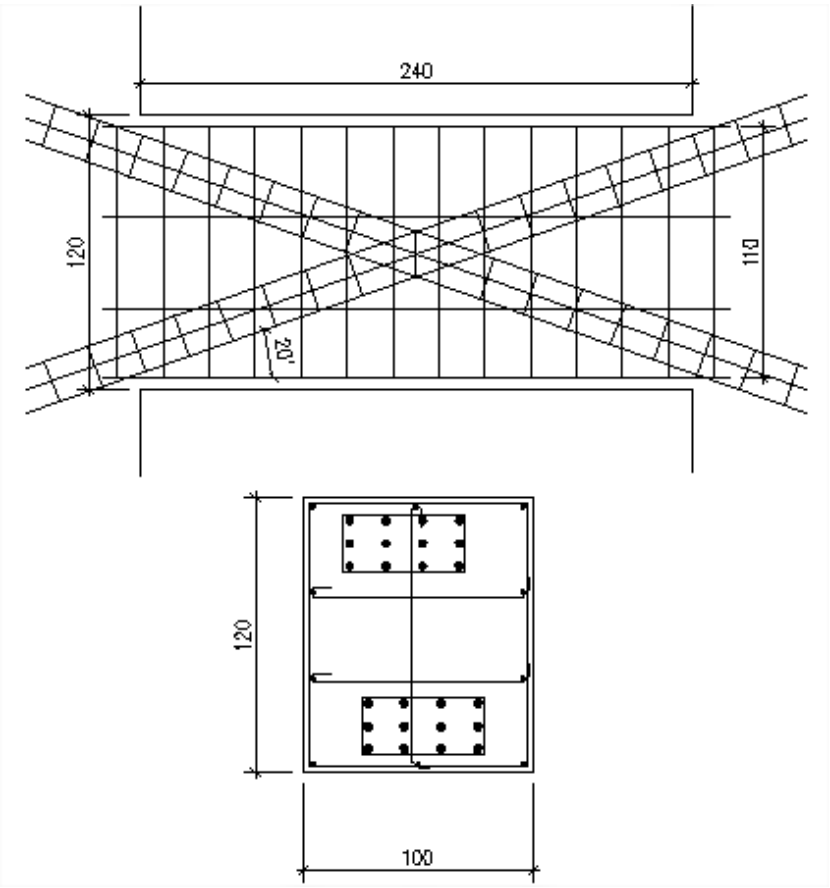
Hesaplar sonucu elde edilen kesme tesirinden etriyelerin kesme kuvveti kapasitesi çıkarılırsa, çapraz donatıların taşıması gereken kesme kuvveti bulunur:

$V_s = V_d - V_w$ = 3870-680= 3190 kN

A_{sd} = 3190/(2x36.5xsin(20)) = 128 cm^2

Bir donatı demetinde olması gereken donatı alanı 128 cm^2 olarak bulunmuştur. Bu da 16 adet Φ32 donatıya denk gelmektedir. Doğrusal elastik hesaplardan elde edilen gerekli çapraz donatı adedi oldukça yüksek çıkmaktadır. Uygulamada bu donatı adetlerinin kiriş içerisine yerleştirilmesi mümkün değildir. Bu sebeple koyulabilen

donatı adedi seçilerek hesaplara devam edilmiştir. Tüm bağ kirişleri için gereken ve seçilen çapraz donatı adetleri Çizelge 4.12'de verilmiştir.



Şekil 4.11 : 100x120 kesitli bağ kiriş donatı detayı.

Çizelge 4.12 : Bağ kirişleri çapraz donatı hesabı.

Bağ Kirişler	b (cm)	h (cm)	d	Vd	As req (cm^2)	Çap (mm)	Gereken adet	Koyulan adet	As (cm^2)
100x120	100	120	110	3190	128	32	16	12	97
90x120	90	120	110	2625	105	32	13	12	97
80x120	80	120	110	1728	69	32	9	9	72
70x120	70	120	110	1138	46	32	6	6	48
60x120	60	120	110	631	25	32	3	6	48

4.2.9 Perde tasarımı

Bu bölümde perdelerin DBYBHY (2007) Süneklik Düzeyi Yüksek Perdeler kısmındaki koşulları sağladığı gösterilmiştir. Perde kalınlıkları 100cm'den başlayıp 60cm'e kadar küçülmektedir. Perde kalınlıkları kat yüksekliğinin 1/20'sinden ve 200mm'den büyüktür.

4.2.9.1 Uç bölgeleri ve kritik perde yüksekliği

H_w / ℓ_w > 2.0 olan perdelerin planda her iki ucunda perde uç bölgeleri oluşturulacaktır. H_w=180 m, $l_{w,x}$=9.3 m, $l_{w,y}$=19 m olduğundan uç bölgeleri oluşturulmuştur.

Kritik perde yüksekliği, $2l_w$ değerini aşmamak üzere, Denklem (4.8)'de verilen koşulların elverişsiz olanını sağlayacak biçimde belirlenmiştir.

$$H_{cr} \geq l_w$$
$$H_{cr} \geq H_w / 6 \qquad \textbf{(4.10)}$$

X yönündeki perde kolu için;

$H_{cr} \geq l_{w,x}$=9.3 m

$H_{cr} \geq$ 180/6=30 m

$2l_w$ = 2x9.3=18.6 m

H_{cr}=18.6 m

Y yönündeki perde kolu için;

$H_{cr} \geq l_{w,x}$=19 m

$H_{cr} \geq$ 180/6=30 m

$2l_w$ = 2x19=38 m

H_{cr}=30 m

Dikdörtgen kesitli perdelerde, kritik perde yüksekliği boyunca uç bölgelerinin her birinin plandaki uzunluğu, perdenin plandaki toplam uzunluğunun %20'sinden ve perde kalınlığının iki katından daha az olmayacaktır. Kritik perde yüksekliğinin üstünde kalan perde kesimi boyunca ise, perde uç bölgelerinin her birinin plandaki uzunluğu, perdenin plandaki toplam uzunluğunun %10'undan ve perde kalınlığından az olmayacaktır. Tüm perde kesitlerinde uç bölgesi uzunluğu, perde uzunluğunun %20'si olarak belirlenerek bu koşullar sağlanmıştır.

4.2.9.2 Gövde donatısı

Perdelerin 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 ve perde gövdesinde boyuna ve enine donatı aralığı 250 mm'den fazla olmayacak şekilde seçilmiştir.

Örnek olarak 100 cm kalınlıktaki perde için gövde düşey donatısı Φ20/150 seçilmiştir.

X yönündeki perde kolu için;

A_s=219.8 cm2

$A_{c,gövde}$= 53600 cm2

219.8 / 53600 = 0.0041 > 0.0025 *koşul sağlanıyor*

Y yönündeki perde kolu için;

A_s=458.44 cm2

$A_{c,gövde}$= 110600 cm2

458.44 / 110600 = 0.0041 > 0.0025 *koşul sağlanıyor*

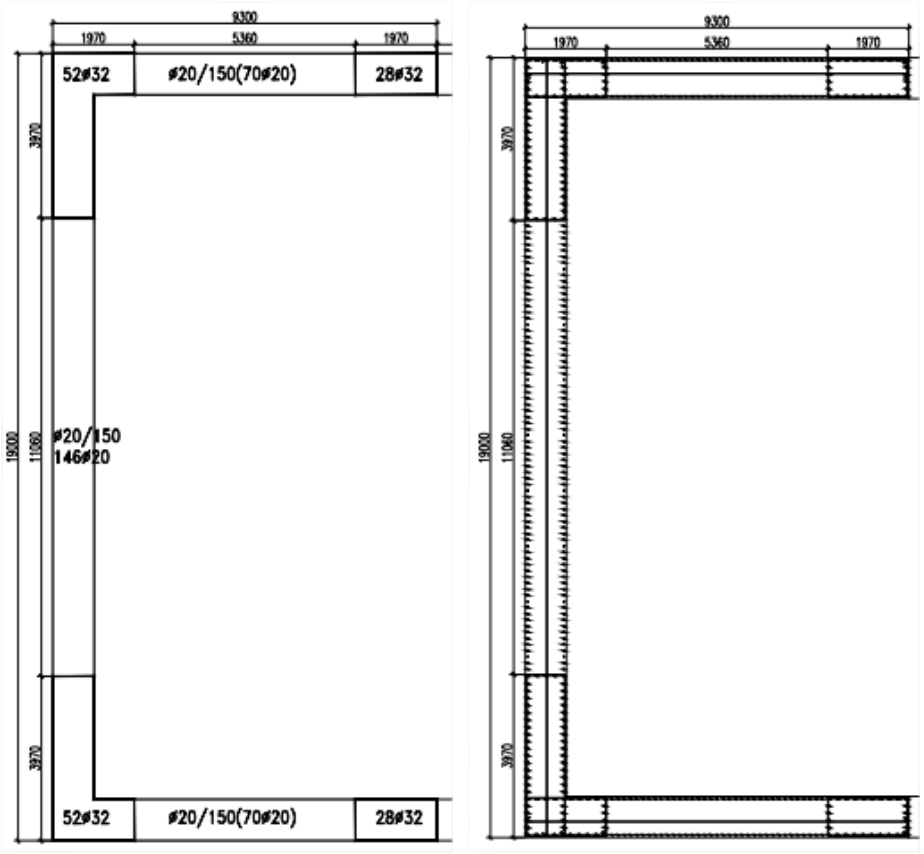
4.2.9.3 Uç bölgesi donatıları

Perde uç bölgelerinin her birinde, düşey donatı toplam alanının perde brüt enkesit alanına oranı 0.001'den az olmayacaktır. Ancak, kritik perde yüksekliği boyunca bu oran 0.002'ye çıkarılacaktır.

100 cm kalınlıktaki perde için düşey donatılar Şekil 4.12'de gösterilmiştir. Tüm perde kesitleri için seçilen uç bölgesi donatıları Çizelge 4.13'te verilmiştir.

Çizelge 4.13 : Seçilen perde eğilme donatıları.

Kat	b (m)	1.Uç bölgesi	2. Uç bölgesi
1-10	1.00	28Φ32	52Φ32
11-20	0.90	26Φ32	50Φ32
21-30	0.80	26Φ32	48Φ32
31-40	0.70	24Φ32	46Φ32
41-45	0.60	24Φ32	44Φ32



Şekil 4.12 : 100 cm kalınlıktaki U perde için seçilen boyuna donatılar.

28 Φ 32 seçilen uç bölgesi için;

A_s=225.12 cm^2

$A_{c,perde}$= 930x100=93000 cm^2

225.12 / 93000 = 0.0024 > 0.002 *koşul sağlanıyor*

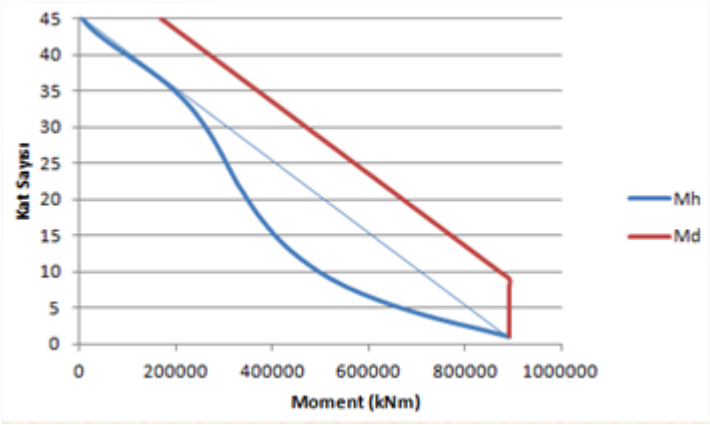
52 Φ 32 seçilen uç bölgesi için;

A_s=418.08 cm^2

$A_{c,gövde}$= 1900x100= 190000 cm^2

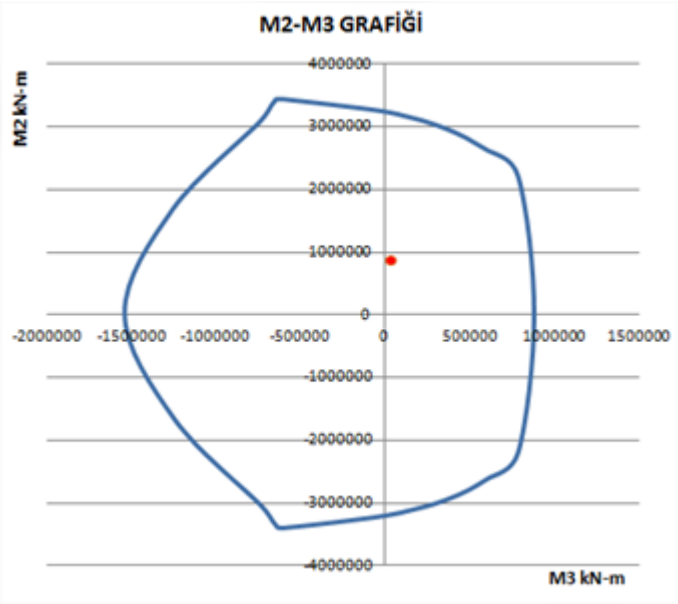
418.08 / 190000 = 0.0022 > 0.002 *koşul sağlanıyor*

H_w / l_w > 2.0 koşulunu sağlayan perdelerde tasarıma esas eğilme momentleri, kritik perde yüksekliği boyunca sabit bir değer olarak, perde hesaplanan eğilme momentine eşit alınacaktır. Kritik perde yüksekliğinin sona erdiği kesidin üstünde ise, perdenin tabanında ve tepesinde hesaplanan momentleri birleştiren doğruya paralel olan doğrusal moment diyagramı uygulanacaktır. Örnek olarak Şekil 4.13'de 100 cm kalınlıktaki perde için hesaplanan tasarım eğilme momenti grafiği gösterilmektedir.



Şekil 4.13 : 100 cm kalınlıktaki U perde için hesaplanan tasarım momenti.

Tüm perde kesitleri için eğilme momentleri yukarıda açıklandığı gibi hesaplanıp tasarımda kullanılmıştır. Tüm U perde kesitleri için SAP2000 Section Designer yardımıyla etkileşim diyagramları çizdirilmiş ve elverişsiz tasarım iç kuvvetlerinin bu grafiğin içinde kaldığı kontrol edilmiştir.



Şekil 4.14 : 100 cm kalınlıktaki U perde için en elverişsiz durumda çizdirilen M2-M3 grafiği.

4.2.9.4 Kesme güvenliği

Perde kesitlerinin kesme dayanımı, V_r, Denklem (4.11) ile hesaplanacaktır.

$$V_r = A_{ch}(0.65 f_{ctd} + \rho_{sh} f_{ywd}) \quad \textbf{(4.11)}$$

100 cm kalınlıklı perde için kesme donatısı 3 kol Φ20/10 seçilirse:

X yönündeki perde kolu kesme kapasitesi:

$\rho_{sh}= A_{sh}/(s\ b_w) = 3x3.14/(15x100) = 0.00628$

$V_r= 1000x9300\ (0.65x1.807+0.00628x365)x0.001= 32240$ kN

Y yönündeki perde kolu kesme kapasitesi:

$V_r= 1000x19000\ (0.65x1.807+0.00628x365)x0.001= 65868$ kN

V_e tasarım kesme kuvveti Denklem (4.12)'de verilen koşulları sağlayacaktır:

$$V_e \le V_r$$
$$V_e \le 0.22 A_{ch} f_{cd} \qquad \textbf{(4.12)}$$

Hesaplar sonucu elde edilen V_e, X yönündeki perde kolu için 10790 kN, Y yönündeki perde kolu için 22400 kN'dur.

$V_{e,x}$=10790 kN < Vr=32240 kN

$V_{e,y}$=22400 kN < Vr=65868 kN

$V_{e,x}$=10790 kN < 0.22x1000x9300x40x0.001=81840 kN

$V_{e,x}$=22400 kN < 0.22x1000x19000x40x0.001=167200 kN

2 koşul da sağlanmıştır

Tüm perdelerin kesme güvenliği koşullarını sağladığı hesaplar sonucunda doğrulanmıştır.

Çizelge 4.14 : Seçilen perde kesme donatıları.

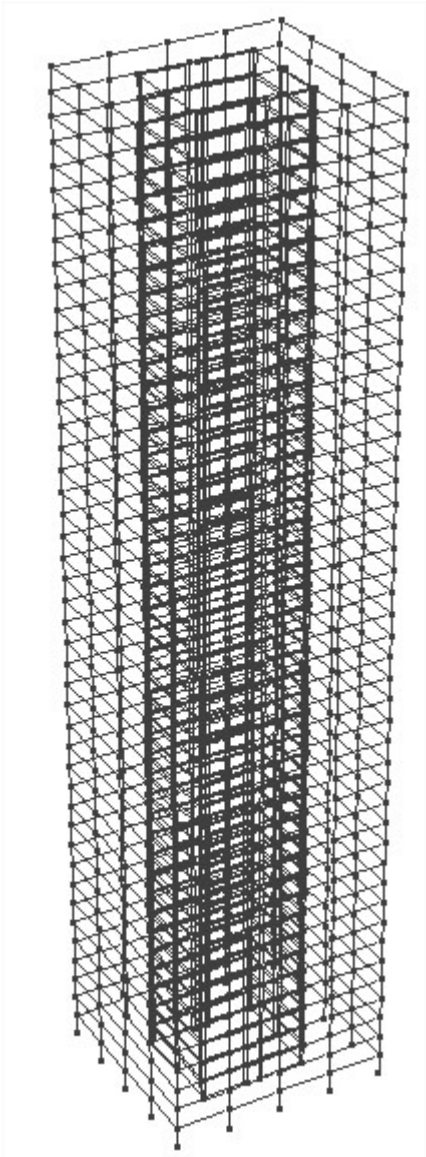
Kat	PIER	YÜK	b (m)	d (m)	n	Çap	Aralık
1-10	PX	SPECX	1.00	8.80	3	20	15
1-10	PY	SPECY	1.00	18.00	3	20	15
11-20	PX	SPECX	0.90	8.80	3	16	15
11-20	PY	SPECY	0.90	18.00	3	16	15
21-30	PX	SPECX	0.80	8.80	3	14	15
21-30	PY	SPECY	0.80	18.00	3	14	15
31-40	PX	SPECX	0.70	8.80	2	14	15
31-40	PY	SPECY	0.70	18.00	2	14	15
41-45	PX	SPECX	0.60	8.80	2	14	15
41-45	PY	SPECY	0.60	18.00	2	14	15

4.3 Yapının Doğrusal Elastik Olmayan Yöntemlerle Modellenmesi

İYBDY'ye göre Tasarım Aşaması III, *Zaman Tanım Alanında Doğrusal Elastik Olmayan Hesap Yöntemi* ile yapılmıştır. Bu analizde PERFORM-3D v5 programı kullanılmıştır.

4.3.1 Bina modelinin oluşturulması

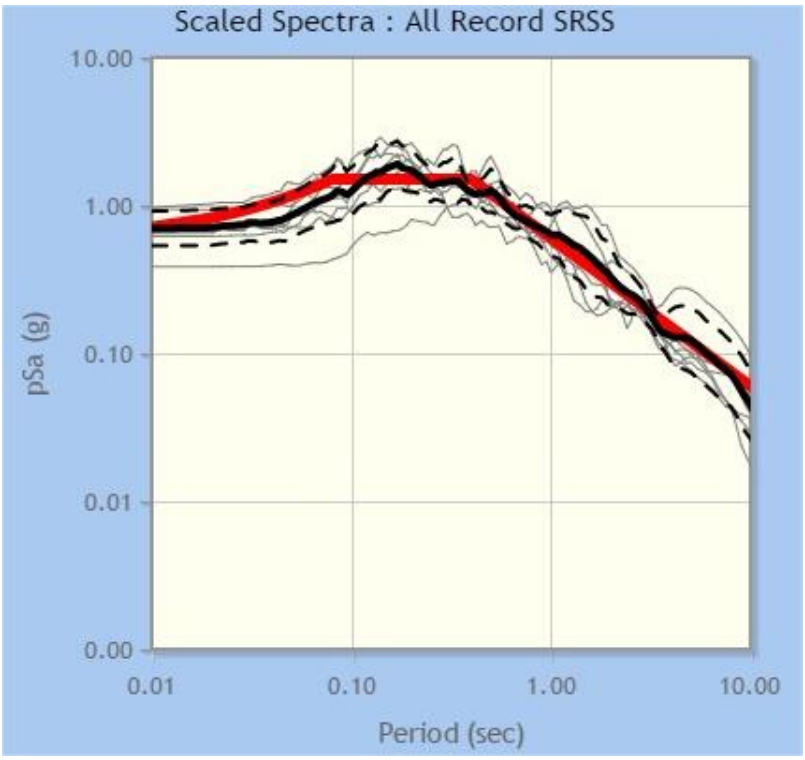
SAP2000 programından PERFORM-3D prograına aktarılan bina modelinde döşemeler modele girilmemiş, tüm yükler kirişlere ve düğüm noktalarına tanımlanmıştır. Her katta rijit diyafram tanımlanmıştır. Analizlerde P-Delta etkileri gözönünde bulundurulmuştur.



Şekil 4.15 : PERFORM-3D model görüntüsü.

4.3.2 Deprem etkilerinin tanımlanması

Zaman tanım alanında analiz yapabilmek için İYBDY'de tariflenen özelliklere uygun yedi deprem yer hareketi takımı *PEER Ground Motion Database* veri bankasından elde edilmiştir.



Şekil 4.16 : Seçilen deprem kayıtlarının ölçeklenmiş spektral ivme grafiklerinin D3 deprem düzeyi tasarım ivme spektrumu ile uyumu.

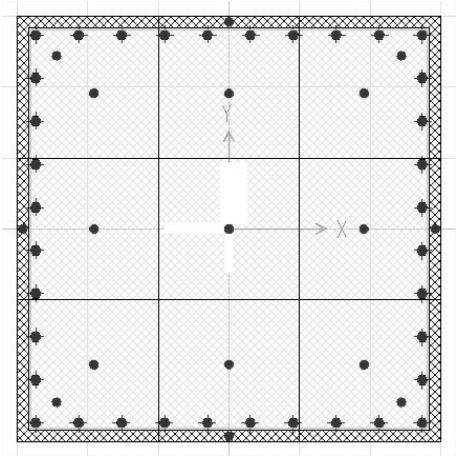
D3 depremi spektumu ile uyumlu seçilen yedi deprem yer hareketi takımı hakkında genel bilgiler Çizelge 4.15'te verilmiştir.

Çizelge 4.15 : Seçilen deprem kayıtları.

Deprem Yeri	Yıl	İstasyon	Büyüklük	Fay mekanizması	Mesafe (km)	Vs30 (m/s)
Kocaeli, Turkey	1999	Arcelik	7.51	Yanal atımlı	10.56	523
Kocaeli, Turkey	1999	Iznik	7.51	Yanal atımlı	30.73	476.62
Manjil, Iran	1990	Abbar	7.37	Yanal atımlı	12.55	723.95
Hector Mine	1999	Hector	7.13	Yanal atımlı	10.35	726
Landers	1992	Big Bear Lake	7.28	Yanal atımlı	45.48	430.36
Darfield, New Zealand	2010	LPCC	7	Yanal atımlı	25.21	649.67
Darfield, New Zealand	2010	OXZ	7	Yanal atımlı	30.63	481.62

4.3.3 Kolonların modellenmesi

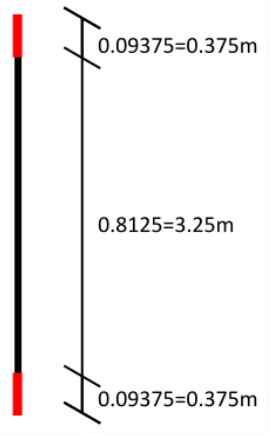
İlk beş kattaki kolon tipi olan 150x150 kesite sahip kolonlar daha önceki tasarım aşamalarında belirlenen donatılarla birlikte fiber elemanlarla modellenmiştir. Diğer katlardaki kolonların elastik kalacağı tahmin edilmiş ve analiz süresini de kısaltmak için herhangi bir mafsal modeli tanımlanmayıp, yalnız elastik kesit olarak bırakılmışlardır. 150x150 kolon için fiberler Şekil 4.12'de de görüldüğü gibi SAP2000 programı ile otomatik olarak oluşturulmuştur. Bu kolon için seçilmiş olan 36 adet Φ32 donatı için 36 adet ve beton için de 17 adet noktanın koordinatları malzeme özellikleriyle birlikte PERFORM-3D programında tanımlanmıştır.



Şekil 4.17 : 150x150 kolon fiber eleman modeli.

Yayılı plastik mafsal modeli ile idealleştirilen bu kolon kesidinde kolonun alt ve üst ucunda oluşacak plastik mafsal bölgesinin uzunluğu kesit uzunluğunun yarısının kat yüksekliğinin yarısına olan oranı ile belirlenmiştir.

L_p= (1.5m/2) / (4m/2) = 0.09375



Şekil 4.18 : 150x150 kolonun plastik mafsal boyu.

4.3.4 Kirişlerin modellenmesi

Kiriş elemanların tümü plastik mafsallar ile tariflenmiştir. Çevre kirişleri alt ve üst mesnet donatıları daha önceki tasarım aşamalarında belirlenmiştir ve buna göre SAP2000 Section Designer programı ile modellenmiştir. Performans kabul kritelerine bağlı kalınarak, donatı çeliğinin birim şekildeğiştirme üst sınırlarına göre dönme değerleri hesaplanmıştır. Kesit hasar sınırları için 0.01, 0.04 ve 0.06 donatı çeliği birim şekildeğiştirmelerine karşılık gelen toplam eğrilik değerleri elde edilmiştir. Elde edilen toplam eğrilik değerlerinden, kesitin yapabileceği plastik dönme değerlerine ulaşılmış ve hesap programına kesit hasar bölgeleri tariflenmiştir. Tüm kiriş tipleri için hesaplanan plastik dönme değerleri Çizelge 4.16'da verilmiştir. Örnek olarak 150x75 kesitli kiriş için plastik dönme değeri hesabı aşağıda gösterilmiştir. Betonarme kirişin akma eğriliği ve donatı çeliği şekildeğiştirmesine (minimum hasar) karşı gelen toplam eğrilik değeri SAP2000 Section Designer programı ile elde edilmiştir. 150x75 kesitli kiriş için seçilen alt ve üst donatılar aynı olduğundan pozitif ve negatif dönme değerleri de aynı olacaktır.

Seçilen alt-üst donatı: 9Φ25

Akma eğriliği: φ_y : 0.00585351 rad/m

Plastik mafsal boyu: L_p : 0.75/2= 0.375m

%1 donatı çeliği birim şekildeğiştirmesi için toplam eğrilik: φt : 0.01596 rad/m

Plastik eğrilik: $\varphi_p = \varphi t - \varphi y = 0.01596-0.00585351=0.01010649$ rad/m

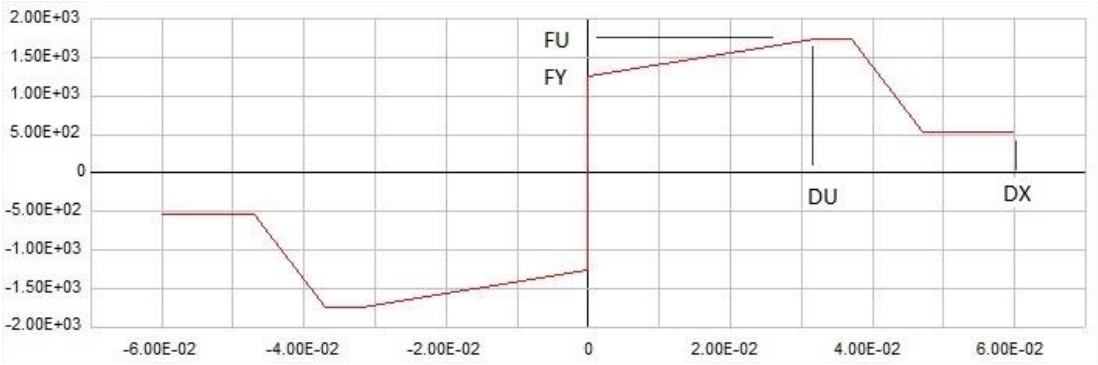
Plastik dönme: $\Theta_p = \varphi_p \times L_p = 0.01010649 \times 0.375 = 0.00378993375$ radyan

Çizelge 4.16 : Kiriş tiplerinin plastik dönme değerleri.

Kirişler	*Pozitif*			*Negatif*		
	1%	**4%**	**6%**	**1%**	**4%**	**6%**
	Θ_p (rad)	**Θ_p (rad)**	**Θ_p (rad)**	**Θ_p (rad)**	**Θ_p (rad)**	**Θ_p (rad)**
150x75	0.003790	0.020762	0.032489	0.003790	0.020762	0.032489
140x75	0.003798	0.020823	0.032666	0.003798	0.020823	0.032666
130x75-1	0.003781	0.020779	0.032596	0.003801	0.020804	0.032777
130x75-2	0.003780	0.020787	0.032554	0.003780	0.020787	0.032554
120x75-1	0.003766	0.020776	0.032498	0.003778	0.020796	0.032721
120x75-2	0.003780	0.020726	0.032498	0.003780	0.020726	0.032498
110x75-1	0.003769	0.020828	0.032648	0.003894	0.020998	0.033069
110x75-2	0.003777	0.020772	0.032686	0.003777	0.020772	0.032686
100x75-1	0.003771	0.020796	0.032635	0.003818	0.020944	0.033229
100x75-2	0.003755	0.020795	0.032622	0.003912	0.020948	0.033031
90x75-1	0.003872	0.020920	0.032875	0.003800	0.020915	0.033129
90x75-2	0.003879	0.020934	0.032915	0.003879	0.020934	0.032915
80x75-1	0.003881	0.021015	0.033101	0.003818	0.021056	0.033311
80x75-2	0.003866	0.020944	0.032816	0.003802	0.021055	0.033374
80x75-3	0.003762	0.020836	0.032738	0.003797	0.020900	0.033140
80x75-4	0.003771	0.020814	0.032754	0.003771	0.020814	0.032754
70x75-1	0.003880	0.021013	0.033077	0.003807	0.021050	0.033342
70x75-2	0.003871	0.021005	0.033147	0.003871	0.021005	0.033147

David Naish ve John W. Wallace'ın 2009 yılında hazırlamış olduğu Reinforced Concrete Link Beams: Alternative Details for Improved Constructability isimli çalışma [17], yüksek binaların enerji yutma açısından önemli elemanları olan bağ kirişlerin farklı açıklık ve farklı donatılandırma tiplerine göre deneysel çalışmalar içermektedir. Bu çalışmada verilen parametreler referans alınarak kirişler gerçek davranışlarına yakın olarak modellenmişlerdir.

Tüm çevre kirişleri için histeretik (çevrimsel) davranış modeli tanımlanmıştır. Kirişlerin akma ve plastik moment kapasiteleri SAP2000 Section Designer programından alınmıştır. Plastik dönme değeri hesaplamalar sonucunda elde edilmiş, göçme şekildeğiştirmesi (DX) ise %6 donatı çeliği birim şekildeğiştirmesi için hesaplanan plastik dönme değerinin 2 katına yakın bir değer olan 0.06 radyan olarak tanımlanmıştır.



Şekil 4.19 : 150x75 kiriş için tanımlanan kuvvet-şekildeğiştirme ilişkisi.

PERFORM-3D programına tanımlanan parametreler Çizelge 4.17 ve Çizelge 4.18'de verilmiştir.

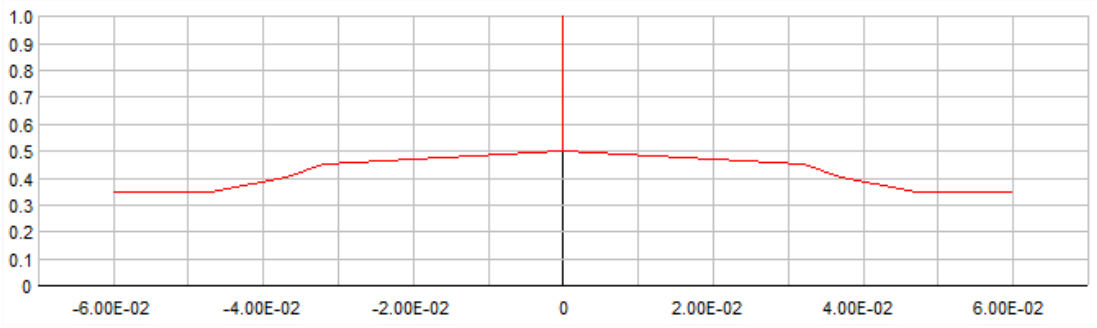
Çizelge 4.17 : Çevre kirişleri pozitif yön - çevrimsel döngü parametreleri.

Pozitif						
Kirişler	**FY (kNm)**	**FU (kNm)**	**DU (rad)**	**DL (rad)**	**DR (rad)**	**DX (rad)**
150x75	1263	1747	0.032489	0.035	0.045	0.06
140x75	1259	1737	0.032666	0.035	0.045	0.06
130x75-1	1127	1560	0.032596	0.035	0.045	0.06
130x75-2	1126	1560	0.032554	0.035	0.045	0.06
120x75-1	994	1383	0.032498	0.035	0.045	0.06
120x75-2	993	1383	0.032498	0.035	0.045	0.06
110x75-1	990	1375	0.032648	0.035	0.045	0.06
110x75-2	989	1374	0.032686	0.035	0.045	0.06
100x75-1	857	1196	0.032635	0.035	0.045	0.06
100x75-2	657	1196	0.032622	0.035	0.045	0.06
90x75-1	852	1140	0.032875	0.035	0.045	0.06
90x75-2	852	1140	0.032915	0.035	0.045	0.06
80x75-1	848	1135	0.033101	0.035	0.045	0.06
80x75-2	720	969	0.032816	0.035	0.045	0.06
80x75-3	720	1012	0.032738	0.035	0.045	0.06
80x75-4	719	1011	0.032754	0.035	0.045	0.06
70x75-1	715	962	0.033077	0.035	0.045	0.06
70x75-2	714	961	0.033147	0.035	0.045	0.06

Çizelge 4.18 : Çevre kirişleri negatif yön - çevrimsel döngü parametreleri.

Negatif						
Kirişler	**FY (kNm)**	**FU (kNm)**	**DU (rad)**	**DL (rad)**	**DR (rad)**	**DX (rad)**
150x75	1263	1747	0.032489	0.035	0.045	0.06
140x75	1259	1737	0.032666	0.035	0.045	0.06
130x75-1	1254	1736	0.032777	0.035	0.045	0.06
130x75-2	1126	1560	0.032554	0.035	0.045	0.06
120x75-1	1122	1553	0.032721	0.035	0.045	0.06
120x75-2	993	1383	0.032498	0.035	0.045	0.06
110x75-1	1117	1474	0.033069	0.035	0.045	0.06
110x75-2	989	1374	0.032686	0.035	0.045	0.06
100x75-1	1111	1536	0.033229	0.035	0.045	0.06
100x75-2	984	1302	0.033031	0.035	0.045	0.06
90x75-1	979	1367	0.033129	0.035	0.045	0.06
90x75-2	852	1140	0.032915	0.035	0.045	0.06
80x75-1	974	1358	0.033311	0.035	0.045	0.06
80x75-2	973	1357	0.033374	0.035	0.045	0.06
80x75-3	847	1187	0.03314	0.035	0.045	0.06
80x75-4	719	1011	0.032754	0.035	0.045	0.06
70x75-1	841	1178	0.033342	0.035	0.045	0.06
70x75-2	714	961	0.033147	0.035	0.045	0.06

Histeretik dayanım enerjisi azalım değerleri Y, U, L, R,X aşamaları için sırasıyla %50, %45, %40, %35, %35 olarak tanımlanmıştır.



Şekil 4.20 : Kirişler için tanımlanan enerji azalım faktörleri.

4.3.5 Bağ kirişlerin modellenmesi

4.3.5.1 Betonarme bağ kirişlerin modellenmesi

Betonarme bağ kirişleri doğrusal olmayan analiz modelinde çevre kirişleri gibi moment plastik mafsalı ile tanımlanmıştır. Doğrusal elastik tasarım sonucunda seçilen çapraz (diagonal) ve boyuna donatılara göre elde edilen moment kapasiteleri Denklem (4.11)'de verildiği gibi hesaplanmıştır.

$$M_{pd} = A_s f_y 0.9d \cos\alpha$$

$$M_{pl} = A_s f_y d \qquad \textbf{(4.11)}$$

Örnek olarak 100x120 kesite sahip bağ kirişi hesaplamalar aşağıdaki gibi yapılmıştır:

M_{pd}= 96.51x49.14x0.9x110xcos(20)x0.01

M_{pd}= 4411.92 kNm

M_{pl}= 3x2.01x49.14x110x0.01

M_{pl}= 326 kNm

Toplam moment kapasitesi:

$M_p = M_{pd} + M_{pl}$ = 4737.96 kNm

Akma momenti, plastik moment kapasitesinin yaklaşık %95'i olarak kabul edilmiştir. Betonarme bağ kirişlerin plastik dönme kapasiteleri hesaplanırken, beton ezildiği anda donatıların burkulacağı düşünülerek betonun birim şekildeğiştirme limitleri gözönünde bulundurulmuştur.

2.4 m açıklığa sahip bağ kirişler için plastik mafsal boyu açıklıktaki çapraz donatı uzunluğu kadar alınmıştır.

L_p= 2.4xcos(20)=2.554 m

Örnek olarak minimum hasar beton birim şekildeğiştirme limiti 0.0035 için dönme değeri aşağıdaki gibi hesaplanmıştır:

Uzama/kısalma miktarı: Δ= Lp x ε = 2.554 x 0.0035= 0.008939 m

Dönme değeri: Θ = Δ x cosα x 2 / 0.85=0.008939xcos(20)x2/0.85=0.019765 radyan

Diğer hasar limitleri için de aynı şekilde hesap yapılırsa tüm bağ kirişleri için dönme limitleri bulunmuş olur.

Çizelge 4.19 : Bağ kirişleri çevrimsel döngü parametreleri.

Bağ Kirişler	FY	FU	DU	DL	DR	DX
100x120	4470	4738	0.104471	0.11	0.14	0.17
90x120	4470	4738	0.104471	0.11	0.14	0.17
80x120	3430	3635	0.104471	0.11	0.14	0.17
70x120	2389	2532	0.104471	0.11	0.14	0.17
60x120	2389	2532	0.104471	0.11	0.14	0.17

4.3.5.2 Çelik bağ kirişlerin modellenmesi

Çelik bağ kirişleri seçiminde, eğilme rijitliğinin %60'ı betonarme bağ kirişlerin etkin eğilme rijitliği ile yakın değerlere sahip olan profiler esas alınmıştır (Çizelge 4.20)

Çizelge 4.20 : Betonarme bağ kirişleriyle uyumlu rijitlikte seçilen çelik bağ kirişleri.

Ba.bağ kirişler	EI (kNm^2)	0.15(EI) (kNm^2)	Çelik bağ kirişler	EI (kNm^2)	0.6(EI) (kNm^2)
100x120	4696704	704506	HEM900	1197840	718704
90x120	4227034	634055	HE 800 x 373	1100190	660114
80x120	3757363	563604	HE 700 x 418	992250	595350
70x120	3287693	493154	HE 650 x 407	851340	510804
60x120	2818022	422703	HE 600 x 399	723660	434196

Burada betonarme bağ kirişlerinin çatlayacağı varsayılarak kesit rijitliği düşürülürken, çelik bağ kirişlerinin de sıyrılma etkisi (bond slip effect) düşünülerek etkin kesit rijitliği azaltılmıştır. Çelik bağ kirişleri de diğer kirişler gibi moment dönme plastik mafsalları ile tanımlanmıştır ve hasar sınırlarına göre plastik dönme değerleri için FEMA 356'ya başvurulmuştur. FEMA 356 Bölüm 5, Tablo 5-6'da eksantrik çaprazlı çerçevelerdeki çelik bağlantı kirişleri (link beam) için doğrusal olmayan hesaplarda kullanılmak üzere verilmiş olan plastik dönme değerleri dikkate alınmıştır (Şekil 4.21).

Table 5-6 ***Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Structural Steel Components (continued)***

	Modeling Parameters			Acceptance Criteria				
	Plastic Rotation Angle, Radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, Radians				
					Primary		Secondary	
Component/Action	a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP
c. Yield of bottom flange angle	0.036	0.042	0.200	0.008	0.020	0.030	0.025	0.035
d. Tensile yield of rivets or bolts at column flange	0.015	0.022	0.800	0.005	0.008	0.013	0.013	0.018
e. Shear yield of beam flange connection	0.022	0.027	0.200	0.005	0.013	0.018	0.018	0.023
Shear connection with slab[12]	$0.029-0.002d_{bg}$	$0.15-0.0036d_{bg}$	0.400	$0.0073-0.001d_{bg}$	--	--	$0.1125-0.0027d_{bg}$	$0.15-0.0036d_{bg}$
Shear connection without slab[12]	$0.15-0.0036d_{bg}$	$0.15-0.0036d_{bg}$	0.400	$0.0375-0.009d_{bg}$	--	--	$0.1125-0.0027d_{bg}$	$0.15-0.0036d_{bg}$
EBF Link Beam[10, 11]								
a. $e \le \frac{1.6\,M_{CE}}{V_{CE}}$	0.15	0.17	0.8	0.005	0.11	0.14	0.14	0.16
b. $e \ge \frac{2.6\,M_{CE}}{V_{CE}}$	Same as for beams.							
c. $\frac{.6\,M_{CE}}{V_{CE}} < e < \frac{2.6\,M_{CE}}{V_{CE}}$	Linear interpolation shall be used.							
Steel Plate Shear Walls[7]	$14\theta_y$	$16\theta_y$	0.7	$0.5\theta_y$	$10\theta_y$	$13\theta_y$	$13\theta_y$	$15\theta_y$

Şekil 4.21 : FEMA 356'da çelik bağlantı kirişleri için verilen dönme limitleri [11].

Bu tabloya göre hesaplanılması gereken M_{CE} ve V_{CE} parametreleri için Denklem (4.11)'de verilen formülayonlar kullanılacaktır.

$$M_{CE} = W_{pl} f_{ye}$$
$$V_{CE} = 0.6 f_{ye} A_w \quad \textbf{(4.11)}$$

Burada;

M_{CE} : Beklenen eğilme momenti kapasitesi

V_{CE} : Beklenen kesme kapasitesi'ni ifade etmektedir.

f_{ye}: Ortalama akma mukavemeti

A_w: Kesme alanı'nı ifade etmektedir.

Örnek olarak HEM900 kesitli kiriş için hesaplamalar aşağıdaki gibi yapılmıştır:

HEM900 kesitli kirişin güçlü ekseni için plastik mukavemet momenti 14860 cm^3 ve S275JR yapısal çelik sınıfı için ortalama akma mukavemeti 275 MPa olduğuna göre;

M_{CE} = 0.014860 x 357500 = 5312.45 kNm olarak hesaplanmıştır.

Çelik kiriş kesitinin kesme alanı olarak sadece gövde alanı alınmıştır.

V_{CE} = 0.6 x 357500 x 0.017632 = 3782.064 kN olarak hesaplanmıştır.

HEM900 kirişi için Şekil 4.25'deki a b c seçeneklerinden hangi aralığa girildiği açıklığa bağlıdır. Burada verilen e parametresi bağlantı kirişinin uzunluğunu ifade eder ve binadaki bağ kiriş uzunluğu 2.4 m'ye eşittir.

1.6 M_{CE} / V_{CE} = 2.25

2.6 M_{CE} / V_{CE} = 3.65

1.6 M_{CE} / V_{CE} < 2.4 < 2.6 M_{CE} / V_{CE}

Kiriş açıklığı değeri olan e=2.4 m, hesaplanan iki değerin arasında kalmaktadır fakat 1.6 M_{CE} / V_{CE} = 2.25 değerine daha yakındır. Bu da kesme davranışının daha baskın olduğunu gösterir. Yinede e değeri arada olduğundan dönme değerlerinin bulunması için interpolasyon yapılacaktır.

İnterpolasyon yapabilmek için Şekil 4.2'deki a ve b şıkları için verilen yönlendirmeler izlenmiştir ve Çizelge 4.21'de verilen parametreler hesaplanmıştır.

Çizelge 4.21 : Çelik bağ kirişleri FEMA 356 parametreleri.

Profiles	e	Aw	db	Ks	Kb	Ke	VCE	MCE	e<1.6 Mce/ Vce	e>2.6 Mce/ Vce	QCE	Θy
HEM900	2.4	0.01743	0.91	586587	5989200	534261	3739	5162	2.21	3.59	3935	0.0031
HE 800 x 373	2.4	0.01835	0.826	617548	5500950	555218	3936	5255	2.14	3.47	4197	0.0031
HE 700 x 418	2.4	0.01876	0.744	631413	4961250	560127	4024	5305	2.11	3.43	4307	0.0032
HE 650 x 407	2.4	0.01735	0.696	583760	4256700	513358	3721	4869	2.09	3.40	3989	0.0032
HE 600 x 399	2.4	0.0162	0.648	545192	3618300	473802	3475	4454	2.05	3.33	3742	0.0033

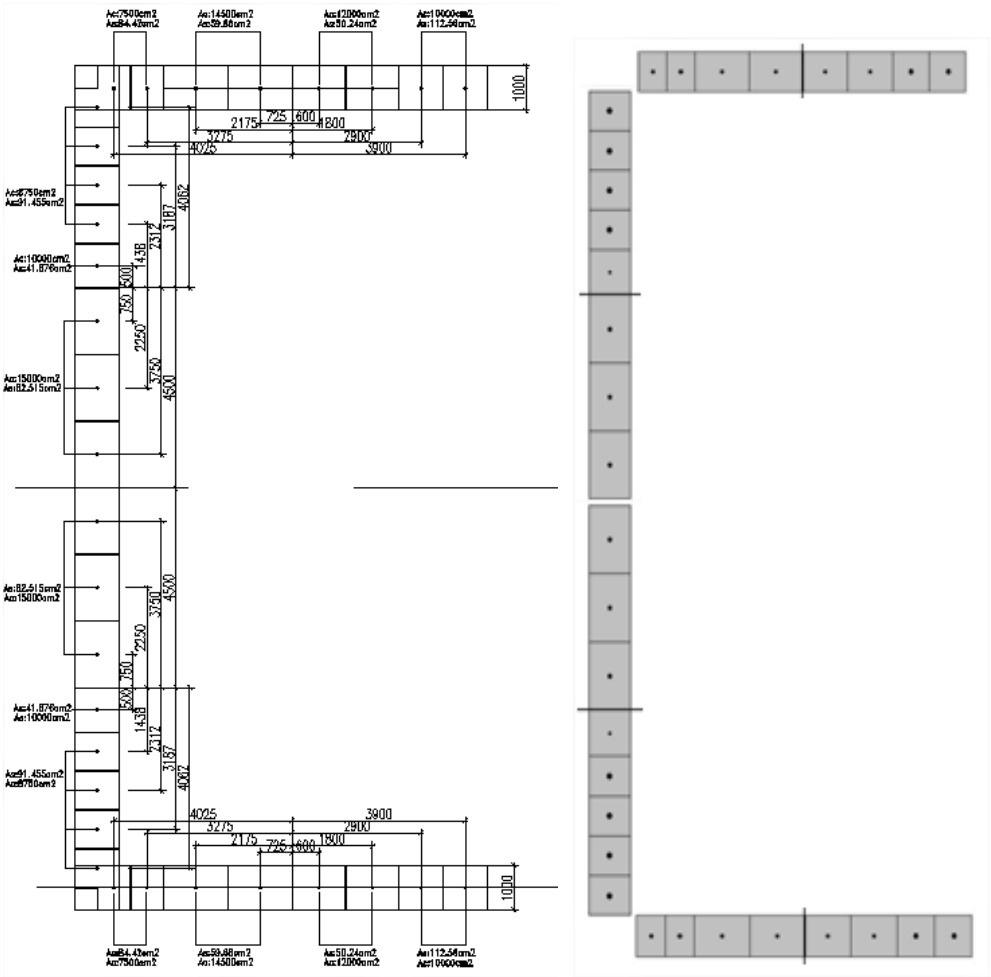
Bu parametreler kullanılarak FEMA 356'ya göre IO (Immediate Occupancy), LS (Life Safety), CP (Collapse Prevention) performans düzeyleri dönme limitleri elde edilmiştir. Bu performans düzeyleri sırasıyla, İYBDY'de tanımlanan Kesintisiz Kullanım, Can Güvenliği ve Göçmeme Güvenliği perofrmans düzeylerine karşılık gelmektedir.Tüm çelik bağ kirişi kesitleri için hesaplanan hasar limitleri Çizelge 4.22'de görülebilir.

Çizelge 4.22 : Çelik bağ kirişleri dönme limitleri.

Çelik bağ kirişler	*Dönme Limitleri (radyan)*		
	KK	**CG**	**GG**
HEM900	0.004691	0.097091	0.123709
HE 800 x 373	0.004572	0.091629	0.116822
HE 700 x 418	0.004533	0.089553	0.114208
HE 650 x 407	0.004512	0.088357	0.112703
HE 600 x 399	0.004445	0.084892	0.108337

4.3.6 Perdelerin modellenmesi

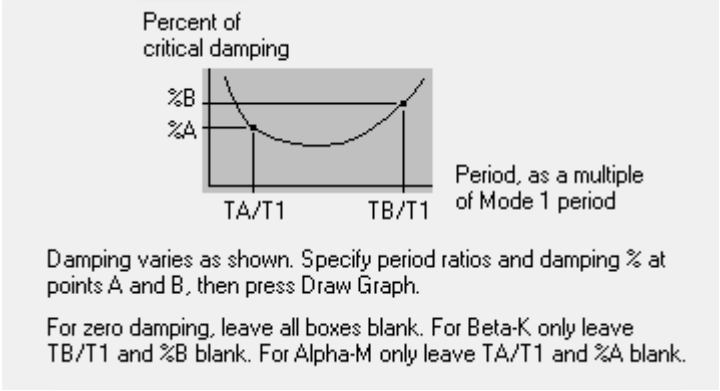
Doğrusal olmayan analizlerde perdeler yayılı plastik mafsal yaklaşımı altında fiber elemanlar ile modellenmiştir. Şekil 4.22'de 100 cm kalınlıktaki sol U perde için PERFORM-3D programında tanımlanan fiber modeli gösterilmektedir. Perde elemanlar istenilen sayı, uzunluk ve kalınlıkta parçalara bölünerek her parçasında bulunan donatı ve beton alanlarını temsil ederler. Bu alanların merkeze olan mesafeleri ve temsil ettikleri donatı ve beton alanları malzeme özellikleriyle birlikte PERFORM-3D programına tanımlanarak perde eleman modelleri oluşturulur.

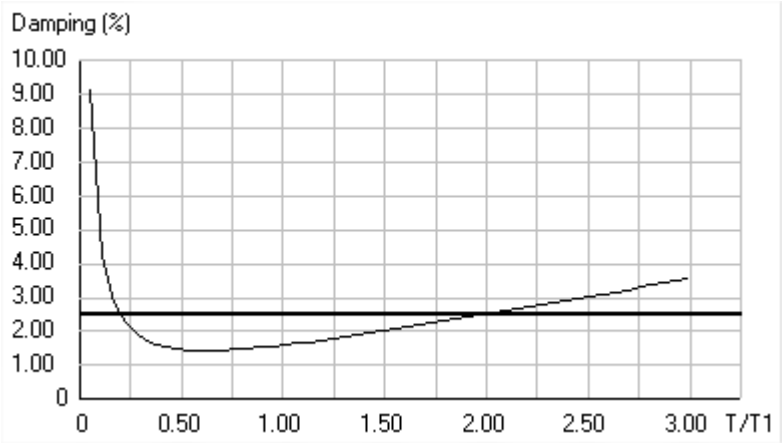


Şekil 4.22 : 100 cm kalınlıktaki sol U perde fiberlerinin oluşturulması.

4.3.7 Sönüm modeli

Bina sönüm tasarımında Rayleigh sönümü kullanılmıştır. Sönüm modelinin yapısal eleman rijitlikleriyle orantılı kısmı (T/T1) 0.2 olarak tanımlanmıştır. Periyot değeri bu değerden küçük olduğunda sönüm artmakta, periyot arttıkça sönüm belli bir değere kadar azalmaktadır. Bu değerden sonra sönüm tekrar artmaya başlar. Sönüm modelinin yapının kütlesiyle ilgili kısmı (T/T1) 2 olarak tanımlanmıştır. 0.2 - 2.0 (T/T1) aralığında sönüm % 2.5 olmak üzere sabit alınmıştır.





Şekil 4.23 : Rayleigh sönüm grafiği.

4.4 Doğrusal Olmayan Analiz Çıktıları

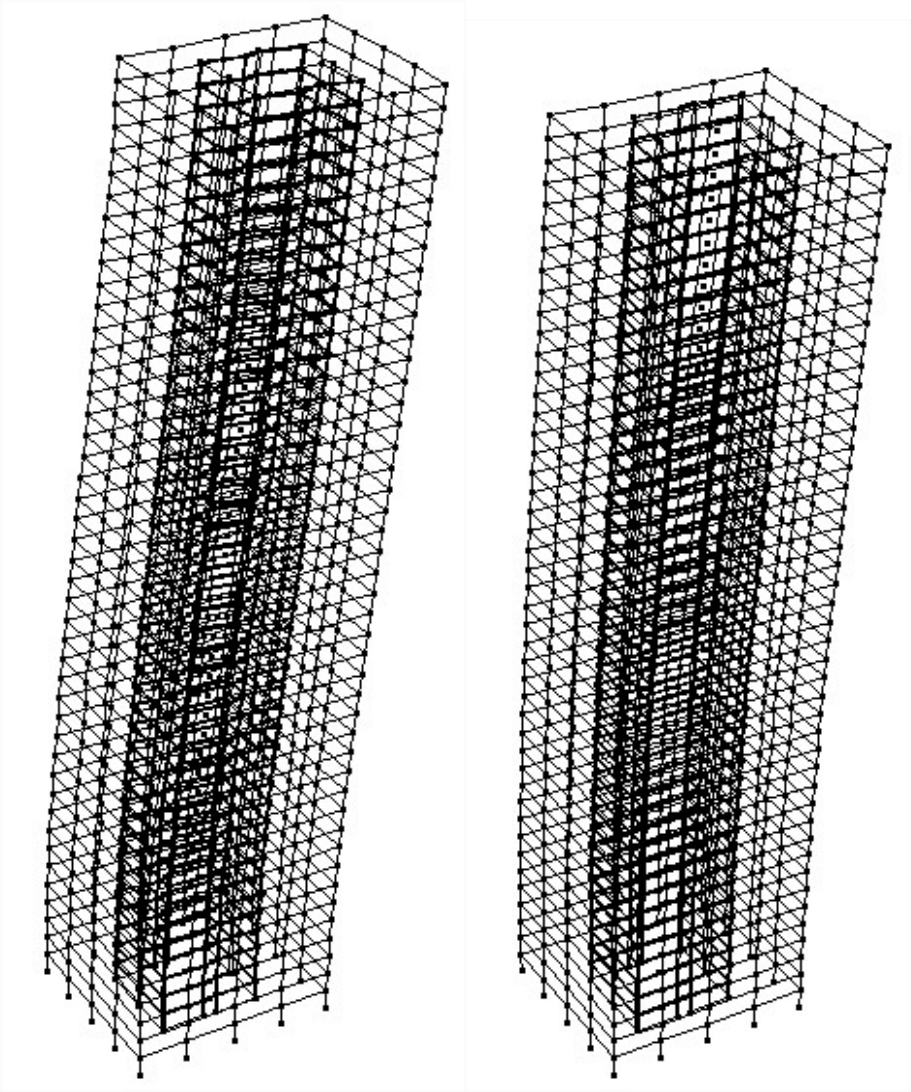
Bu bölümde doğrusal olmayan analizi yapılmış iki bina modelinin (betonarme bağ kirişli ve çelik bağ kirişli) sonuçları verilmiştir. 7 yer hareketi kaydının normal ve paralel doğrultularını içeren 14 analizin isimleri, deprem ve kayıt istasyonu isimlerini hatırlatacak şekilde Çizelge 4.22'deki gibi kısaltılmış ve tablolarda da bu şekilde ifade edilmiştir.

Çizelge 4.23 : Deprem analiz isimleri kısaltmaları.

Deprem Adı	**İstasyon**	**Kısaltma Adı**	
		Normal	**Paralel**
Kocaeli, Turkey	Arcelik	KA-H1	KA-H2
Kocaeli, Turkey	Iznik	KI-H1	KI-H2
Manjil, Iran	Abbar	MN-H1	MN-H2
Hector Mine	Hector	HE-H1	HE-H2
Landers	Big Bear Lake	LA-H1	LA-H2
Darfield, New Zealand	LPCC	DL-H1	DL-H2
Darfield, New Zealand	OXZ	DO-H1	DO-H2

4.4.1 Mod şekilleri ve kütle katılımı

Bina 1. modunda X yönündeki etkin kütle katılımı %65 oranındadır. 1. mod periyodu 5.542 saniyedir. Bina 2. Modunda ise Y yönündeki etkin kütle katılımı %62 oranındadır. 2. mod periyodu 4.24 saniyedir. Betonarme ve çelik bağ kirişli modellerin her ikisi için de periyot ve kütle katılımları aynıdır.

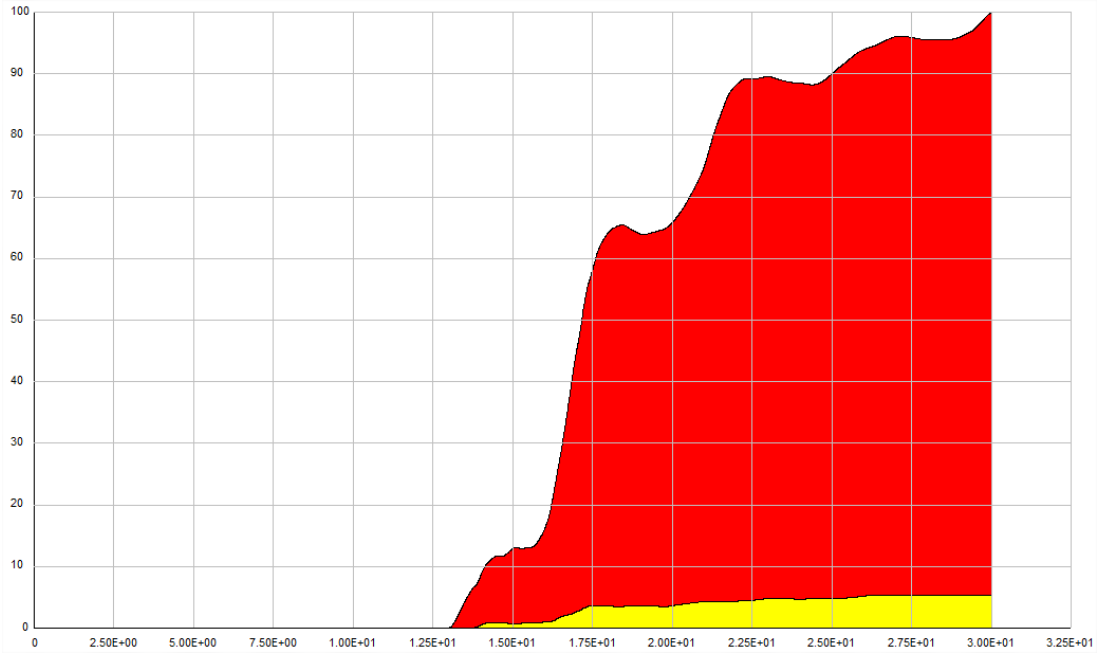


Şekil 4.24 : Binanın 1. ve 2. mod şekilleri.

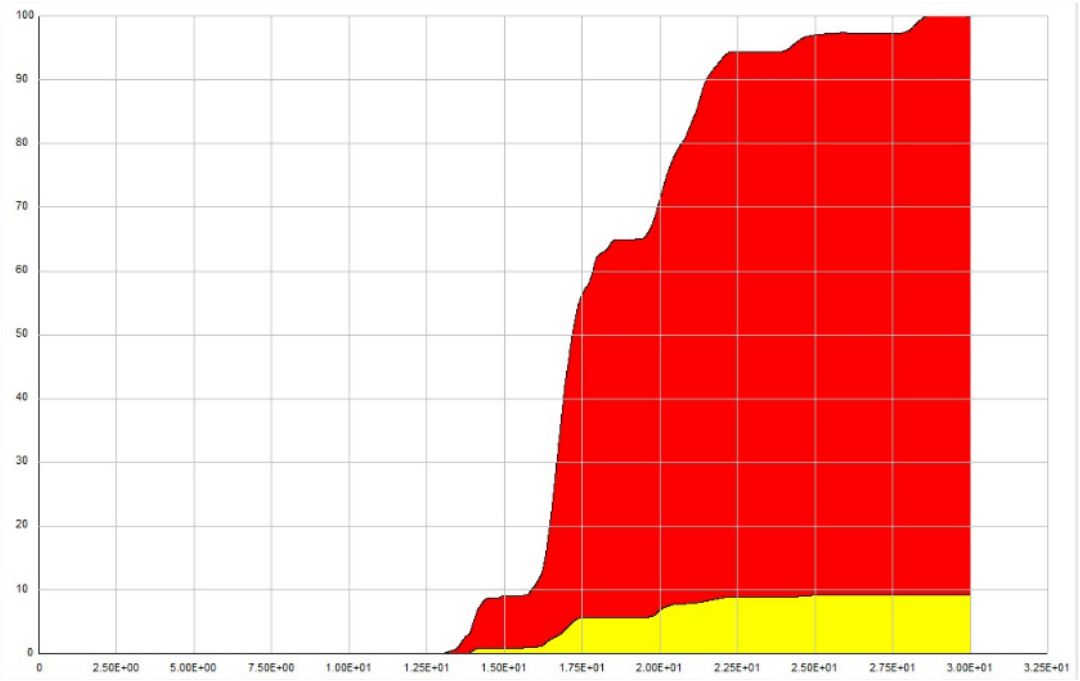
4.4.2 Enerji diyagramları

Yapı analizlerinde, yapıların deprem kuvvetlerine karşı gösterdiği tepki, yapının sönümleyebildiği deprem kuvveti enerjisi ile ölçülmektedir. Genellikle doğrusal davranış gösteren sistemlerde enerji sönümleme viskoz sönümleme ile olmaktadır. Doğrusal olmayan davranış gösteren yapılarda ise deprem enerjisi sönümü viskoz sönüm dışında elastik olmayan akma, sürtünme gibi etkilerden de oluşmaktadır.

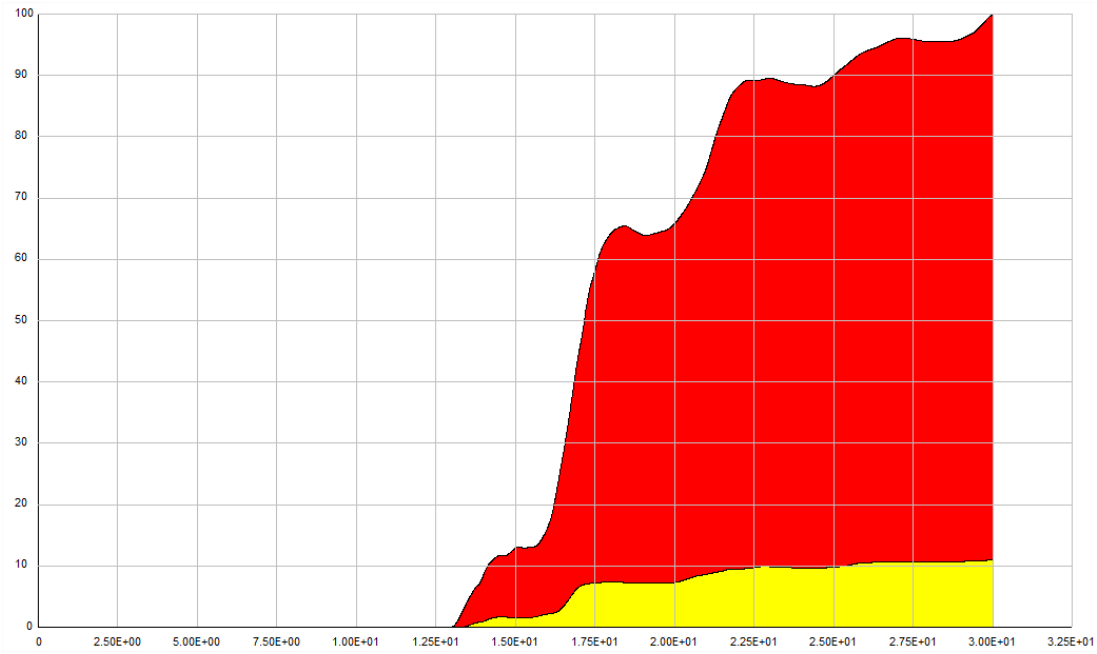
Dinamik analizler sonucu bağ kirişlerde ortaya çıkan en büyük inelastik enerji Kocaeli depremi, Arçelik kaydında (KA-H2) oluşmuştur. Bu kayıttan elde edilen bağ kirişlerin enerji diyagramları Şekil 4.25-34'de görülmektedir. Burada kırmızı renk, yapının tüm elemanları tarafından yutulan toplam inelastik enerjiyi, sarı renk ise sadece bağ kirişleri tarafından yutulan inelastik enerjiyi temsil eder. Diyagramlardaki X ekseni zamanı (saniye), Y ekseni ise yutulan enerji yüzdesini temsil eder.



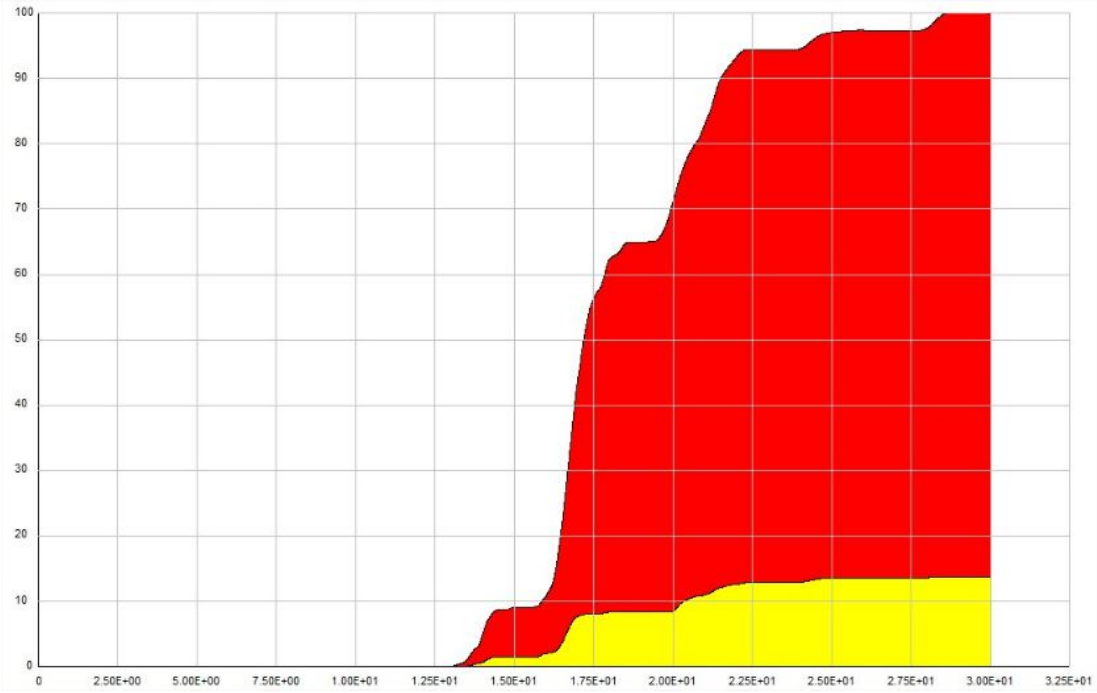
Şekil 4.25 : KA-H2 kaydı altında 100x120 bağ kirişlerinde yutulan enerji diyagramı.



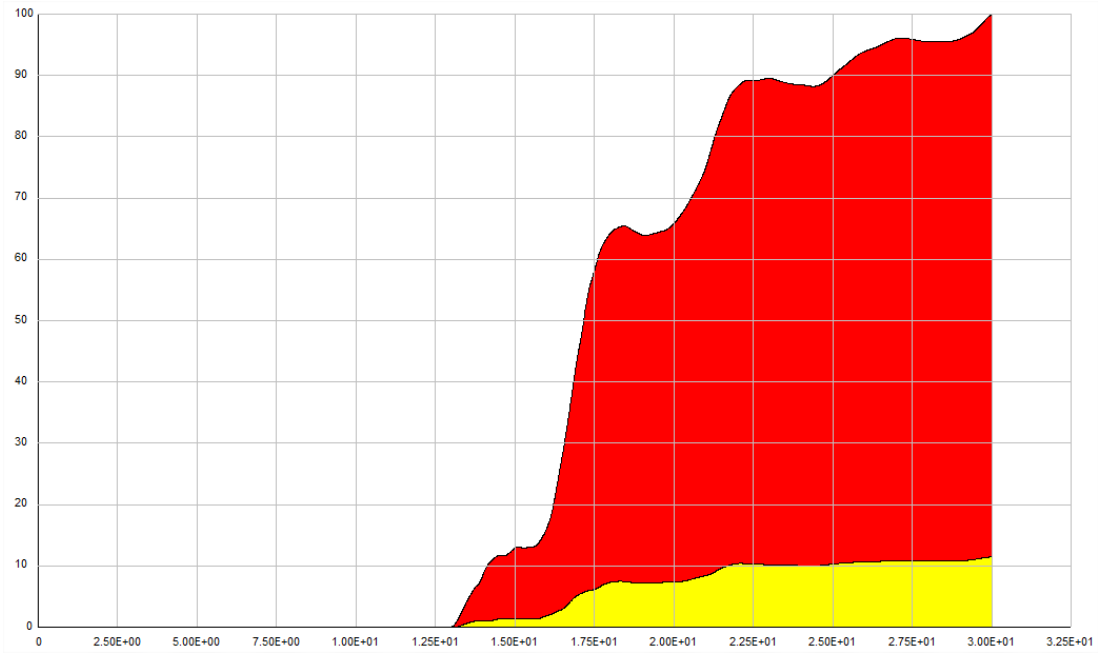
Şekil 4.26 : KA-H2 kaydı altında HEM900 bağ kirişinde yutulan enerji diyagramı.



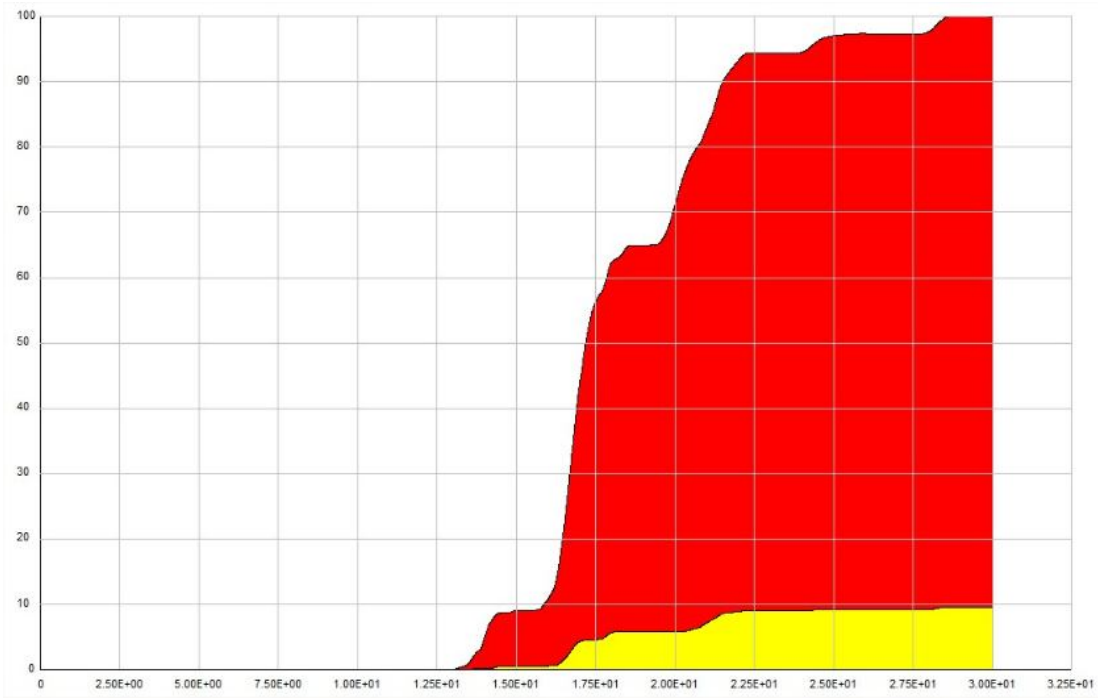
Şekil 4.27 : KA-H2 kaydı altında 90x120 bağ kirişinde yutulan enerji diyagramı.



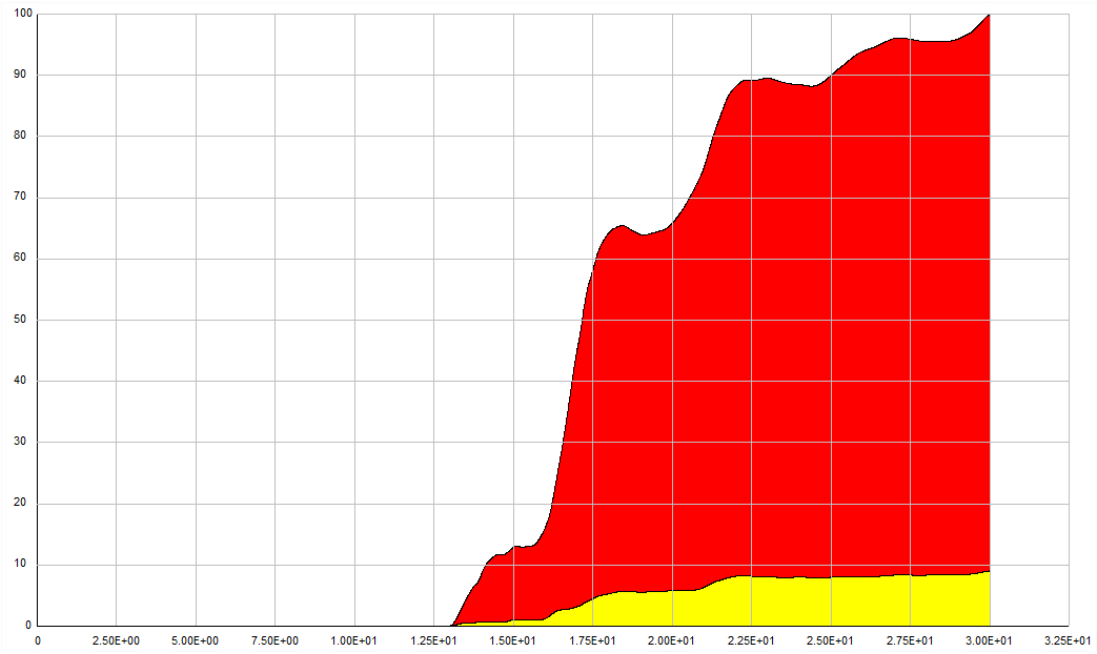
Şekil 4.28 : KA-H2 kaydı altında HE800x373 bağ kirişinde yutulan enerji diyagramı.



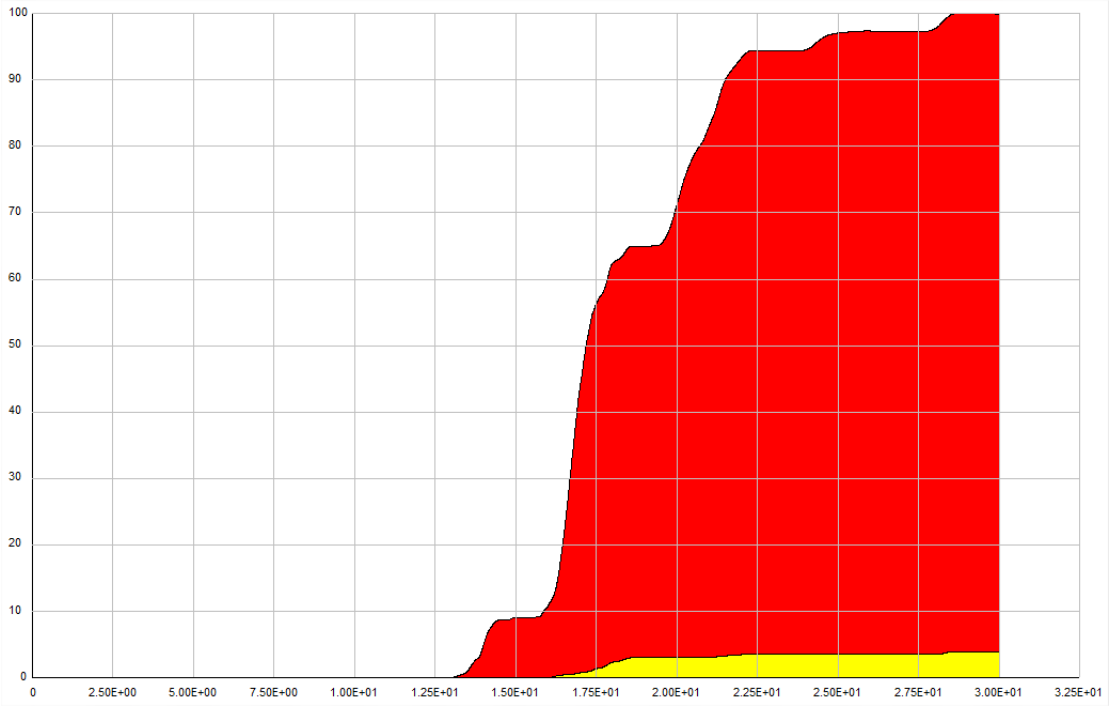
Şekil 4.29 : KA-H2 kaydı altında 80x120 bağ kirişinde yutulan enerji diyagramı.



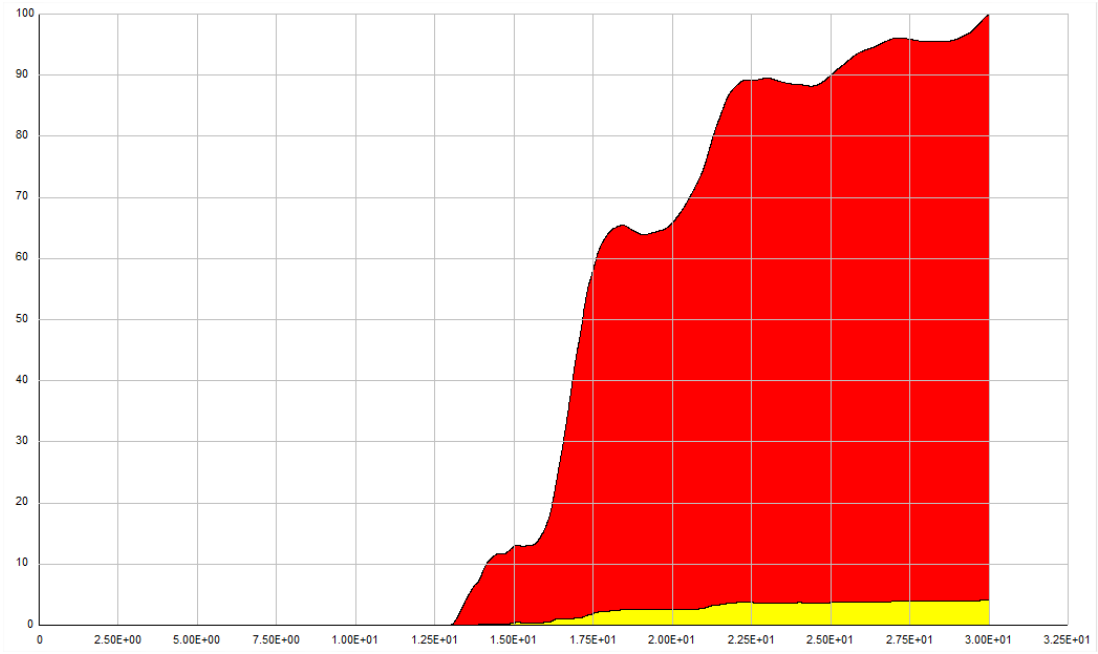
Şekil 4.30 : KA-H2 kaydı altında HE700x418 bağ kirişinde yutulan enerji diyagramı.



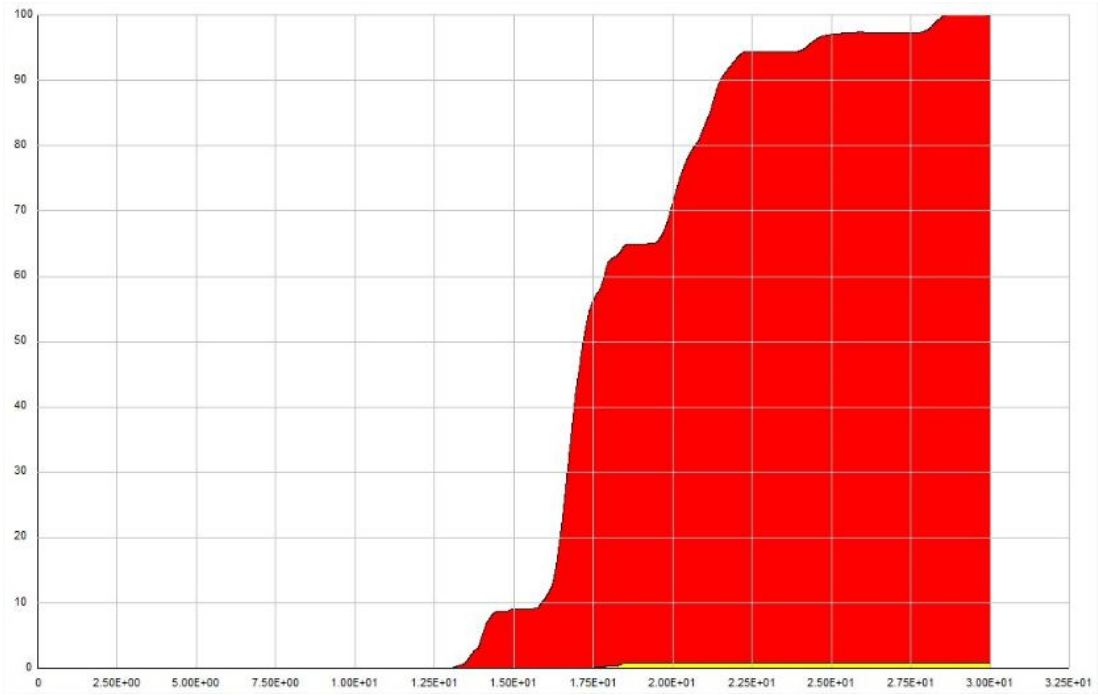
Şekil 4.31 : KA-H2 kaydı altında 70x120 bağ kirişinde yutulan enerji diyagramı.



Şekil 4.32 : KA-H2 kaydı altında HE650x407 bağ kirişinde yutulan enerji diyagramı.



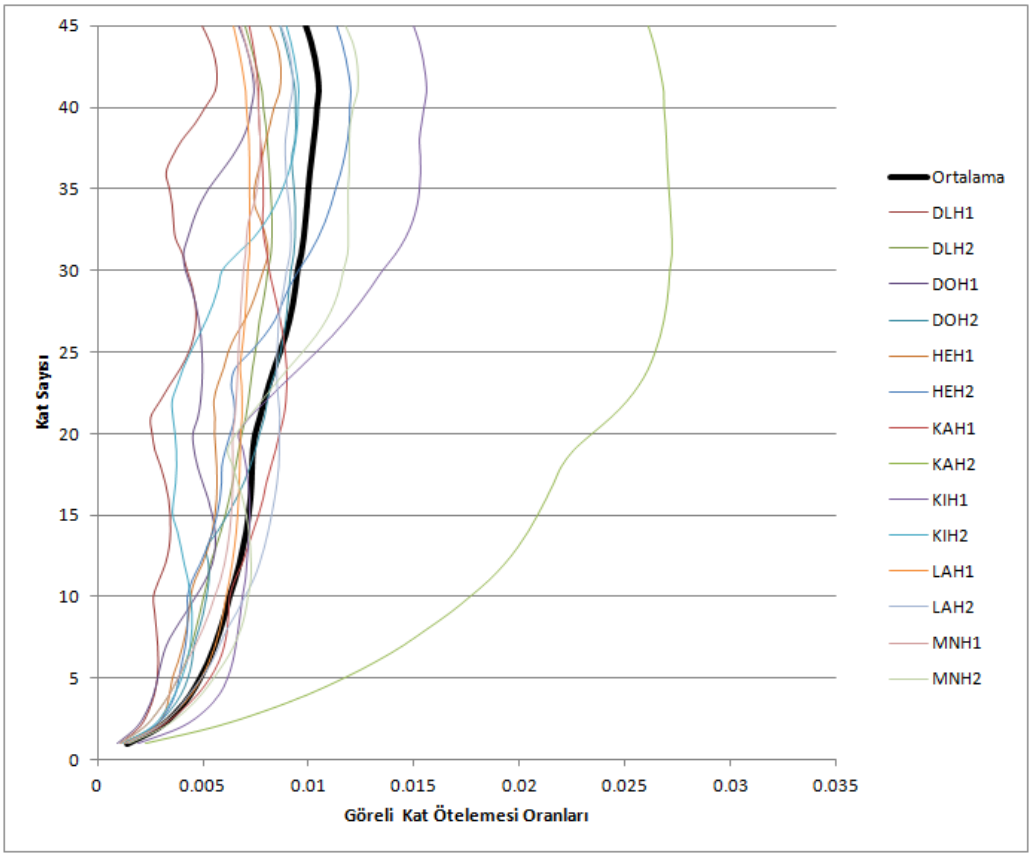
Şekil 4.33 : KA-H2 kaydı altında 60x120 bağ kirişinde yutulan enerji diyagramı.



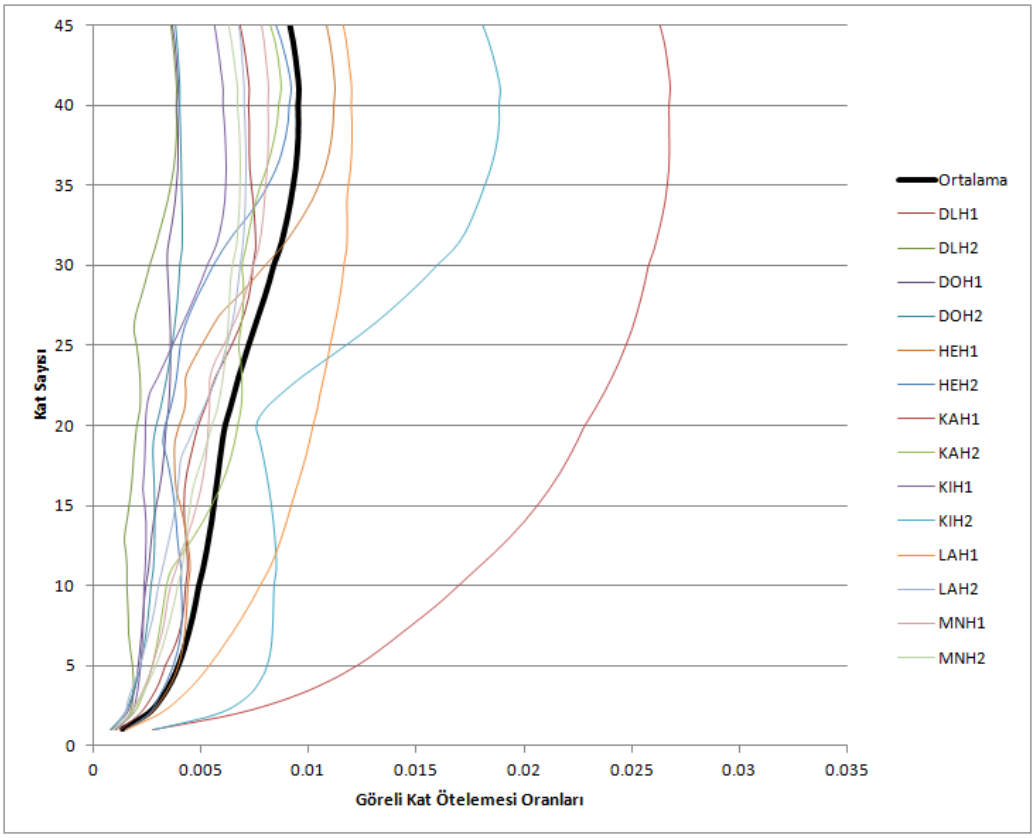
Şekil 4.34 : KA-H2 kaydı altında HE600x399 bağ kirişinde yutulan enerji diyagramı.

4.4.3 Göreli kat ötelemesi kontrolü

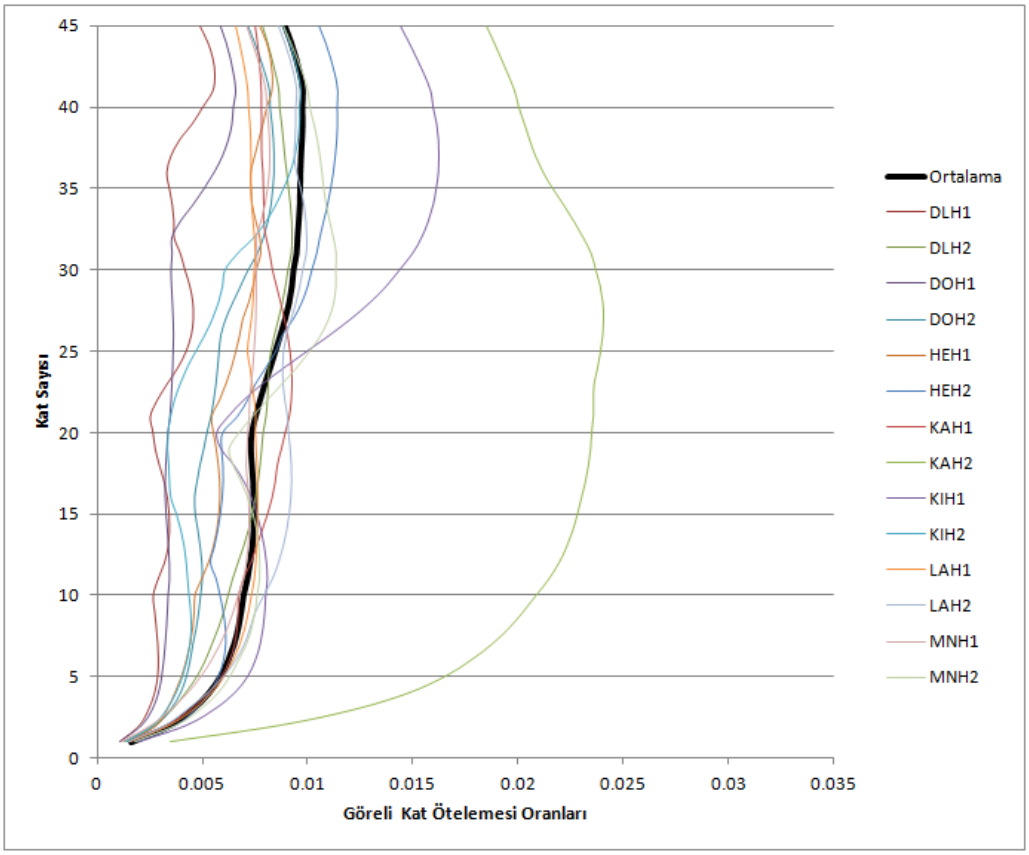
Binanın her iki doğrultusundaki göreli kat ötelemeleri, 14 analiz sonucunda elde edilen maksimum değerler ve bu değerlerin ortalaması alınarak yönetmelik limitini aşıp aşmadığı kontrol edilmiştir. Göreli kat ötelemesi değerleri betonarme ve çelik bağ kirişli modeller için Şekil 4.35-39'da gösterilmiştir. Her iki binada iki doğrultuda da 14 analizin sonucunda elde edilen göreli kat ötelemesi değerlerinin ortalaması, İYBDY Tasarım Aşaması III için verilen 0.035 limitini aşmamıştır.



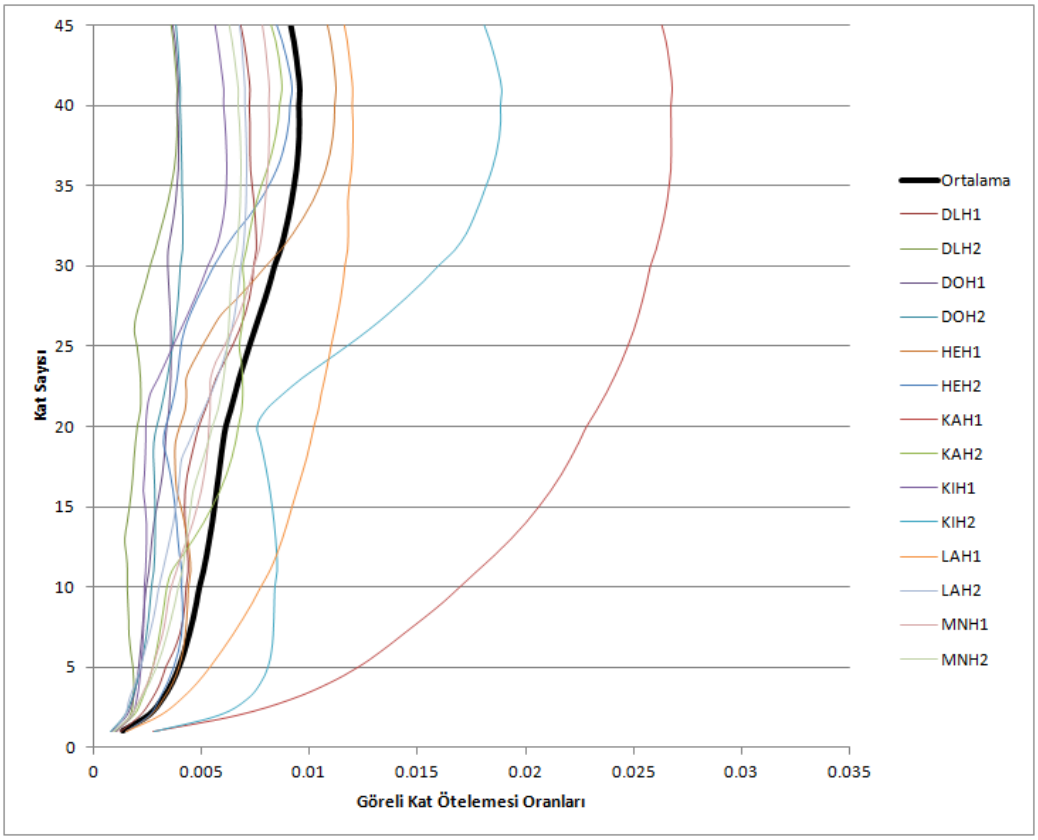
Şekil 4.35 : Betonarme bağ kirişli model-X yönü göreli kat ötelemesi oranları.



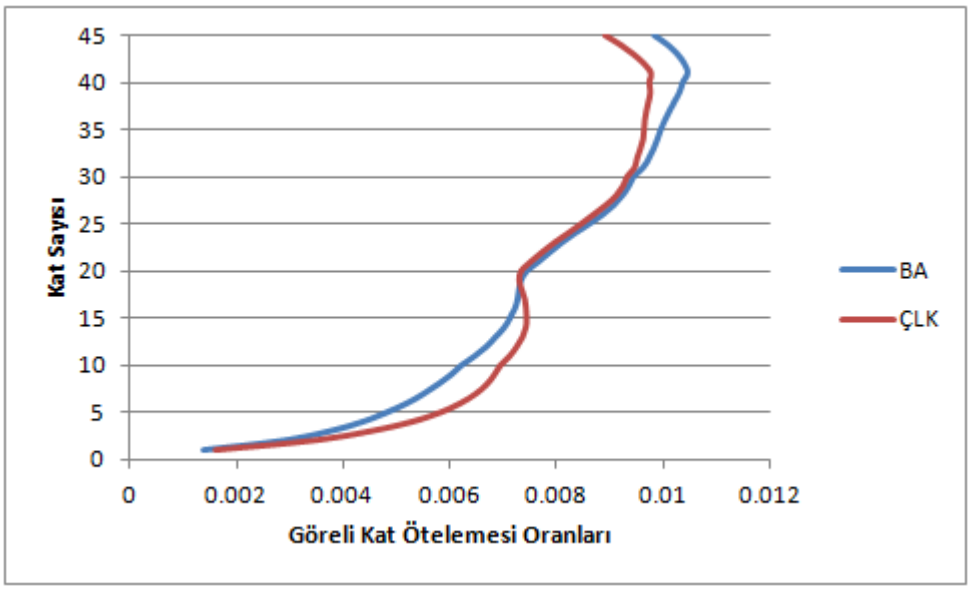
Şekil 4.36 : Betonarme bağ kirişli model-Y yönü göreli kat ötelemesi oranları.



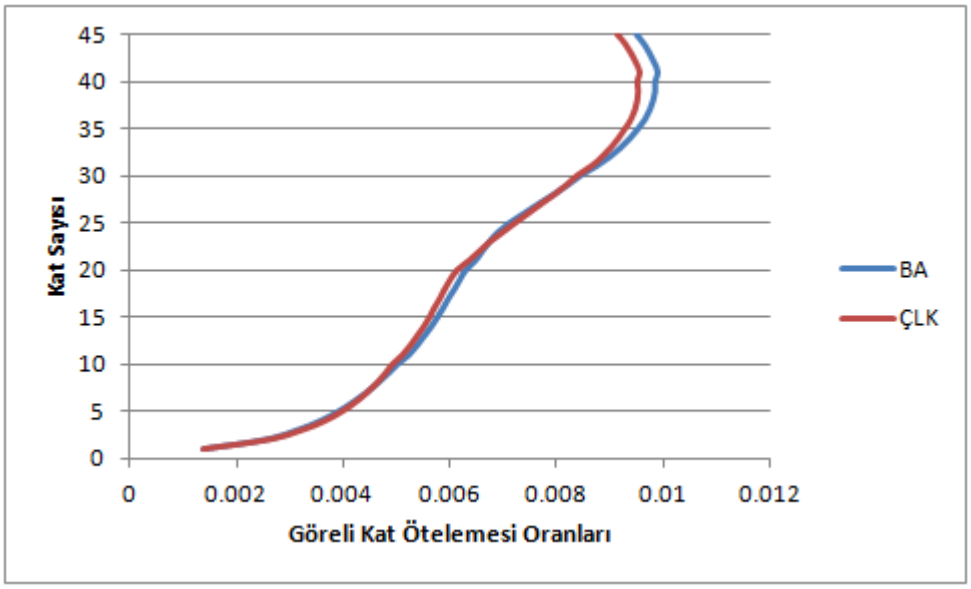
Şekil 4.37 : Çelik bağ kirişli model-X yönü göreli kat ötelemesi oranları.



Şekil 4.38 : Çelik bağ kirişli model-Y yönü göreli kat ötelemesi oranları.



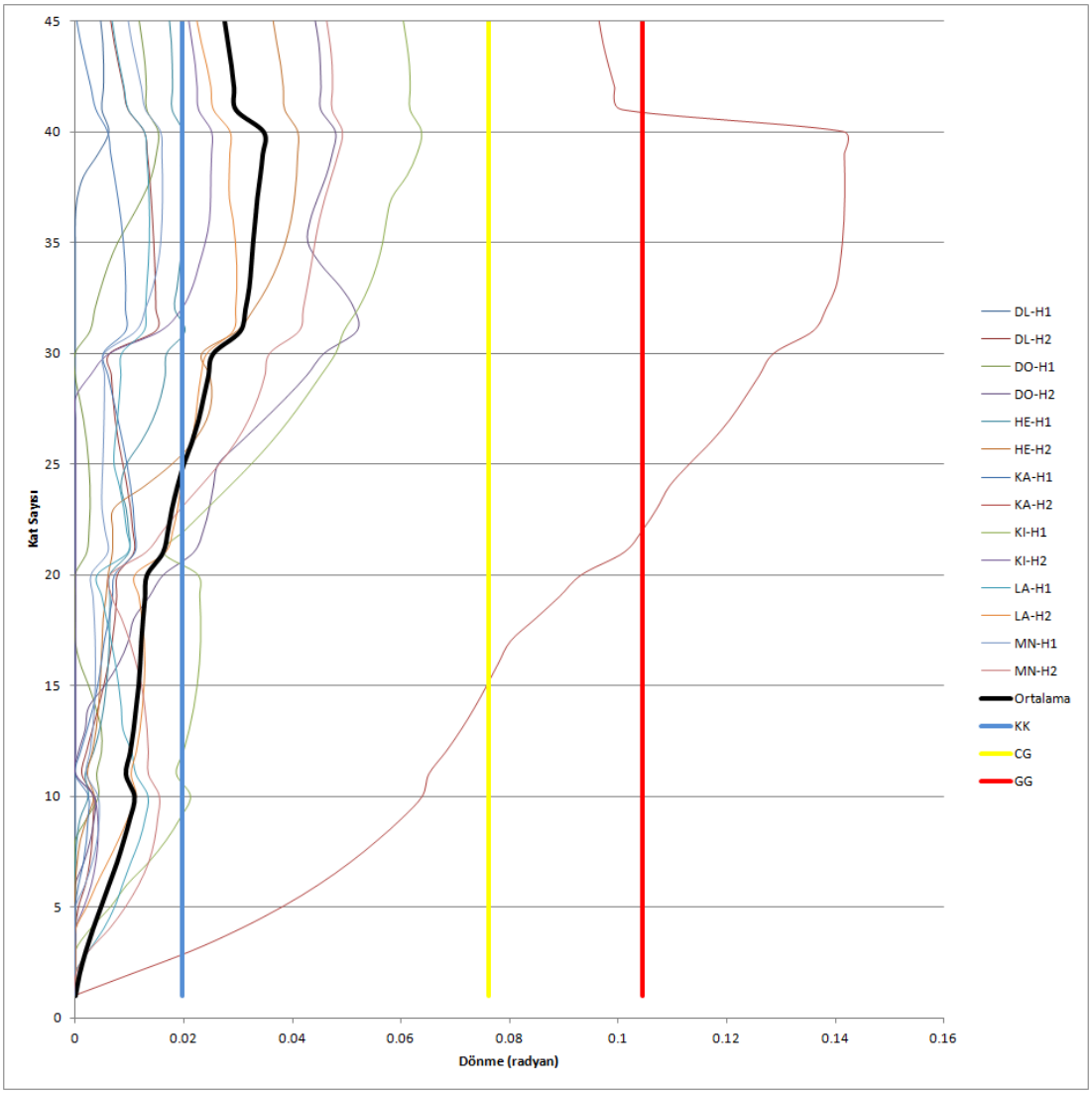
Şekil 4.39 : Ba. ve çelik bağ kirişli modeller-X yönü göreli kat ötelemesi oranları karşılaştırması.



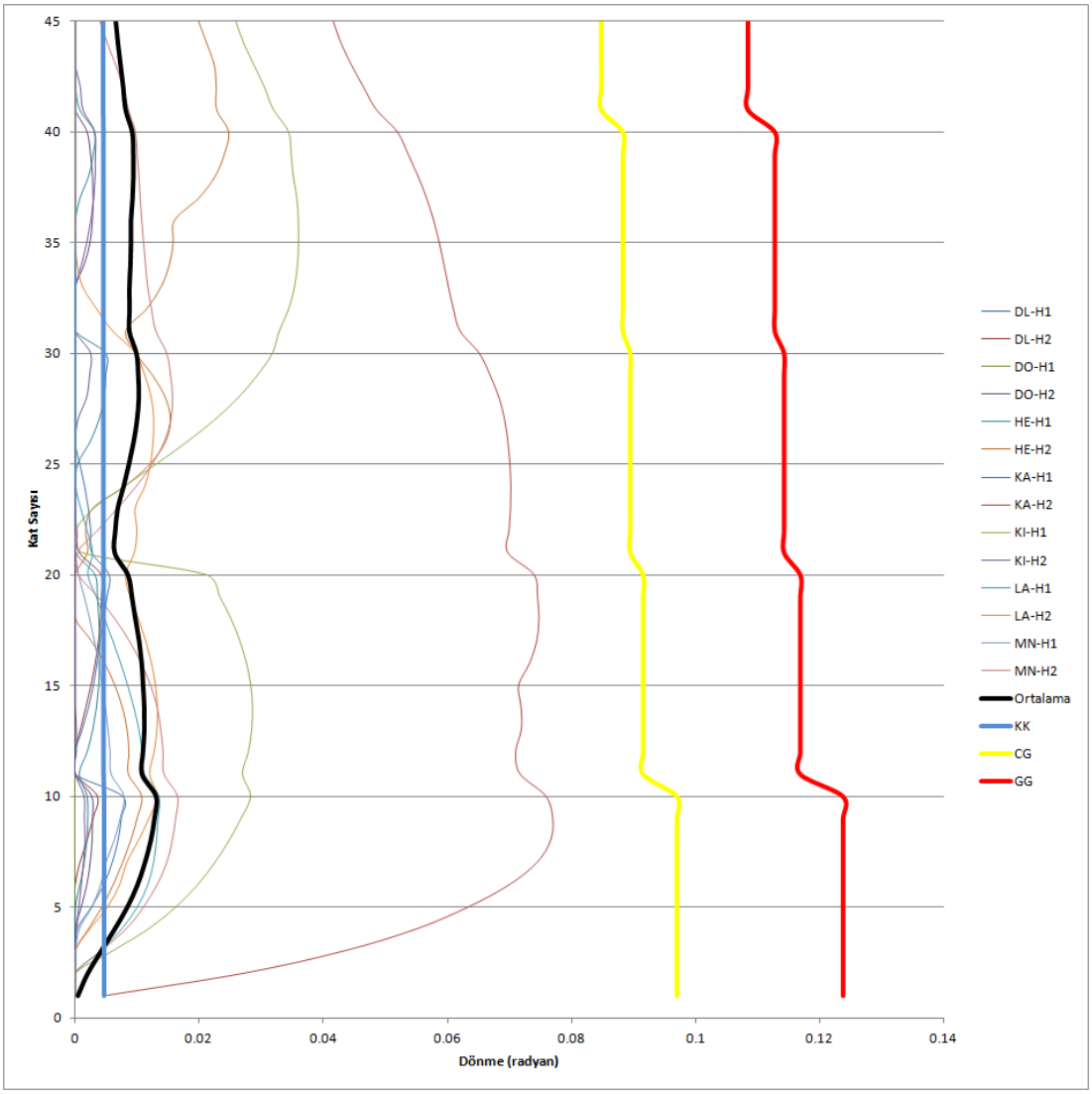
Şekil 4.40 : Ba. ve çelik bağ kirişli modeller-Y yönü göreli kat ötelemesi oranları karşılaştırması.

4.4.4 Kiriş hasarları

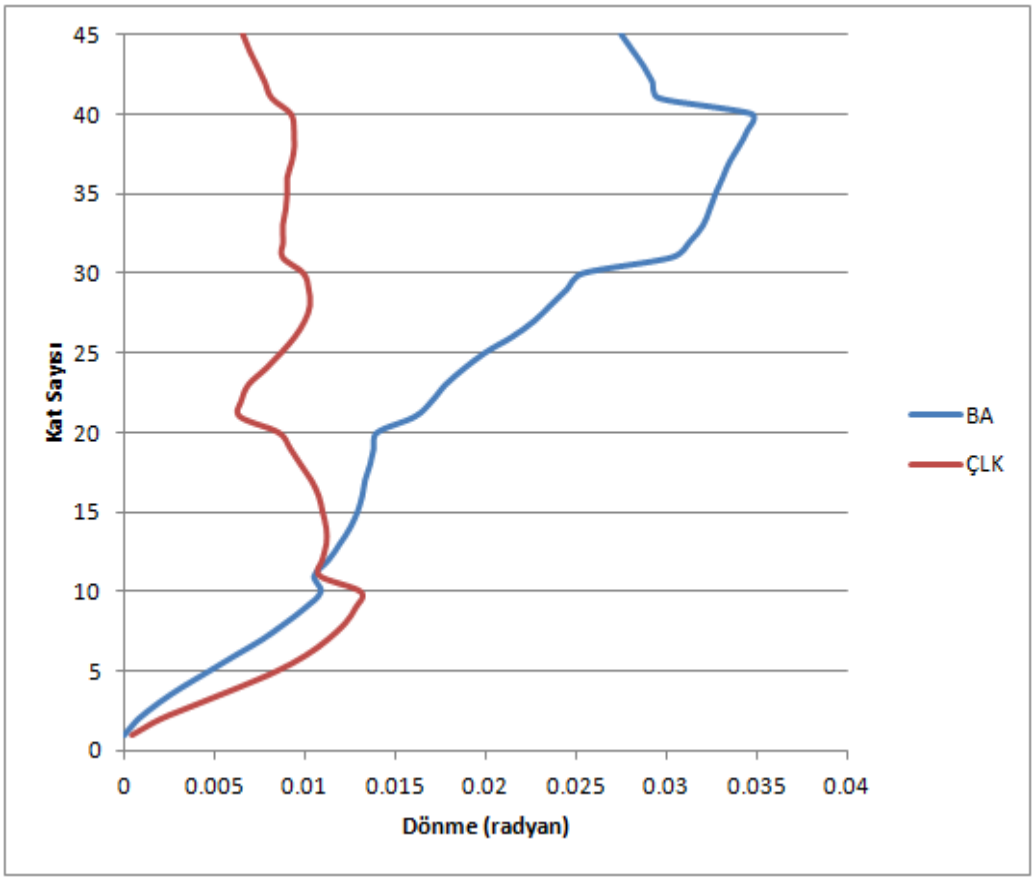
Kirişlerde analiz sonuçlarının değerlendirilmesi için kirişlerin her iki ucunda tanımlanmış olan plastik mafsallardan, pozitif ve negatif momentlerden meydana gelen plastik dönme değerleri elde edilmiştir. Bu dönme değerlerinin en elverişsiz olanı kesitin hasar durumu olarak kabul edilmiş olup her 5 katta bir değişen kesitler için dönme değerleri tablolaştırılmıştır. 14 analizden elde edilen en büyük dönme değerleri ve ortalamaları, KK, CG, ve GG performans limitleriyle birlikte Şekil 4.41-46'da gösterilmiştir.



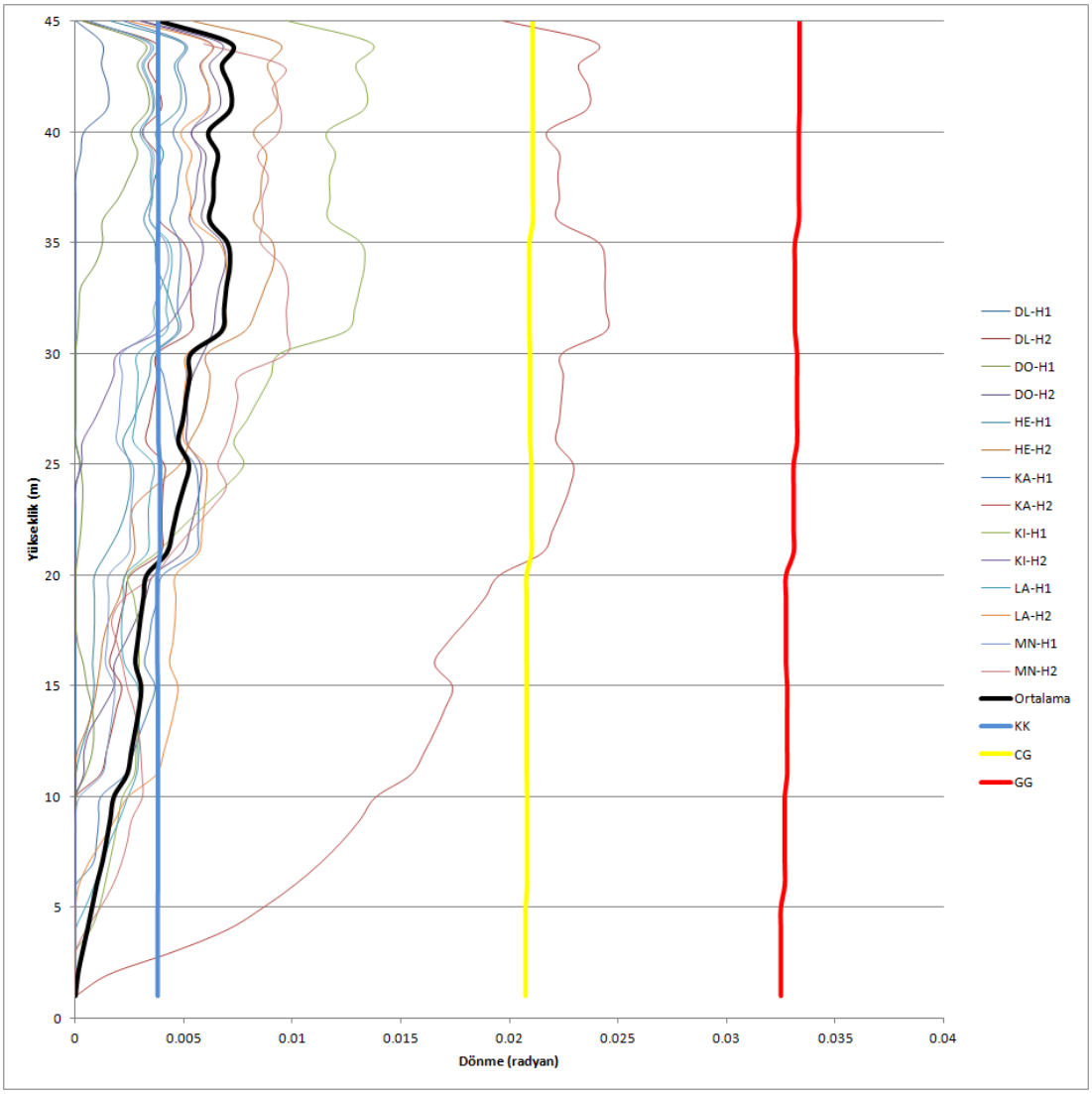
Şekil 4.41 : Betonarme bağ kirişleri dönme değerleri.



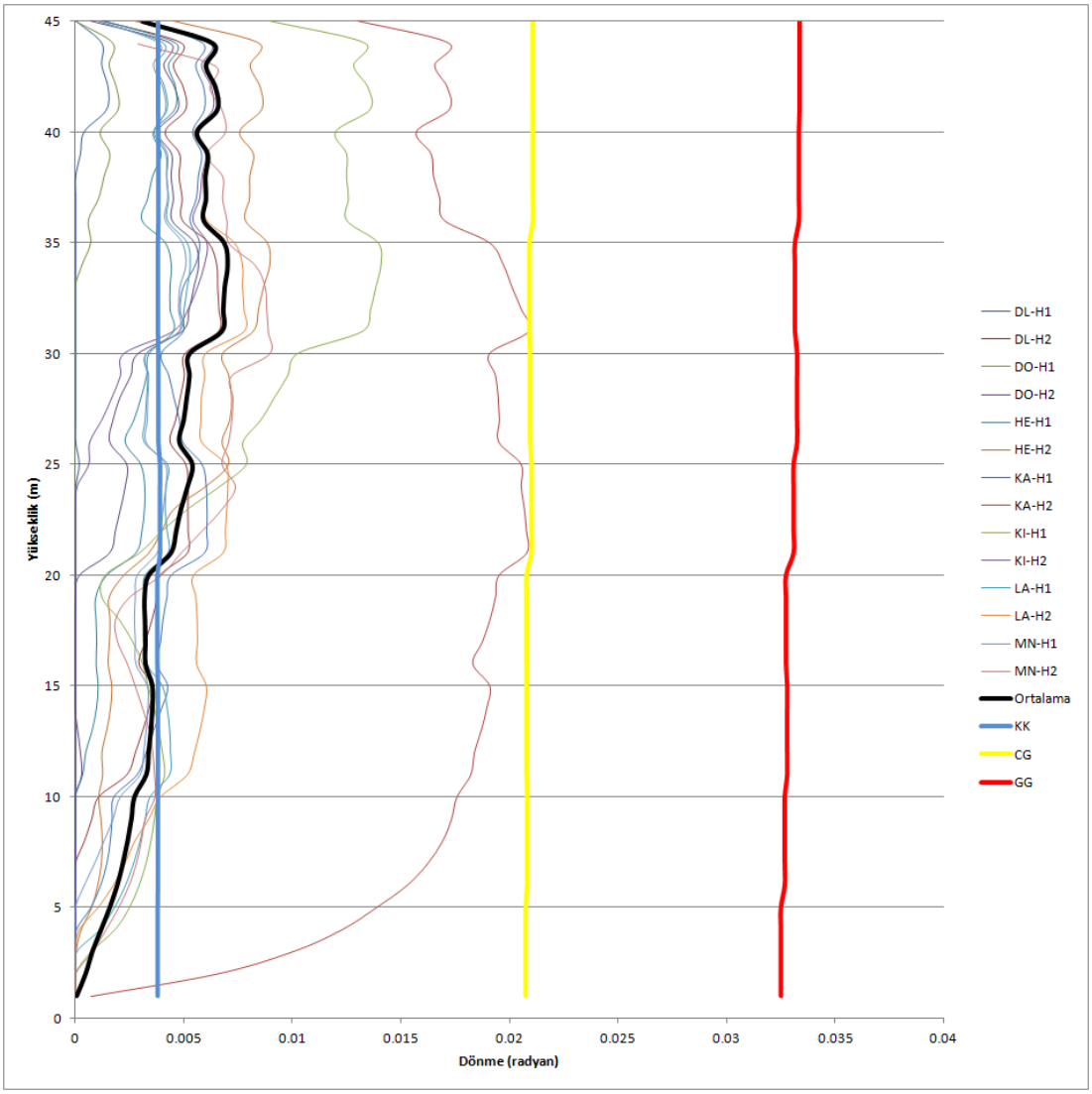
Şekil 4.42 : Çelik bağ kirişleri dönme değerleri.



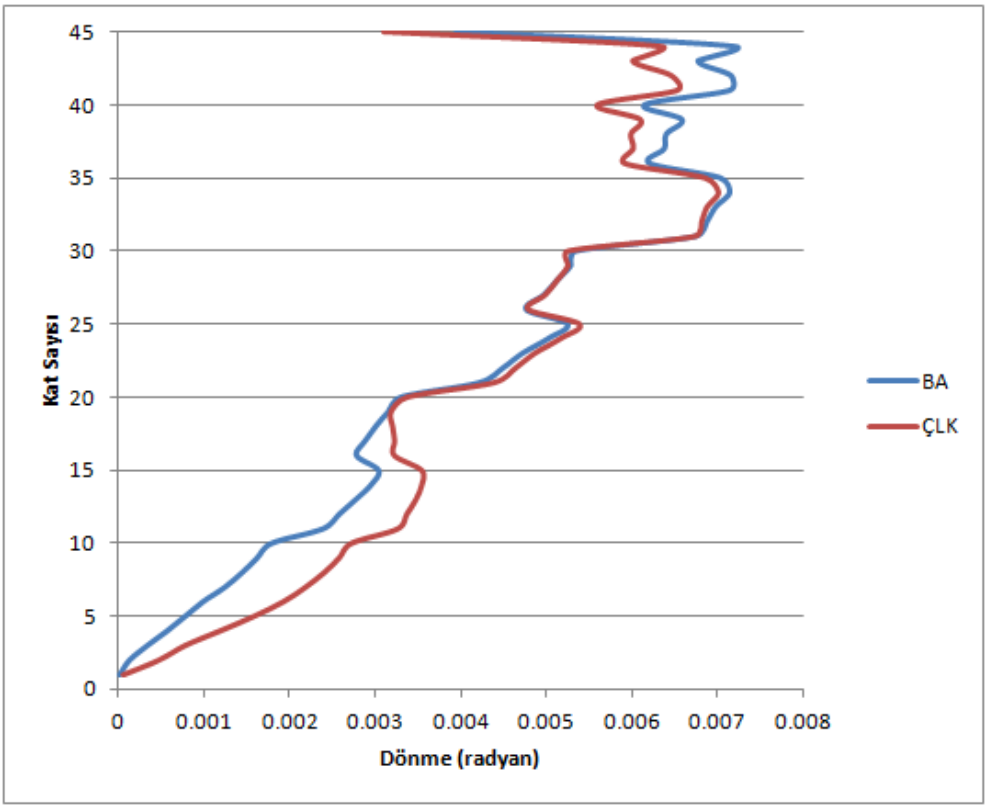
Şekil 4.43 : Ba. ve çelik bağ kirişleri dönme değerleri karşılaştırması.



Şekil 4.44 : Ba. bağ kirişli modelde çevre kirişleri dönme değerleri.



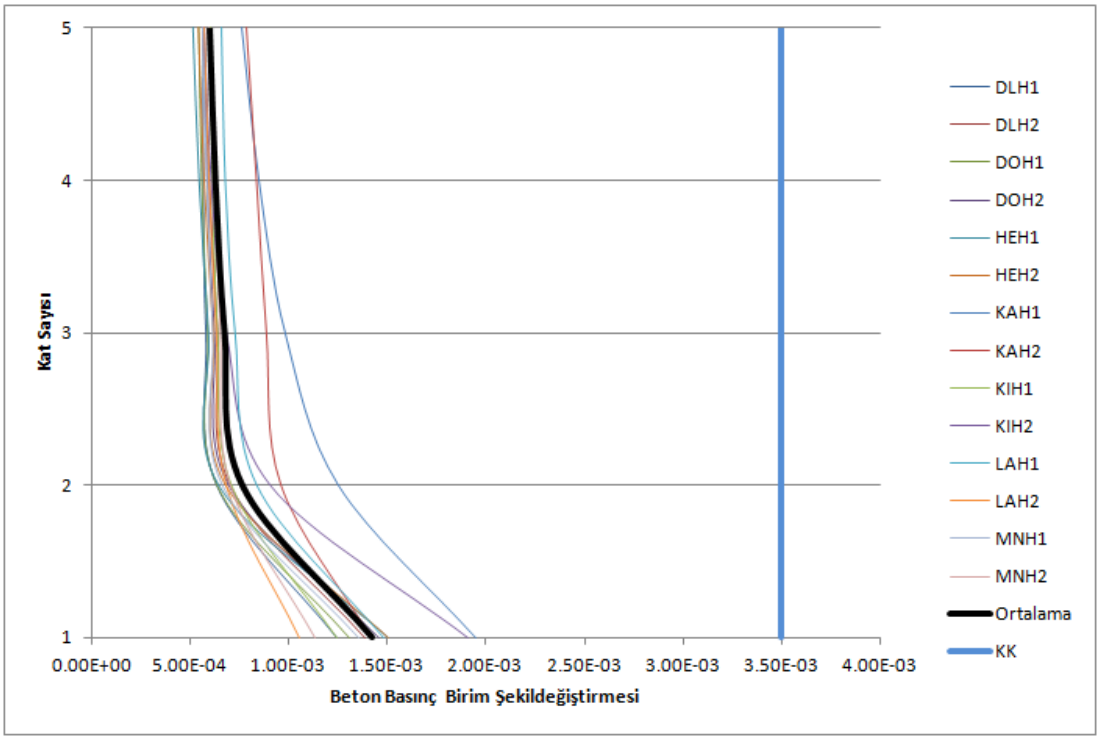
Şekil 4.45 : Çelik bağ kirişli modelde çevre kirişleri dönme değerleri.



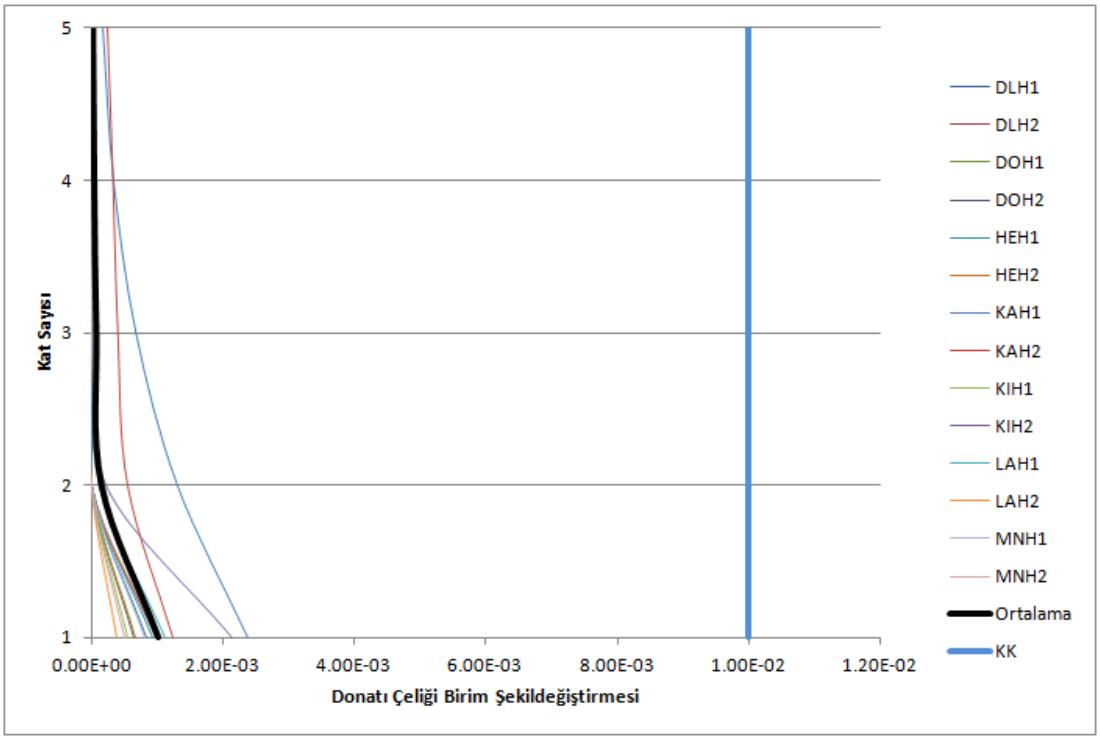
Şekil 4.46 : Ba. ve çelik bağ kirişli modellerde çevre kirişleri dönme değerleri karşılaştırması.

4.4.5 Kolon hasarları

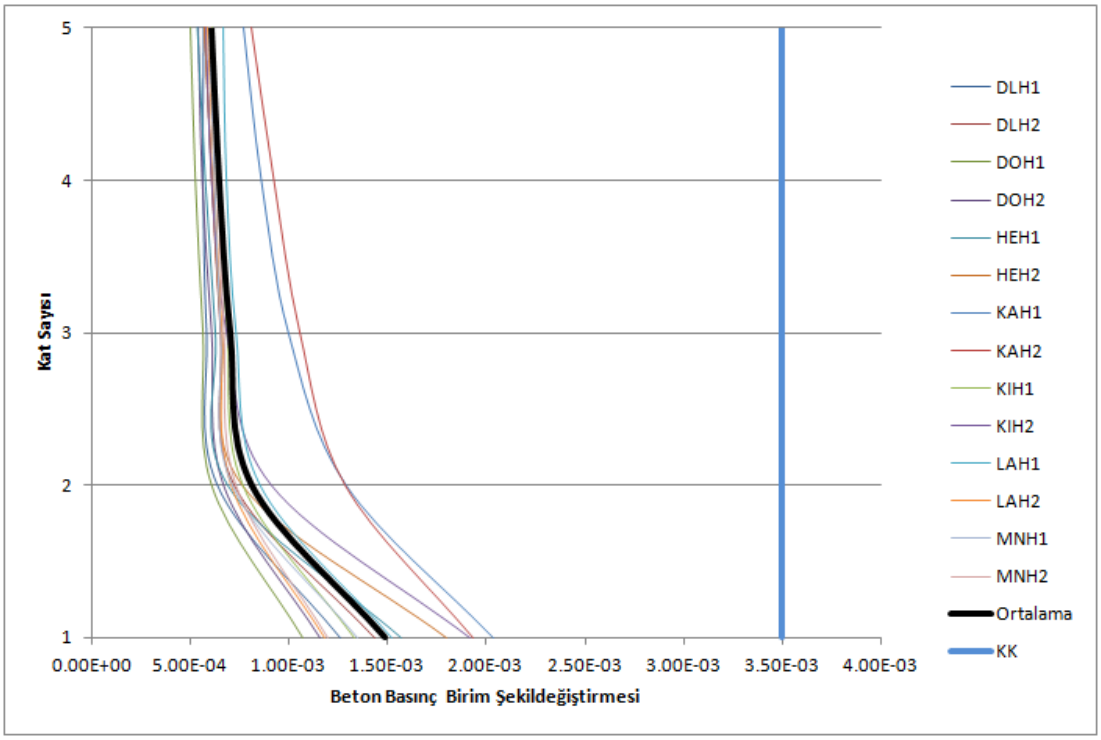
İlk 5 kat için fiber elemanlarla modellenen 150x150 kesitli kolonlardan elde edilen analiz sonuçlarının değerlendirilmesi için seçilen 2 fiber noktasından okunan en büyük basınç ve çekme birim şekildeğiştirme değerleri yani birim uzama ve kısalma değerleri tablolaştırılmıştır. 14 analizden elde edilen en büyük şekildeğiştirme değerleri ve ortalamaları, değerler çok küçük olduğundan yalnız Kesintisiz Kullanım (KK) performans limitiyle birlikte gösterilmiştir.



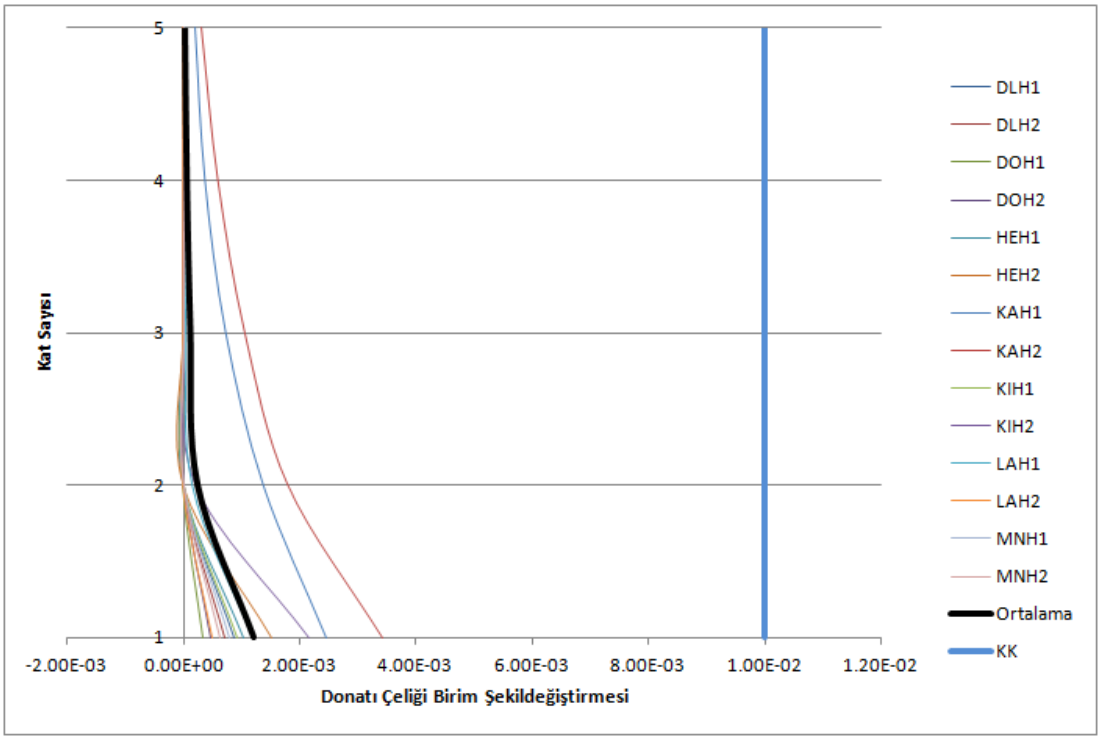
Şekil 4.47 : Ba.bağ kirişli modelde 150x150 kolonda beton basınç birim şekildeğiştirme değerleri.



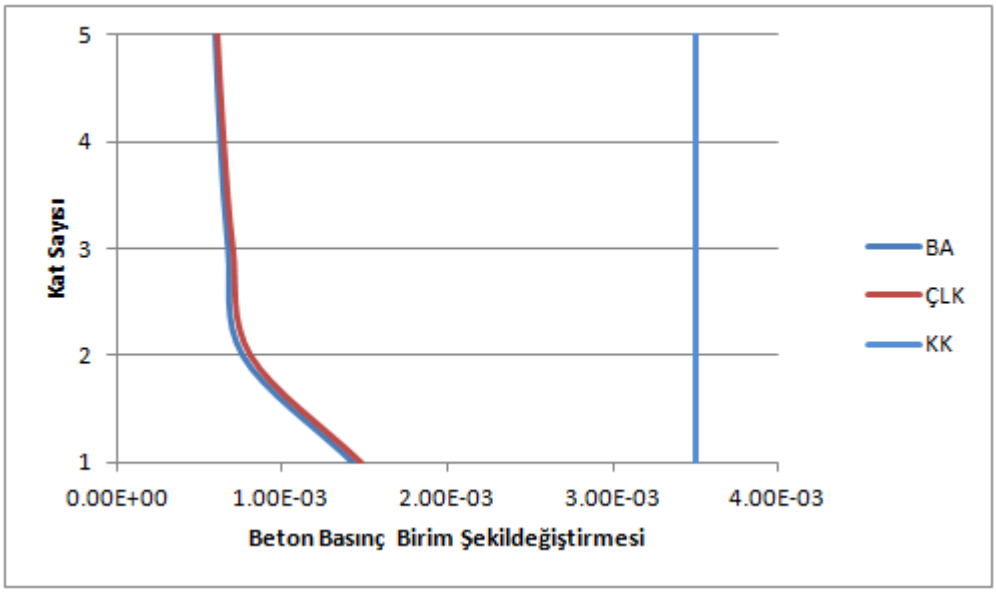
Şekil 4.48 : Ba.bağ kirişli modelde 150x150 kolonda donatı çeliği birim şekildeğiştirme değerleri.



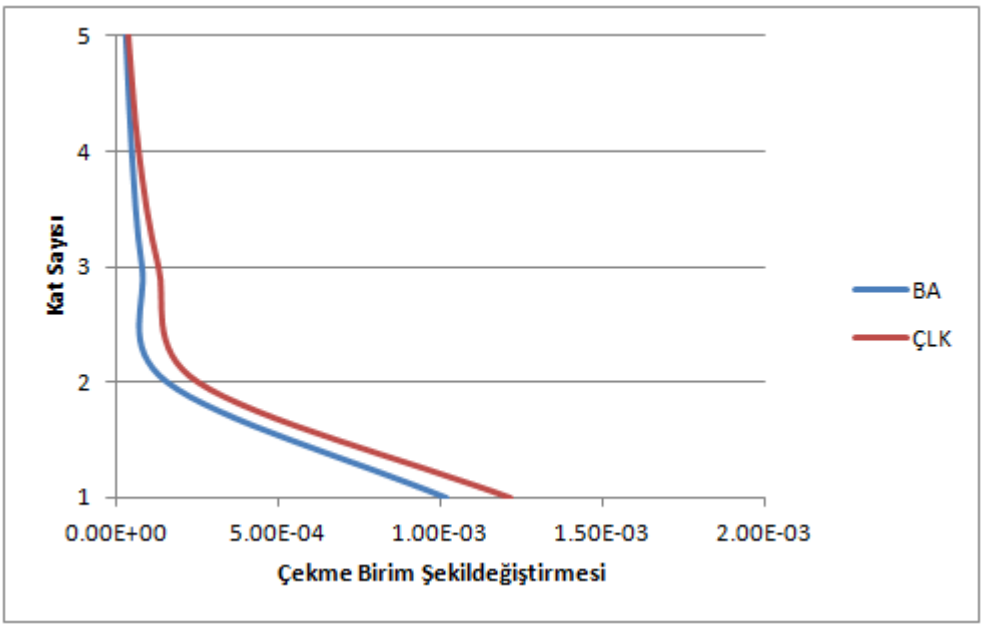
Şekil 4.49 : Çelik bağ kirişli modelde 150x150 kolonda beton basınç birim şekildeğiştirme değerleri.



Şekil 4.50 : Çelik bağ kirişli modelde 150x150 kolonda donatı çeliği birim şekildeğiştirme değerleri.



Şekil 4.51 : Ba. ve çelik bağ kirişli modellerde 150x150 kolonda beton basınç birim şekildeğiştirme değerleri karşılaştırması.

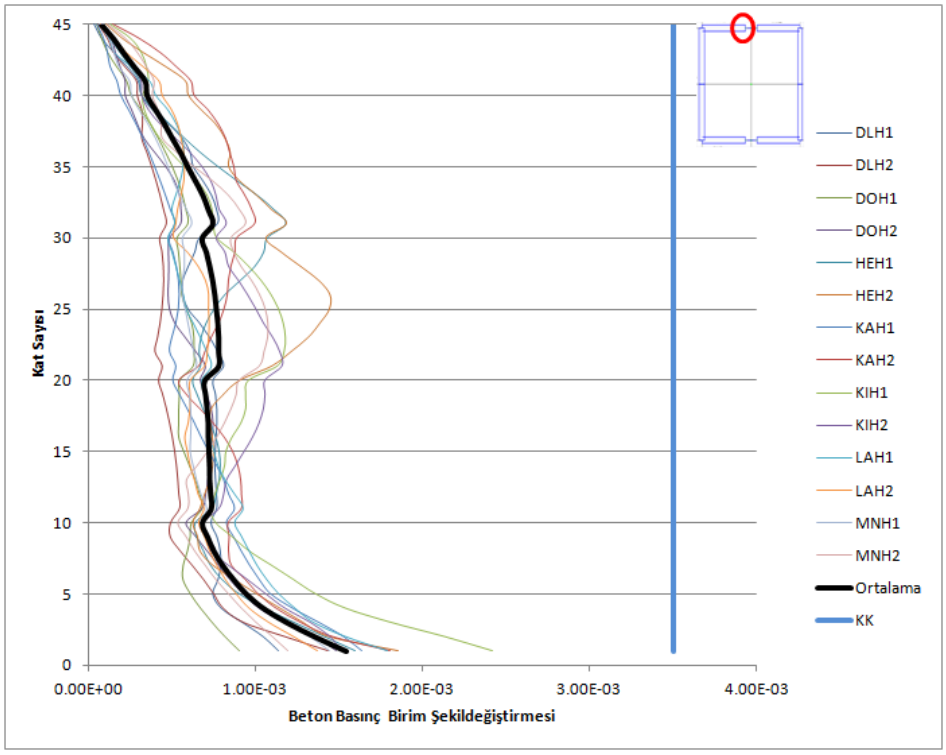


Şekil 4.52 : Ba. ve çelik bağ kirişli modellerde 150x150 koloda donatı çeliği birim şekildeğiştirme değerleri karşılaştırması.

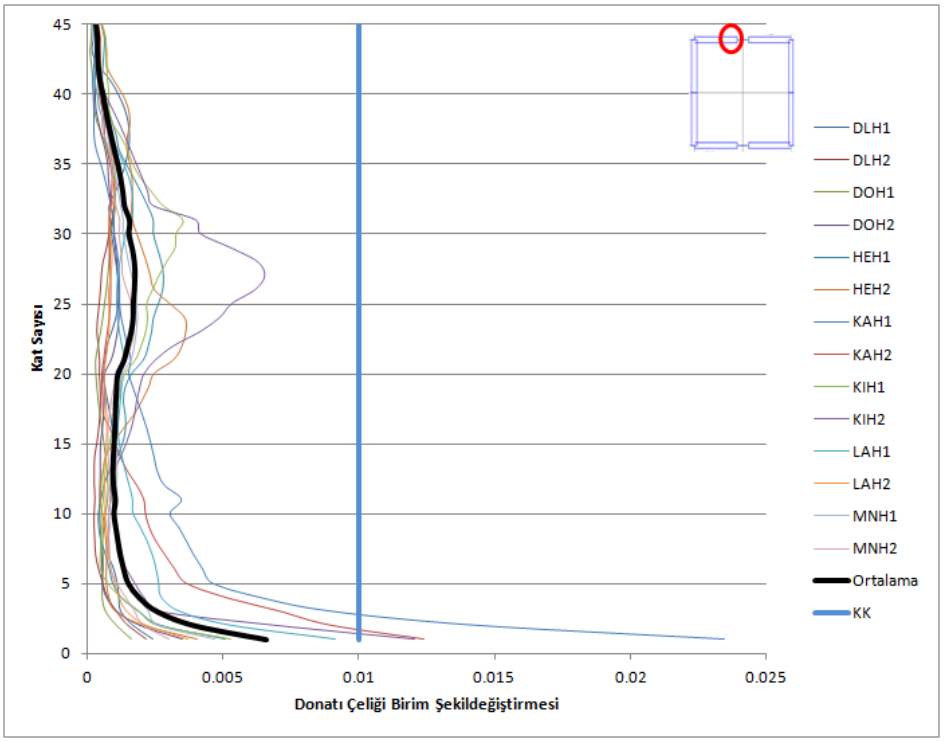
4.4.6 Perde hasarları

Tamamı fiber elemanlarla modellenen perdelerden elde edilen analiz sonuçlarının değerlendirilmesi için perde kollarının köşe noktalarına tanımlanan strain gage elemanlardan okunan en büyük basınç ve çekme birim şekildeğiştirme değerleri tablolaştırılmıştır. 14 analizden elde edilen en büyük dönme değerleri ve

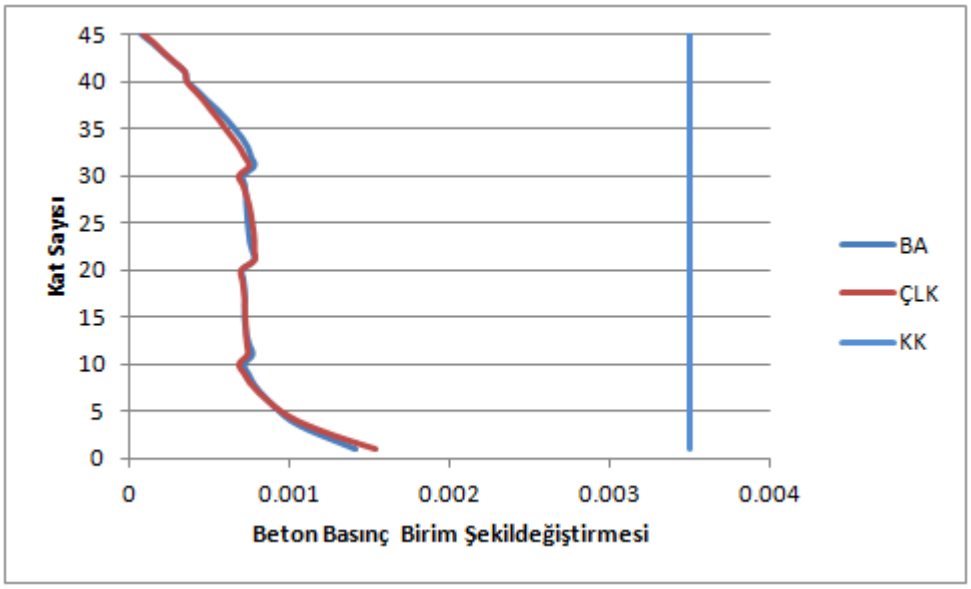
ortalamaları, çelik bağ kirişli modelde seçilen bir fiber noktası için Kesintisiz Kullanım (KK) performans limitiyle birlikte gösterilmiştir.



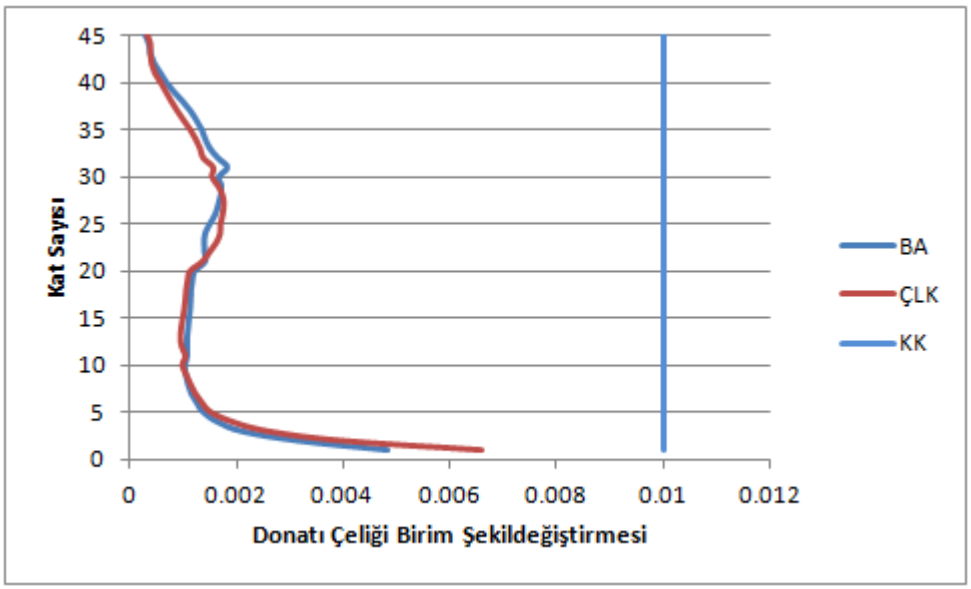
Şekil 4.53 : Çelik bağ kirişli model-perde beton basınç birim şekildeğiştirme değerleri.



Şekil 4.54 : Çelik bağ kirişli model-perde donatı çeliği birim şekildeğiştirme değerleri.



Şekil 4.55 : Ba. ve çelik bağ kirişli modellerde perde basınç birim şekildeğiştirme değerleri karşılaştırması.



Şekil 4.56 : Ba. ve çelik bağ kirişli modellerde perde çekme birim şekildeğiştirme değerleri karşılaştırması.

4.4.7 Perde kesme kuvvetleri

Her iki bina modelinden elde edilen perde kesme kuvvetleri aynıdır. Tüm perde kollarında, 14 analiz sonucunda elde edilen maksimum kesme kuvvetlerinin ortalaması dikkate alınarak hesap yapıldığında kesme güvenliği limiti aşılmamaktadır ve doğrusal hesaplar neticesinde seçilen kesme donatıları, doğrusal olmayan analiz sonucunda elde edilen perde kesme kuvvetleriyle hesap yapıldığında yeterli çıkmaktadır.

Çizelge 4.24 : Perde kesme güvenliği kontrolü.

Kat	PIER	bw (m)	d (m)	Vd (kN)	Vd < 0.22 bw d fcd
1-10	PX	1.00	8.8	31101	YETERLİ
1-10	PY	1.00	18	77708	YETERLİ
11-20	PX	0.90	8.8	20584	YETERLİ
11-20	PY	0.90	18	49296	YETERLİ
21-30	PX	0.80	8.8	16751	YETERLİ
21-30	PY	0.80	18	36920	YETERLİ
31-40	PX	0.70	8.8	14995	YETERLİ
31-40	PY	0.70	18	30505	YETERLİ
41-45	PX	0.60	8.8	11168	YETERLİ
41-45	PY	0.60	18	23912	YETERLİ

Çizelge 4.25 : Perde kesme donatısı kontrolü.

Kat	PIER	Vd (kN)	Vcr (kN)	Vc (kN)	Vw (kN)	As,r (cm2)	n	Çap	Aralık	Asw (cm2)	Kontrol
1-10	PX	31101	17681	14145	16956	39.21	3	20	15	62.83	YETERLİ
1-10	PY	77708	36166	28933	48775	55.14	3	20	15	62.83	YETERLİ
11-20	PX	20584	15913	12730	7854	22.50	3	16	15	40.21	YETERLİ
11-20	PY	49296	32549	26040	23256	26.29	3	16	15	40.21	YETERLİ
21-30	PX	16751	14145	11316	5435	20.00	3	14	15	30.79	YETERLİ
21-30	PY	36920	28933	23146	13774	20.00	3	14	15	30.79	YETERLİ
31-40	PX	14995	12377	9901	5094	17.50	2	14	15	20.53	YETERLİ
31-40	PY	30505	25316	20253	10252	17.50	2	14	15	20.53	YETERLİ
41-45	PX	11168	10609	8487	2681	15.00	2	14	15	20.53	YETERLİ
41-45	PY	23912	21700	17360	6552	15.00	2	14	15	20.53	YETERLİ

5. SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu tez çalışmasında, İstanbul ili sınırları içerisinde yapılacak 45 katlı betonarme yüksek bir bina, İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği ilkeleri esas alınarak tasarlanmıştır. Yönetmelikteki *Tasarım Aşaması I-A*'ya göre yapı elemanları boyutlandırılmış, *Tasarım Aşaması II*'ye göre gerçellenmesi yapılarak donatılara karar verilmiştir. Son olarak *Tasarım Aşaması III*'e göre D3 depremi altında zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yapılarak ve 14 deprem analizininden elde edilen sonuçların ortalaması alınarak, yapının hedeflenen *Göçmeme Güvenliği* performans düzeyinin sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilmiştir. Betonarme ve çelik bağ kirişli iki binanın sismik performansı ve yapısal elemanlarının hasar seviyeleri karşılaştırılmış ve sayısal incelemeler sonucu elde edilen başlıca sonuçlar aşağıda değerlendirilmiştir:

- Her iki binanın göreli kat ötelemesi oranları ortalaması İYBDY'de verilen %3.5 limitinin çok altındadır.
- İki binanın göreli kat ötelemesi oranları her iki yönde de birbirilerine oldukça yakın olmakla beraber, X yönünde (bağ kirişlerinin çalıştığı yönde) ilk 20 kata kadar çelik bağ kirişli binada daha büyük değerler gözlemlenmiş, 20. ve 30. katlar arası iki binanın da değerleri çok yakın çıkmış, 30. kattan sonra ise betonarme bağ kirişli binada daha büyük değerler elde edilmiştir.
- Betonarme bağ kirişleri ilk 20 katta Minimum Hasar/Kesintisiz Kullanım performans bölgesindeyken, 20. kattan sonra Kontrollu Hasar/Can Güvenliği performans bölgesine geçmiştir.
- Çelik bağ kirişleri tüm katlarda Kontrollu Hasar/Can Güvenliği performans bölgesinde bulunmaktadırlar.
- Betonarme bağ kirişlerinde ilk 10 katta çelik bağ kirişlerinden daha düşük dönme değerleri gözlemlenmişken, 10. kattan sonra çelik bağ kirişlerinden daha yüksek dönme değerleri elde edilmiştir.

- Bağ kirişlerin enerji yutma diyagramları ve X yönündeki göreli kat ötelemeleri oranlarıyla tutarlı bir davranış göstermiştir. İlk 20 katta daha çok inelastik enerji yutan çelik bağ kirişleri, 20. ve 30.katlar arasında betonarme bağ kirişleriyle oldukça yakın düzeyde enerji yutmuştur. 30. ve 45. katlar arasında ise betonarme bağ kirişleri çelik bağ kirişlerinden daha fazla enerji yutmuştur.
- Çevre kirişleri her iki binada da ilk 20 katta Minimum Hasar/Kesintisiz Kullanım performans bölgesindeyken, 20. kattan sonra Kontrollu Hasar/Can Güvenliği performans bölgesine geçmiştir.
- Çevre kirişleri dönme değerleri betonarme bağ kirişli binada 20. kata kadar çelik bağ kirişli binaya göre daha düşük çıkmış, 20. ve 35. katlar arasında birbirlerine oldukça yakın seyretmiş, 35. kattan sonra ise çelik bağ kirişli binaya göre daha yüksek değerler elde edilmiştir.
- Kolonların tamamı Minimum Hasar/Kesintisiz Kullanım performans bölgesinde kalmıştır.
- Her iki binadan elde edilen kolon birim uzama/kısalma değerleri birbirlerine oldukça yakın çıkmıştır.
- Perdelerin tamamı Minimum Hasar/Kesintisiz Kullanım performans bölgesinde kalmıştır.
- Her iki binadan elde edilen perde birim uzama/kısalma değerleri birbirlerine oldukça yakın çıkmıştır.
- Her iki binadan elde edilen perde kesme kuvvetleri birbirlerine oldukça yakın çıkmıştır.

Sonuç olarak İYBDY'ye göre tasarlanan binanın hiçbir elemanı İleri Hasar/Göçmeme Güvenliği hedef performansına geçmemektedir ve yönetmeliğe göre öngörülen performanstan daha güvenli seviyede kalmaktadır.

Betonarme ve çelik bağ kirişli modellerde genel olarak sistemi etkileyen büyük farklar olmamakla birlikte, elemanter bazda bakıldığında betonarme bağ kirişlerinde meydana gelen dönme değerleri çelik bağ kirişlerinde meydana gelen dönme değerlerinden daha yüksektir. Çelik bağ kirişlerinde hemen hemen tüm katlarda sabit bir dönme değeri elde edilmişken, betonarme bağ kirişlerinde kat sayısı arttıkça

dönme değerleri de artmıştır. Bu durumda çelik bağ kirişlerinin kullanılabilirlik açısından daha olumlu sonuçlar verdiği söylenebilir. Ek olarak çelik bağ kirişler, çapraz donatılı betonarme bağ kirişlerine göre daha kolay uygulanabilir olmasıyla ve mimari açıdan betonarme bağ kirişlere göre daha düşük yüksekliklerle çözüm sunabilmesiyle tercih edilebilir bir seçenek olarak öne çıkmaktadır.

Bu çalışmanın geliştirilmesi için öneri olarak; bağ kirişlerine dönme plastik mafsalı yerine kayma plastik mafsalı (shear hinge) tanımlanarak çözüm yapılabilir ve sonuçlar tekrar irdelenebilir. Ayrıca çapraz donatılı bağ kirişleri yerine farklı donatı konfigürasyonuna sahip betonarme bağ kirişleri tanımlanarak hem elemanter bazda karşılaştırma yapılabilir hem de sistem üzerindeki etkileri incelenebilir. Bunun yanında, betonarme bağ kirişi seçimi ile çelik bağ kirişi seçiminin inşaat maliyetine olan etkisi karşılaştırılarak ekonomi açısından da bir çalışma yapılması faydalı olabilir.

KAYNAKLAR

[1] **Aydınoğlu, N. M.** (2013). Deprem Etkisi Altında Yüksek Binalarda Tasarım Sorunları Seminer Notları, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası, İzmir.

[2] **Harries, K. A., Binginan, G., Bahram, M. S.** (2000). Behavior and Design of Reinforced Concrete, Steel, and Steel-Concrete Coupling Beams Steel, USC-Civil Engineering, 300 Main Street, Columbia, SC 29208.

[3] **Url-1** *<http://www.fgg.uni-lj.si/~/pmoze/ESDEP/master/wg01b/l0720.htm>*, alındığı tarih: 15.04.2015.

[4] **Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik** (2007). Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara.

[5] **Motter, C. J.** (2014). Large-Scale Testing of Steel-Reinforced Concrete (SRC) Coupling Beams Embedded into Reinforced Concrete Structural Walls, Ph.D. Thesis, UCLA Electronic Theses and Dissertations.

[6] **Harries, K. A., Cook, W. D, Redwood R. G., Mitchell, D.** (1992). Concrete Walls Coupled By Ductile Steel Link Beams, Earthquake Engineering Tenth World Conference, Balkema, Rotterdam.

[7] **Binginan, G., Bahram, M. S.** (2001). Steel-Concrete Composite Coupling Beams - behavior and design, Engineering Structures 23 (2001) 1480–1490.

[8] **Lequesne, R., Monthian S., Parra-Montesinos G., Wight, J. K.** (2010). Seismic Detailing and Behavior of Coupling Beams With High-Performance Fiber Reinforced Concrete, SP-272, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 14 pp.

[9] **ATC-40** (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Applied Technology Council, Redwood City, California.

[10] **FEMA 273** (1997). NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

[11] **FEMA 356** (2000). Prestandart and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

[12] **FEMA 440** (2005). Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

[13] **ASCE/SEI 41-06** (2006). Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.

[14] **PEER/ATC 72-1** (2010). Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Richmond, CA.

[15] **Tall Buildings Initiative** (2010). Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings, Version 1.0, Report No.2010/5, Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, CA.

[16] **PERFORM-3D, Nonlinear Analysis and Performance Assessment of 3D Structures** (2005-2011). Computers and Structures Inc., Berkeley, California.

[17] **Naish, D., Wallace, J.W.** (2009). Reinforced Concrete Link Beams: Alternative Details For Improved Construction, UCLA/SGEL Report 2009/06, University of California.

[18] **Temiz, G.M.** (2014). Betonarme Yüksek Bir Binanın 2007 Türk Deprem Yönetmeliğine Göre Tasarımı ve İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliğine Göre Performansının İncelenmesi, Yüksek Lisans Tezi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul.

[19] **Özer, E.** (2007). Kapasite Tasarımı İlkesi ve Türk Deprem Yönetmeliği, 6. Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, İstanbul.

[20] **Celep, Z.** (2007). Betonarme Taşıyıcı Sistemlerde Doğrusal Olmayan Davranış ve Çözümleme, Beta Dağıtım, İstanbul.

[21] **Uygun G., Celep, Z.** (2007). Betonarme Bir Binanın Deprem Güvenliğinin Deprem Yönetmeliği (2007)'deki Doğrusal ve Doğrusal Olmayan Yöntemlerle KArşılaştırmalı İncelenmesi, Altıncı Ulusal Deoprem Mühendisliği Konferansı, İstanbul.

[22] **Url-2** *<http://www.fgg.uni-lj.si/~/pmoze/ESDEP/master/wg06/l0610.htm>*, alındığı tarih: 15.04.2015.

[23] **PERFORM-3D v5 User guide** (2011). Nonlinear Analysis and Performance Assessment of 3D Structures, Computers and Structures Inc., Berkeley, CA.

[24] **Gözütok, B.** (2011). Betonarme Yüksek Bir Yapının Deprem Performansının Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Çözümleme Yöntemi Kullanılarak Belirlenmesi, Yüksek Lisans Tezi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul.

[25] **İstanbul İli Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği Taslağı** (2008). Deprem Mühendisliği Anabilim Dalı, Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü, Boğaziçi Üniversitesi, Çengelköy, İstanbul.

[26] **TS-500** (2000). Betonarme yapıların tasarım ve yapım kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.

[27] **TS-498** (1997). Yapı elemanlarının boyutlandırılmasında alınacak yüklerin hesap değerleri, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.

[28] **ACI 363R-92** (1997). State-of-the-Art Report on High-Strength Concrete, ACI Committee 363 Report, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

[29] **Aydınoğlu, N. M., Celep, Z., Özer, E., Sucuoğlu, H.** (2009). Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik Açıklamalar ve Örnekler Kitabı, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara.

[30] **ACI 318M-08** (2007). Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, ACI Committee 318, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

[31] **Recommendations for the Seismic Desing of High-rise Buildings** (2008). A Consensus Document, CTBUH Seismic Working Group, Chicago.

[32] **ASCE/SEI 7-05** (2006). Minimum Design Loads For Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers, Virginia.

[33] **Özer, E.** (2009). Yapı Sistemlerinin Lineer Olmayan Analizi Ders Notları, www.ins.itu.edu.tr/eozer, İstanbul.

[34] **Özgün, E.** (2012). İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliğine Göre Betonarme Yüksek Bir Binanın Analizi, Yüksek Lisans Tezi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul.

[35] **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, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul.

[36] **NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4** (2010). Nonlinear Structural Analysis for Seismic Design, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg MD.

[37] **Wight, J.K., Richart F.E.** (2009). Design of Shear Wall Coupling Beams Using High-Performance Fiber-Reinforced Concrete Presentation Notes, University of Michigan.

[38] **Priestley, M.J.N.** (2000), Performance Based Seismic Design, 12 th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand.

[39] **Paulay, T., Priestley, M.J.N.** (1992). Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, J. Wiley, New York.

[40] **Ersoy, U., Özcebe, G.** (2001). Betonarme, Evrim, Ankara.

[41] **Mander, J.B., Priestley, M.J.N., Park, R.** (1988). Theoretical Stress-Strain Confined Concrete, Journal of Structural Division (ASCE), 114(8), 1804-1826.

[42] **Url-3** *<http://ngawest2.berkeley.edu/users/sign_in?unauthenticated=true>*, alındığı tarih: 01.04.2015.

[43] **ETABS, Extended 3D Analysis of Building Systems** (1984-2011). Computers and Structures Inc., Berkeley, CA.

[44] **SAP2000, Structural Analysis Program** (1976-2013). Computers and Structures Inc., Berkeley, CA.

EKLER

EK A: Çizelgeler

EK B: Grafikler

EK A

Çizelge A.1 : Tasarım (I-A) aşaması X yönü göreli kat ötelemeleri kontrolü.

Kat	h_i	$(\Delta_i)_{max}$	$(\delta_i)_{max} = R\Delta_i$	$(\delta_i)_{max} / h_i$	Kontrol
	m	m	m		
45	4	0.001593	0.0103545	0.00258863	< 0.02
44	4	0.001619	0.0105235	0.00263088	< 0.02
43	4	0.001642	0.010673	0.00266825	< 0.02
42	4	0.001663	0.0108095	0.00270238	< 0.02
41	4	0.001677	0.0109005	0.00272513	< 0.02
40	4	0.001674	0.010881	0.00272025	< 0.02
39	4	0.001679	0.0109135	0.00272838	< 0.02
38	4	0.001681	0.0109265	0.00273163	< 0.02
37	4	0.001678	0.010907	0.00272675	< 0.02
36	4	0.001672	0.010868	0.002717	< 0.02
35	4	0.001659	0.0107835	0.00269588	< 0.02
34	4	0.001647	0.0107055	0.00267638	< 0.02
33	4	0.001631	0.0106015	0.00265038	< 0.02
32	4	0.001611	0.0104715	0.00261788	< 0.02
31	4	0.001587	0.0103155	0.00257888	< 0.02
30	4	0.001552	0.010088	0.002522	< 0.02
29	4	0.001535	0.0099775	0.00249438	< 0.02
28	4	0.001516	0.009854	0.0024635	< 0.02
27	4	0.001496	0.009724	0.002431	< 0.02
26	4	0.001474	0.009581	0.00239525	< 0.02
25	4	0.001448	0.009412	0.002353	< 0.02
24	4	0.001424	0.009256	0.002314	< 0.02
23	4	0.001396	0.009074	0.0022685	< 0.02
22	4	0.001367	0.0088855	0.00222138	< 0.02
21	4	0.001333	0.0086645	0.00216613	< 0.02
20	4	0.001286	0.008359	0.00208975	< 0.02
19	4	0.001255	0.0081575	0.00203938	< 0.02
18	4	0.001223	0.0079495	0.00198738	< 0.02
17	4	0.00119	0.007735	0.00193375	< 0.02
16	4	0.001155	0.0075075	0.00187688	< 0.02
15	4	0.001117	0.0072605	0.00181513	< 0.02
14	4	0.001079	0.0070135	0.00175338	< 0.02
13	4	0.001038	0.006747	0.00168675	< 0.02
12	4	0.000995	0.0064675	0.00161688	< 0.02
11	4	0.000947	0.0061555	0.00153888	< 0.02
10	4	0.00089	0.005785	0.00144625	< 0.02
9	4	0.000852	0.005538	0.0013845	< 0.02
8	4	0.000813	0.0052845	0.00132113	< 0.02
7	4	0.000772	0.005018	0.0012545	< 0.02
6	4	0.000725	0.0047125	0.00117813	< 0.02
5	4	0.000671	0.0043615	0.00109038	< 0.02
4	4	0.00061	0.003965	0.00099125	< 0.02
3	4	0.000533	0.0034645	0.00086613	< 0.02
2	4	0.000436	0.002834	0.0007085	< 0.02
1	4	0.000259	0.0016835	0.00042088	< 0.02

Çizelge A.2 : Tasarım (I-A) aşaması Y yönü göreli kat ötelemeleri kontrolü.

Kat	h_i	$(\Delta_i)_{max}$	$(\delta_i)_{max} = R\Delta_i$	$(\delta_i)_{max} / h_i$	Kontrol
	m	m	m		
45	4	0.001571	0.0102115	0.002552875	< 0.02
44	4	0.001588	0.010322	0.0025805	< 0.02
43	4	0.001601	0.0104065	0.002601625	< 0.02
42	4	0.00161	0.010465	0.00261625	< 0.02
41	4	0.001615	0.0104975	0.002624375	< 0.02
40	4	0.001606	0.010439	0.00260975	< 0.02
39	4	0.001604	0.010426	0.0026065	< 0.02
38	4	0.001599	0.0103935	0.002598375	< 0.02
37	4	0.001591	0.0103415	0.002585375	< 0.02
36	4	0.001581	0.0102765	0.002569125	< 0.02
35	4	0.001564	0.010166	0.0025415	< 0.02
34	4	0.001549	0.0100685	0.002517125	< 0.02
33	4	0.001531	0.0099515	0.002487875	< 0.02
32	4	0.001511	0.0098215	0.002455375	< 0.02
31	4	0.001488	0.009672	0.002418	< 0.02
30	4	0.001456	0.009464	0.002366	< 0.02
29	4	0.001439	0.0093535	0.002338375	< 0.02
28	4	0.00142	0.00923	0.0023075	< 0.02
27	4	0.001399	0.0090935	0.002273375	< 0.02
26	4	0.001377	0.0089505	0.002237625	< 0.02
25	4	0.001352	0.008788	0.002197	< 0.02
24	4	0.001327	0.0086255	0.002156375	< 0.02
23	4	0.0013	0.00845	0.0021125	< 0.02
22	4	0.001271	0.0082615	0.002065375	< 0.02
21	4	0.001239	0.0080535	0.002013375	< 0.02
20	4	0.001194	0.007761	0.00194025	< 0.02
19	4	0.001163	0.0075595	0.001889875	< 0.02
18	4	0.001131	0.0073515	0.001837875	< 0.02
17	4	0.001096	0.007124	0.001781	< 0.02
16	4	0.00106	0.00689	0.0017225	< 0.02
15	4	0.001021	0.0066365	0.001659125	< 0.02
14	4	0.000981	0.0063765	0.001594125	< 0.02
13	4	0.000939	0.0061035	0.001525875	< 0.02
12	4	0.000894	0.005811	0.00145275	< 0.02
11	4	0.000845	0.0054925	0.001373125	< 0.02
10	4	0.000787	0.0051155	0.001278875	< 0.02
9	4	0.000746	0.004849	0.00121225	< 0.02
8	4	0.000704	0.004576	0.001144	< 0.02
7	4	0.000659	0.0042835	0.001070875	< 0.02
6	4	0.000609	0.0039585	0.000989625	< 0.02
5	4	0.000554	0.003601	0.00090025	< 0.02
4	4	0.000495	0.0032175	0.000804375	< 0.02
3	4	0.000429	0.0027885	0.000697125	< 0.02
2	4	0.000358	0.002327	0.00058175	< 0.02
1	4	0.000228	0.001482	0.0003705	< 0.02

Çizelge A.3 : Tasarım (II) aşaması X yönü göreli kat ötelemeleri kontrolü.

Kat	h_i	$(\Delta_i)_{max}$	$(\delta_i)_{max} = R\Delta_i$	$(\delta_i)_{max} / h_i$	Kontrol
	m	m	m		
45	4	0.001593	0.0103545	0.002096	< 0.01
44	4	0.001619	0.0105235	0.002119	< 0.01
43	4	0.001642	0.010673	0.00214	< 0.01
42	4	0.001663	0.0108095	0.002157	< 0.01
41	4	0.001677	0.0109005	0.002168	< 0.01
40	4	0.001674	0.010881	0.002166	< 0.01
39	4	0.001679	0.0109135	0.002168	< 0.01
38	4	0.001681	0.0109265	0.002165	< 0.01
37	4	0.001678	0.010907	0.002157	< 0.01
36	4	0.001672	0.010868	0.002145	< 0.01
35	4	0.001659	0.0107835	0.002128	< 0.01
34	4	0.001647	0.0107055	0.002107	< 0.01
33	4	0.001631	0.0106015	0.002082	< 0.01
32	4	0.001611	0.0104715	0.002054	< 0.01
31	4	0.001587	0.0103155	0.00202	< 0.01
30	4	0.001552	0.010088	0.001981	< 0.01
29	4	0.001535	0.0099775	0.001955	< 0.01
28	4	0.001516	0.009854	0.001928	< 0.01
27	4	0.001496	0.009724	0.001899	< 0.01
26	4	0.001474	0.009581	0.001868	< 0.01
25	4	0.001448	0.009412	0.001834	< 0.01
24	4	0.001424	0.009256	0.001798	< 0.01
23	4	0.001396	0.009074	0.001759	< 0.01
22	4	0.001367	0.0088855	0.001718	< 0.01
21	4	0.001333	0.0086645	0.001672	< 0.01
20	4	0.001286	0.008359	0.001617	< 0.01
19	4	0.001255	0.0081575	0.001574	< 0.01
18	4	0.001223	0.0079495	0.001529	< 0.01
17	4	0.00119	0.007735	0.001481	< 0.01
16	4	0.001155	0.0075075	0.001432	< 0.01
15	4	0.001117	0.0072605	0.00138	< 0.01
14	4	0.001079	0.0070135	0.001326	< 0.01
13	4	0.001038	0.006747	0.001269	< 0.01
12	4	0.000995	0.0064675	0.001209	< 0.01
11	4	0.000947	0.0061555	0.001143	< 0.01
10	4	0.00089	0.005785	0.001074	< 0.01
9	4	0.000852	0.005538	0.001021	< 0.01
8	4	0.000813	0.0052845	0.000965	< 0.01
7	4	0.000772	0.005018	0.000904	< 0.01
6	4	0.000725	0.0047125	0.000837	< 0.01
5	4	0.000671	0.0043615	0.000761	< 0.01
4	4	0.00061	0.003965	0.000672	< 0.01
3	4	0.000533	0.0034645	0.000565	< 0.01
2	4	0.000436	0.002834	0.000432	< 0.01
1	4	0.000259	0.0016835	0.000229	< 0.01

Çizelge A.4 : Tasarım (II) aşaması Y yönü göreli kat ötelemeleri kontrolü.

Kat	h_i	$(\Delta_i)_{max}$	$(\delta_i)_{max} = R\Delta_i$	$(\delta_i)_{max} / h_i$	Kontrol
	m	m	m		
45	4	0.001571	0.0102115	0.002396	< 0.01
44	4	0.001588	0.010322	0.00241	< 0.01
43	4	0.001601	0.0104065	0.002419	< 0.01
42	4	0.00161	0.010465	0.002424	< 0.01
41	4	0.001615	0.0104975	0.002424	< 0.01
40	4	0.001606	0.010439	0.002412	< 0.01
39	4	0.001604	0.010426	0.002405	< 0.01
38	4	0.001599	0.0103935	0.002393	< 0.01
37	4	0.001591	0.0103415	0.002376	< 0.01
36	4	0.001581	0.0102765	0.002356	< 0.01
35	4	0.001564	0.010166	0.002331	< 0.01
34	4	0.001549	0.0100685	0.002305	< 0.01
33	4	0.001531	0.0099515	0.002274	< 0.01
32	4	0.001511	0.0098215	0.00224	< 0.01
31	4	0.001488	0.009672	0.002203	< 0.01
30	4	0.001456	0.009464	0.002161	< 0.01
29	4	0.001439	0.0093535	0.002131	< 0.01
28	4	0.00142	0.00923	0.0021	< 0.01
27	4	0.001399	0.0090935	0.002066	< 0.01
26	4	0.001377	0.0089505	0.002029	< 0.01
25	4	0.001352	0.008788	0.001989	< 0.01
24	4	0.001327	0.0086255	0.001948	< 0.01
23	4	0.0013	0.00845	0.001903	< 0.01
22	4	0.001271	0.0082615	0.001855	< 0.01
21	4	0.001239	0.0080535	0.001804	< 0.01
20	4	0.001194	0.007761	0.001743	< 0.01
19	4	0.001163	0.0075595	0.001692	< 0.01
18	4	0.001131	0.0073515	0.001639	< 0.01
17	4	0.001096	0.007124	0.001584	< 0.01
16	4	0.00106	0.00689	0.001525	< 0.01
15	4	0.001021	0.0066365	0.001462	< 0.01
14	4	0.000981	0.0063765	0.001397	< 0.01
13	4	0.000939	0.0061035	0.001328	< 0.01
12	4	0.000894	0.005811	0.001255	< 0.01
11	4	0.000845	0.0054925	0.001176	< 0.01
10	4	0.000787	0.0051155	0.001093	< 0.01
9	4	0.000746	0.004849	0.001027	< 0.01
8	4	0.000704	0.004576	0.000956	< 0.01
7	4	0.000659	0.0042835	0.00088	< 0.01
6	4	0.000609	0.0039585	0.000797	< 0.01
5	4	0.000554	0.003601	0.000707	< 0.01
4	4	0.000495	0.0032175	0.000609	< 0.01
3	4	0.000429	0.0027885	0.0005	< 0.01
2	4	0.000358	0.002327	0.000383	< 0.01
1	4	0.000228	0.001482	0.00022	< 0.01

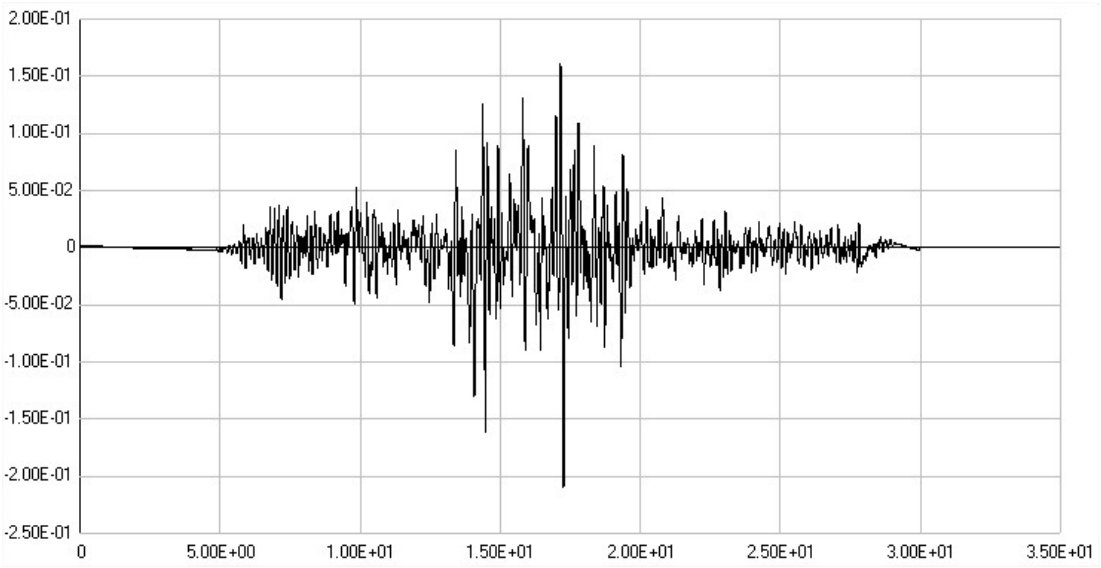
Çizelge A.5 : Tasarım (I-A) aşaması modal kütle katılım oranları.

Mod	Periyot	UX	UY	Toplam UX	Toplam UY
1	5.101551	0	58.8268	0	58.8268
2	4.77605	60.3235	0	60.3235	58.8268
3	1.853822	0	0	60.3235	58.8268
4	1.140347	21.4544	0	81.7779	58.8268
5	1.094491	0	21.1849	81.7779	80.0117
6	0.663078	0	0	81.7779	80.0117
7	0.530959	7.0087	0	88.7867	80.0117
8	0.474136	0	8.0811	88.7867	88.0928
9	0.39231	0	0	88.7867	88.0928
10	0.331614	3.3615	0	92.1482	88.0928
11	0.280245	0	4.0904	92.1482	92.1832
12	0.274112	0	0	92.1482	92.1832
13	0.237733	1.8705	0	94.0187	92.1832
14	0.20981	0	0	94.0187	92.1832
15	0.195183	0	2.2386	94.0187	94.4218
16	0.182383	1.2389	0	95.2576	94.4218
17	0.167615	0	0	95.2576	94.4218
18	0.148403	0	1.3659	95.2576	95.7877
19	0.147128	0.8893	0	96.1469	95.7877
20	0.139715	0	0	96.1469	95.7877
21	0.122409	0.6498	0	96.7967	95.7877
22	0.119758	0	0.9058	96.7967	96.6935
23	0.119554	0	0	96.7967	96.6935
24	0.104396	0	0	96.7967	96.6935
25	0.104344	0.5218	0	97.3185	96.6935
26	0.100318	0	0.6231	97.3185	97.3166
27	0.092333	0	0	97.3185	97.3166
28	0.090614	0.3753	0	97.6939	97.3166
29	0.086407	0	0.4774	97.6939	97.794
30	0.083129	0	0	97.6939	97.794
31	0.079926	0.324	0	98.0178	97.794
32	0.075919	0	0.3121	98.0178	98.1061
33	0.075604	0	0	98.0178	98.1061
34	0.071458	0.2698	0	98.2876	98.1061
35	0.069363	0	0	98.2876	98.1061
36	0.067833	0	0.2729	98.2876	98.379
37	0.064471	0.2229	0	98.5105	98.379
38	0.064183	0	0	98.5105	98.379
39	0.061412	0	0.2232	98.5105	98.6022
40	0.059474	0	0	98.5105	98.6022
41	0.058761	0.1943	0	98.7049	98.6022
42	0.056139	0	0.1824	98.7049	98.7846
43	0.05557	0	0	98.7049	98.7846
44	0.053835	0.1557	0	98.8606	98.7846
45	0.052157	0	0	98.8606	98.7846
46	0.05181	0	0.1592	98.8606	98.9438
47	0.04972	0.1388	0	98.9994	98.9438
48	0.04911	0	0	98.9994	98.9438
49	0.047923	0	0.1199	98.9994	99.0637
50	0.046657	0	0	98.9994	99.0637

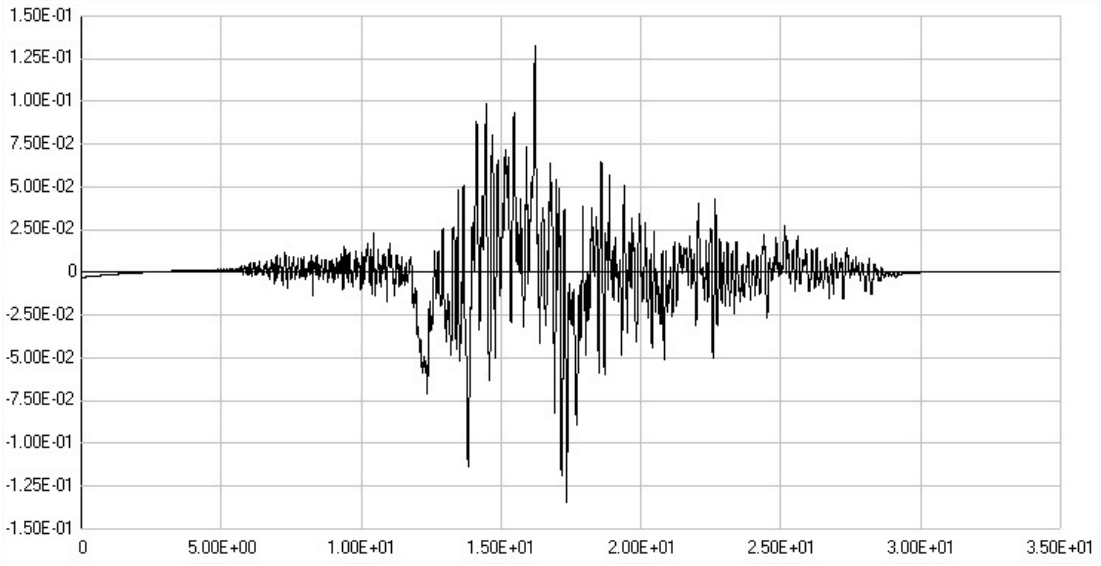
Çizelge A.6 : Tasarım (II) aşaması modal kütle katılım oranları.

Mod	Periyot	UX	UY	Toplam UX	Toplam UY
1	5.200908	0	58.1248	0	58.1248
2	4.832116	59.5728	0	59.5728	58.1248
3	1.554195	0	0	59.5728	58.1248
4	1.091598	21.2927	0	80.8655	58.1248
5	1.040503	0	20.6561	80.8655	78.7809
6	0.550764	0	0	80.8655	78.7809
7	0.494292	7.1467	0	88.0122	78.7809
8	0.428165	0	8.0872	88.0122	86.8681
9	0.321956	0	0	88.0122	86.8681
10	0.301368	3.4713	0	91.4835	86.8681
11	0.240971	0	4.3015	91.4835	91.1696
12	0.221748	0	0	91.4835	91.1696
13	0.211663	1.9701	0	93.4536	91.1696
14	0.167026	0	0	93.4536	91.1696
15	0.161253	0	2.5138	93.4536	93.6834
16	0.160056	1.3225	0	94.7761	93.6834
17	0.131756	0	0	94.7761	93.6834
18	0.127147	0.958	0	95.7341	93.6834
19	0.119749	0	1.6091	95.7341	95.2925
20	0.108485	0	0	95.7341	95.2925
21	0.104304	0.6983	0	96.4324	95.2925
22	0.09447	0	1.0685	96.4324	96.361
23	0.09183	0	0	96.4324	96.361
24	0.087784	0.5617	0	96.9941	96.361
25	0.079532	0	0	96.9941	96.361
26	0.077767	0	0.7197	96.9941	97.0807
27	0.075298	0.4241	0	97.4182	97.0807
28	0.069904	0	0	97.4182	97.0807
29	0.066115	0	0.5435	97.4182	97.6242
30	0.06568	0.3602	0	97.7784	97.6242
31	0.062577	0	0	97.7784	97.6242
32	0.058125	0.3018	0	98.0801	97.6242
33	0.057535	0	0.3658	98.0801	97.99
34	0.056669	0	0	98.0801	97.99
35	0.051906	0.2491	0	98.3293	97.99
36	0.051793	0	0	98.3293	97.99
37	0.05097	0	0.3062	98.3293	98.2962
38	0.047795	0	0	98.3293	98.2962
39	0.046872	0.2144	0	98.5436	98.2962
40	0.045853	0	0.2467	98.5436	98.5429
41	0.044185	0	0	98.5436	98.5429
42	0.04261	0.1802	0	98.7238	98.5429
43	0.041681	0	0.1999	98.7238	98.7428
44	0.041223	0	0	98.7238	98.7428
45	0.039042	0.1589	0	98.8827	98.7428
46	0.038649	0	0	98.8827	98.7428
47	0.038286	0	0.1719	98.8827	98.9147
48	0.036358	0	0	98.8827	98.9147
49	0.036037	0.1356	0	99.0183	98.9147
50	0.0353	0	0.1309	99.0183	99.0457

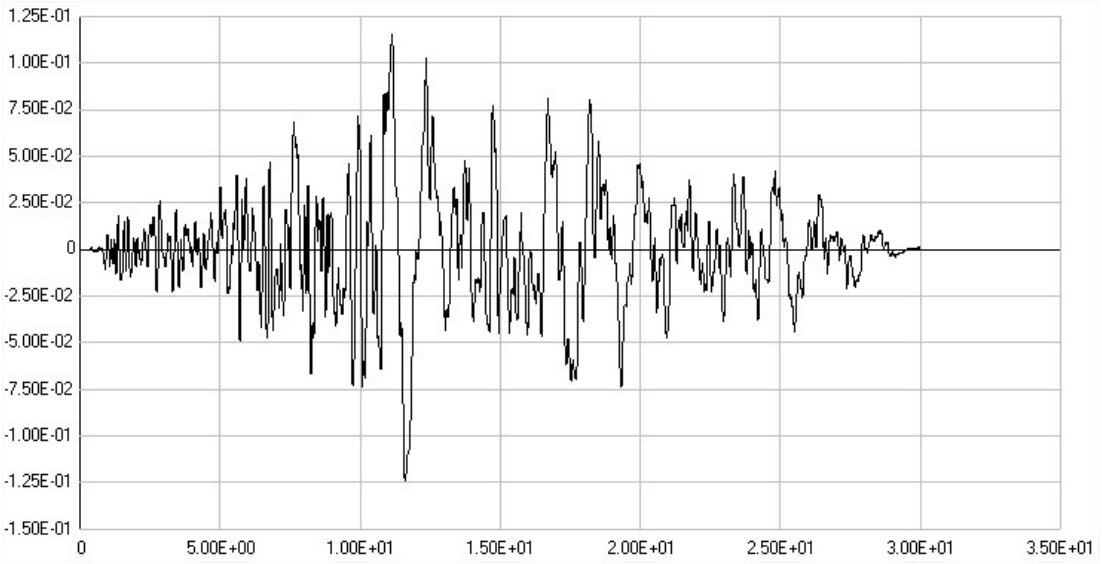
EK B: Grafikler



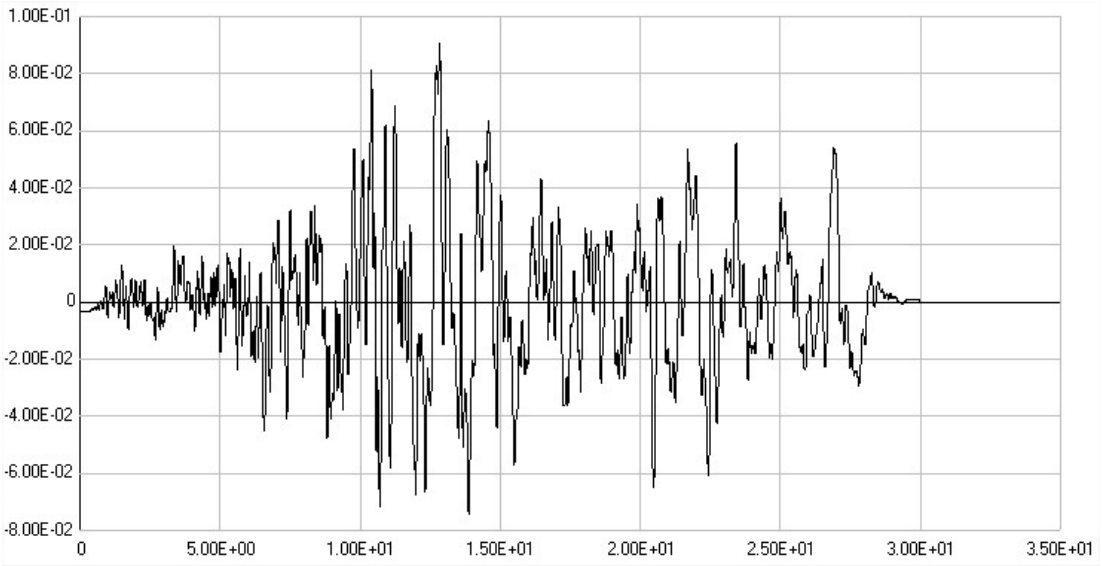
Şekil B.1 : Kocaeli depremi, Arçelik istasyonu, paralel doğrultudaki deprem yer hareketine ait ivme(g)-zaman(s) grafiği



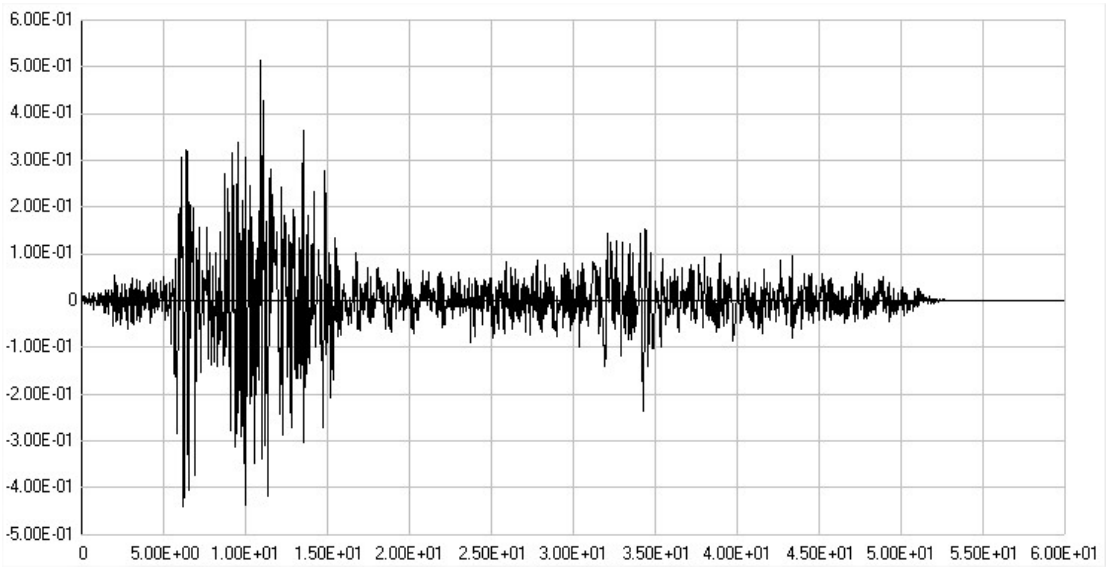
Şekil B.2 : Kocaeli depremi, Arçelik istasyonu, normal doğrultudaki deprem yer hareketine ait ivme(g)-zaman(s) grafiği



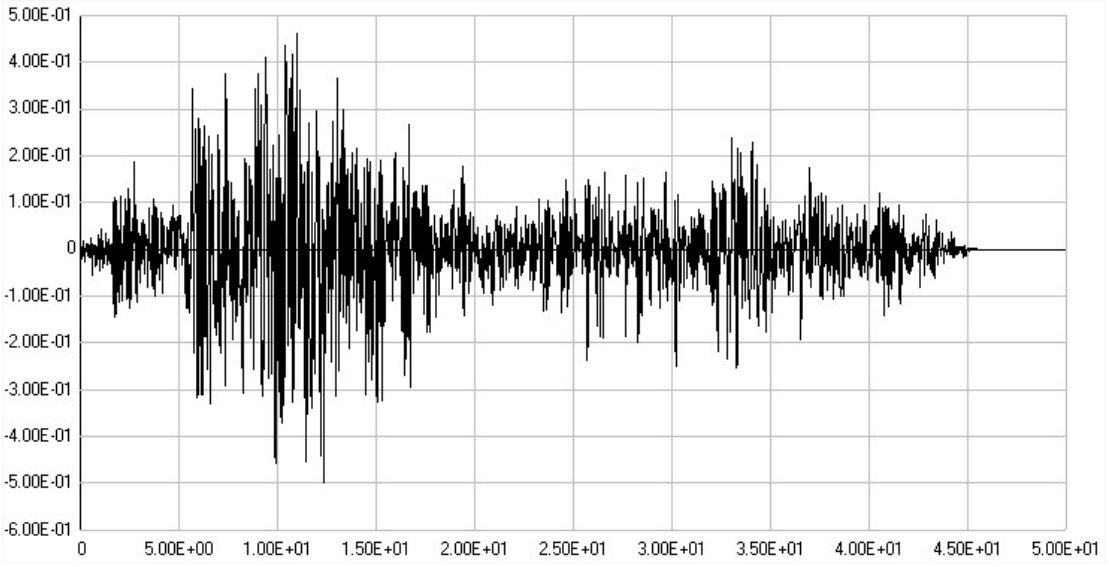
Şekil B.3 : Kocaeli depremi, İznik istasyonu, paralel doğrultudaki deprem yer hareketine ait ivme(g)-zaman(s) grafiği



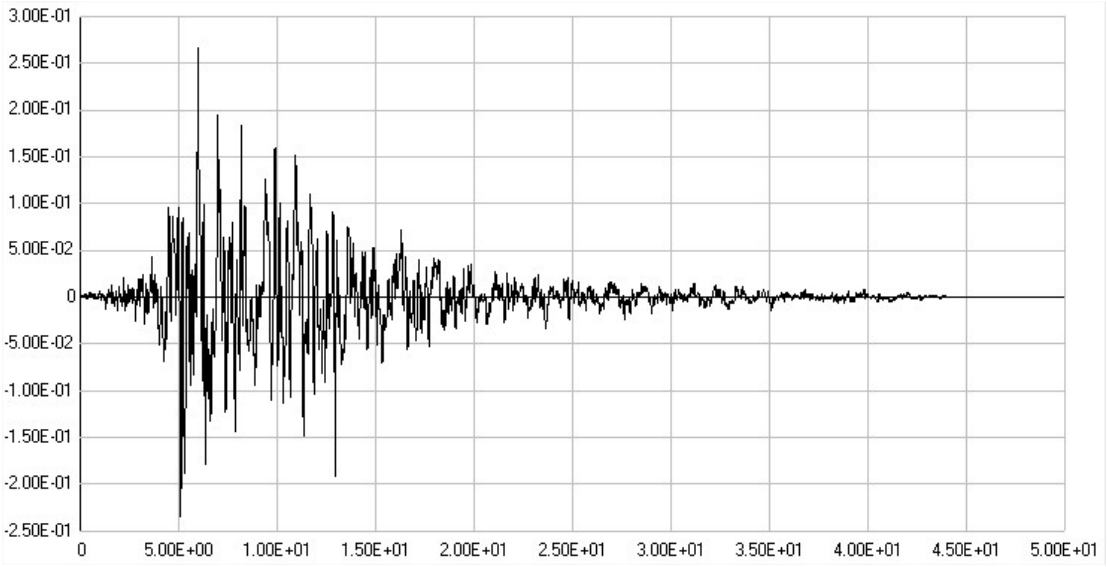
Şekil B.4 : Kocaeli depremi, İznik istasyonu, normal doğrultudaki deprem yer hareketine ait ivme(g)-zaman(s) grafiği



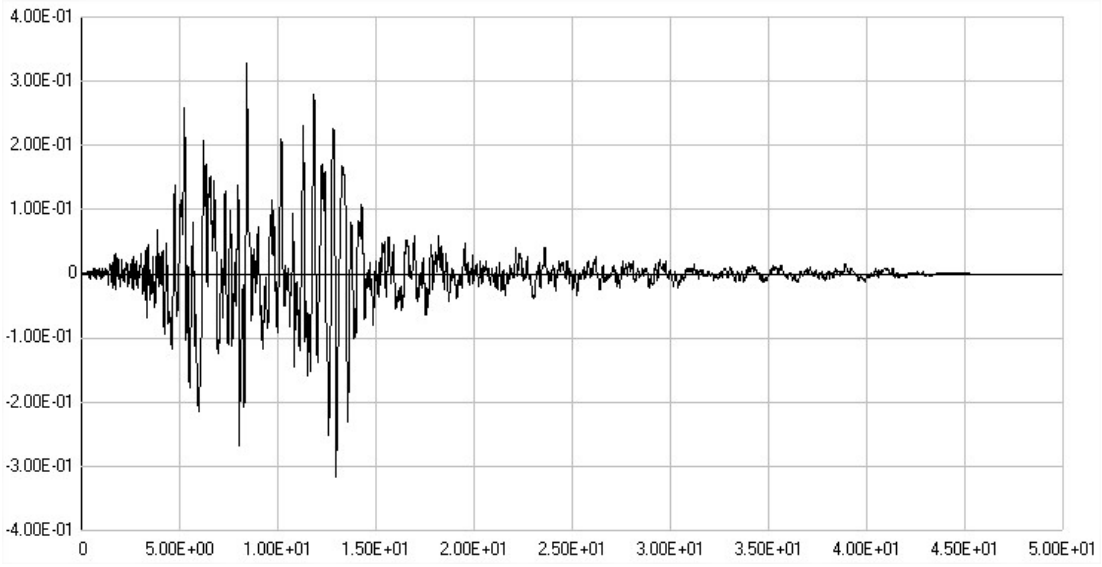
Şekil B.5 : Manjil depremi, Abbar istasyonu, paralel doğrultudaki deprem yer hareketine ait ivme(g)-zaman(s) grafiği



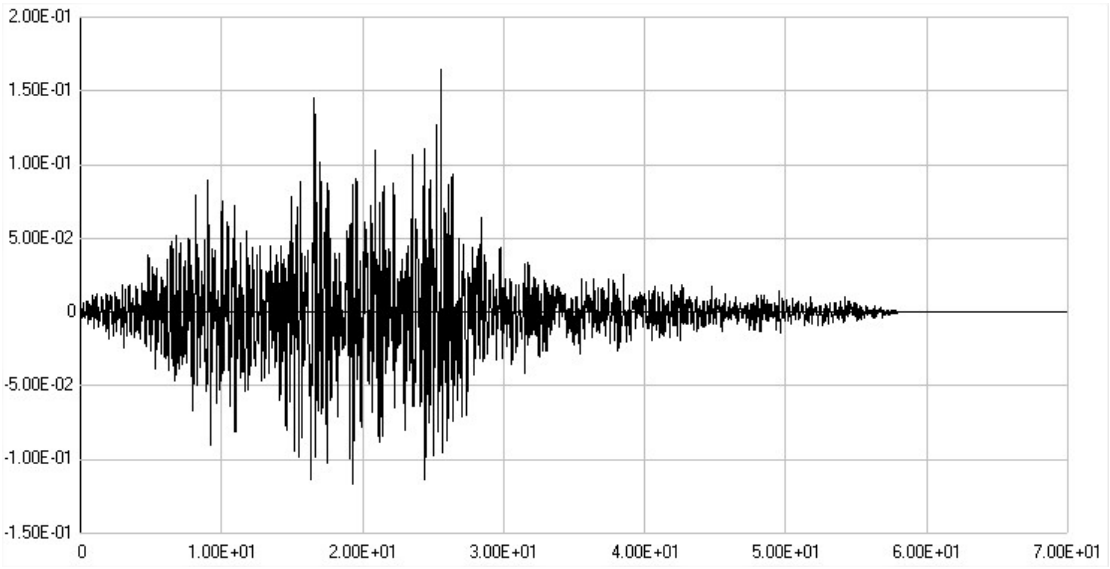
Şekil B.6 : Manjil depremi, Abbar istasyonu, normal doğrultudaki deprem yer hareketine ait ivme(g)-zaman(s) grafiği



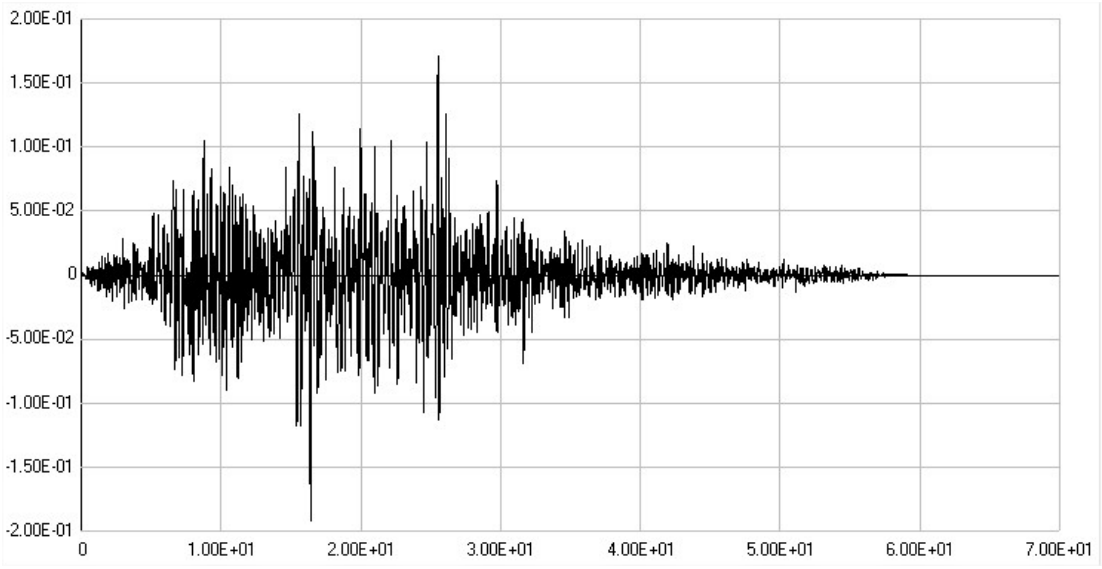
Şekil B.7 : Hector Mine depremi, Hector istasyonu, paralel doğrultudaki deprem yer hareketine ait ivme(g)-zaman(s) grafiği



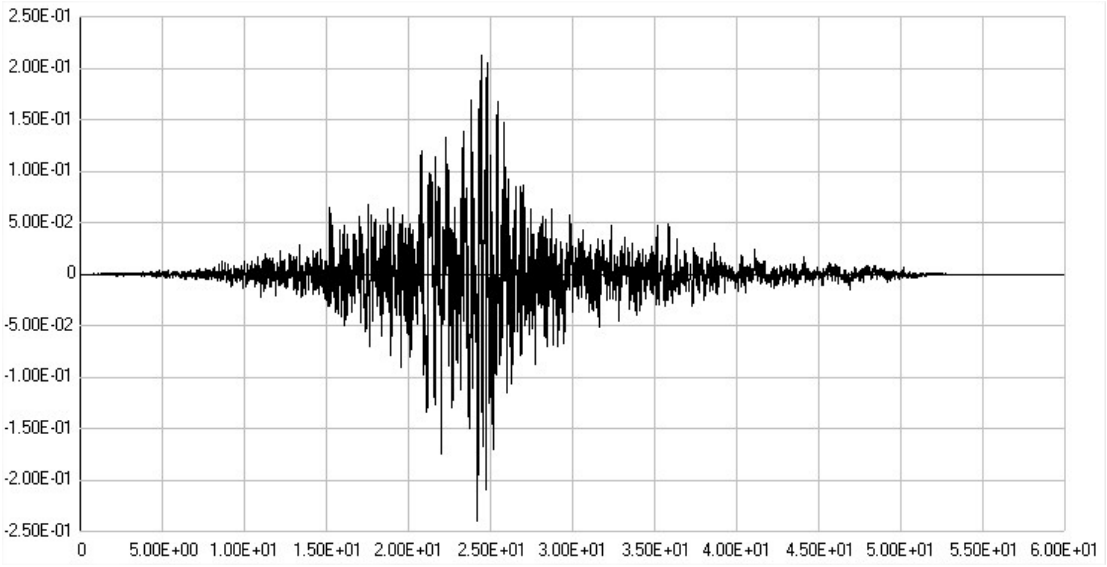
Şekil B.8 : Hector Mine depremi, Hector istasyonu, normal doğrultudaki deprem yer hareketine ait ivme(g)-zaman(s) grafiği



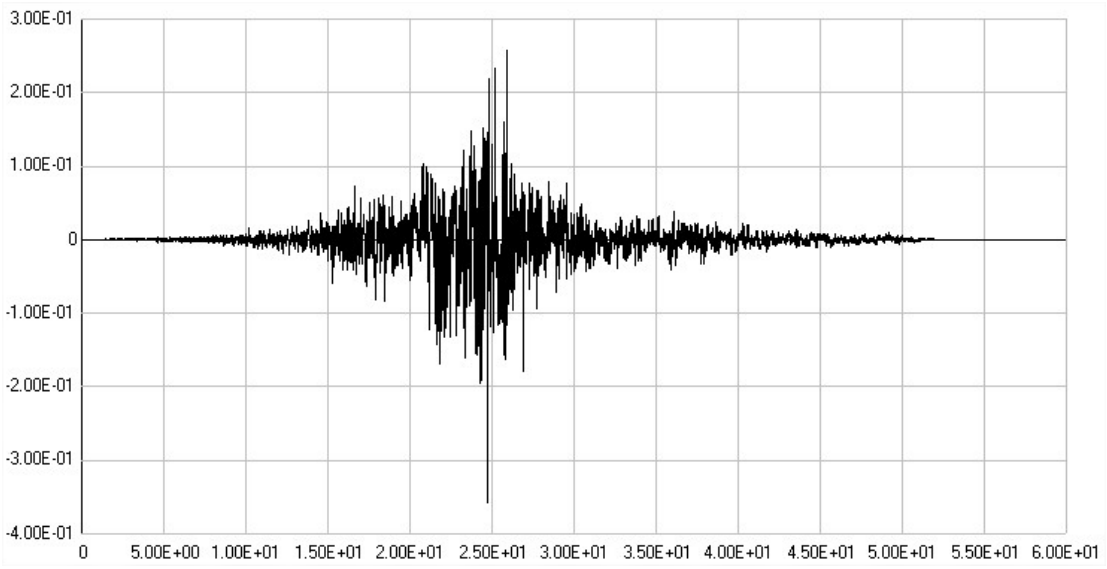
Şekil B.9 : Landers depremi, Big Bear Lake Civic Center istasyonu, paralel doğrultudaki deprem yer hareketine ait ivme(g)-zaman(s) grafiği



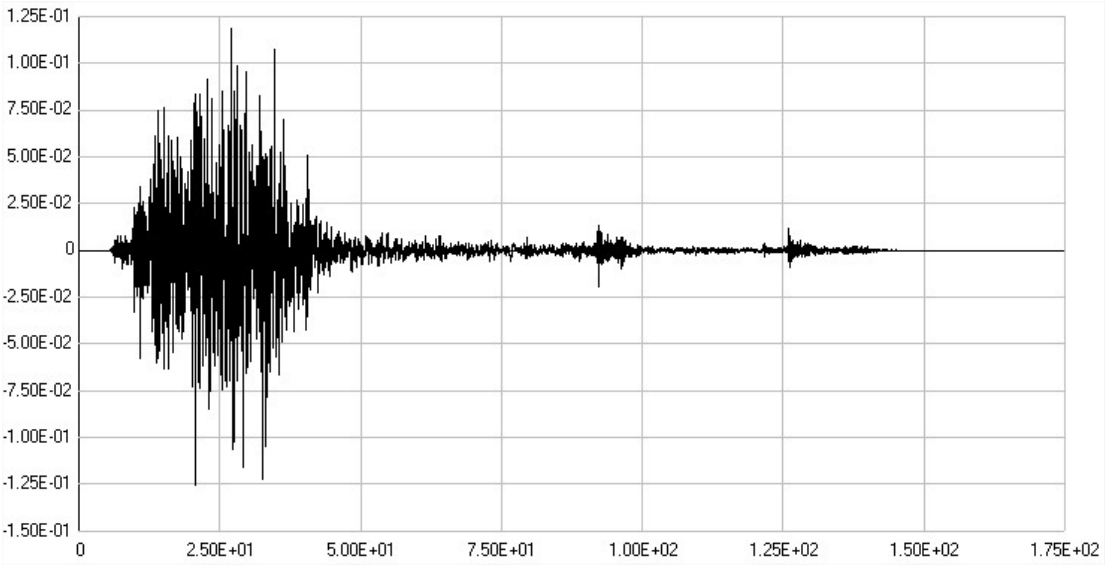
Şekil B.10 : Landers depremi, Big Bear Lake Civic Center istasyonu, normal doğrultudaki deprem yer hareketine ait ivme(g)-zaman(s) grafiği



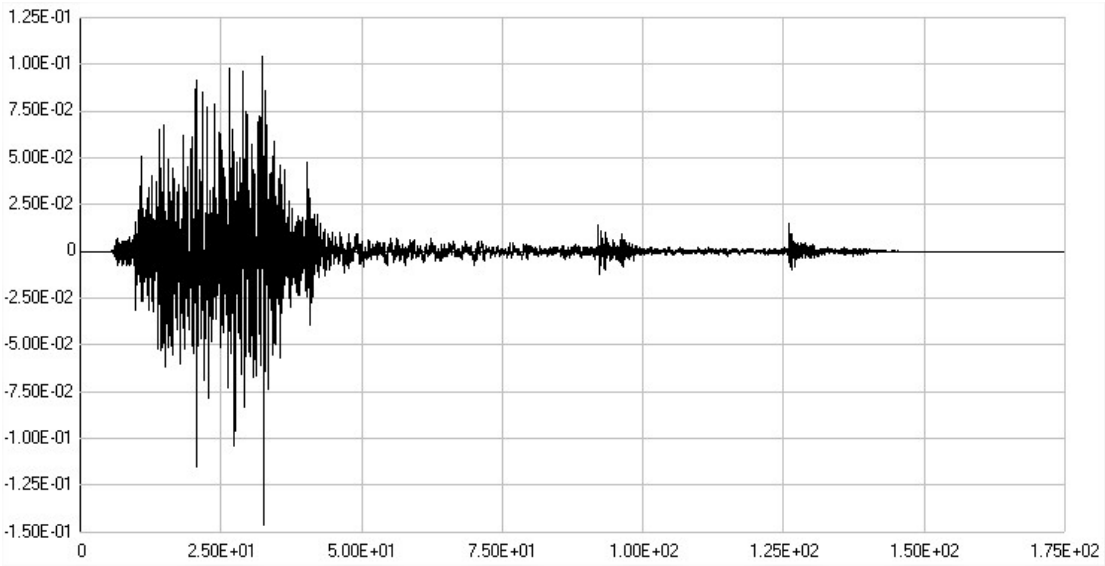
Şekil B.11 : Darfield depremi, LPCC istasyonu, paralel doğrultudaki deprem yer hareketine ait ivme(g)-zaman(s) grafiği



Şekil B.12 : Darfield depremi, LPCC istasyonu, normal doğrultudaki deprem yer hareketine ait ivme(g)-zaman(s) grafiği



Şekil B.13 : Darfield depremi, OXC istasyonu, paralel doğrultudaki deprem yer hareketine ait ivme(g)-zaman(s) grafiği



Şekil B.14 : Darfield depremi, OXC istasyonu, normal doğrultudaki deprem yer hareketine ait ivme(g)-zaman(s) grafiği

ÖZGEÇMİŞ

Ad Soyad **:** Seren EREMRE

Doğum Yeri ve Tarihi **:** İstanbul, 1989

E-Posta **:** sereneremre@hotmail.com

ÖĞRENİM DURUMU:

- **Lisans** **:** 2011, Kocaeli Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği