

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**BETONARME TAŞIYICI SİSTEM GÜVENLİĞİNİN KARŞILAŞTIRMALI
İNCELENMESİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
Müh. Halis Bahadır KASİL**

Anabilim Dalı: İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Programı: DEPREM MÜHENDİSLİĞİ

OCAK 2008

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**BETONARME TAŞIYICI SİSTEM GÜVENLİĞİNİN KARŞILAŞTIRMALI
İNCELENMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ
Müh. Halis Bahadır KASİL
(501051206)

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih: 10 Aralık 2007
Tezin Savunulduğu Tarih: 15 Ocak 2008

Tez Danışmanı: Prof. Dr. Zekai CELEP
Diğer Jüri Üyeleri: Prof. Dr. Erkan ÖZER (İ.T.Ü)
Doç. Dr. Mustafa ZORBOZAN (Y.T.Ü)

OCAK 2008

ÖNSÖZ

Yüksek lisans öğrenimim süresince ve tez çalışmam süresince bilgi ve deneyimlerini benimle paylaşarak ufkumu açan, tez çalışmam esnasında yardım, destek ve özverisini esirgemeyen değerli tez danışmanım Sayın Prof. Dr. Zekai CELEP'e teşekkür ederim.

Yaşamım süresince desteklerini benden hiçbir zaman esirgemeyen, sevgileri ve ilgileri ile bana büyük moral olan aileme en içten teşekkürlerimi sunarım.

Maddi desteğiyle bana yüksek lisans öğrenimim süresince yardımcı olan TÜBİTAK'a en içten teşekkürlerimi sunarım.

Ocak 2008

İnş. Müh. Halis Bahadır KASİL

İÇİNDEKİLER

KISALTMALAR	vi
TABLO LİSTESİ	vii
ŞEKİL LİSTESİ	x
SEMBOL LİSTESİ	xiii
ÖZET	xvi
SUMMARY	xviii
1.GİRİŞ	1
2.YAPI SİSTEMLERİNİN PERFORMANSA DAYALI TASARIM VE DEĞERLENDİRMESİ	4
2.1 Binalardan Bilgi Toplanması	4
2.2 Yapı Elemanlarında Hasar Sınırları ve Hasar Bölgeleri	5
2.3 Deprem Hesabına İlişkin Genel İlke ve Kurallar	6
2.4 Depremde Bina Performansının Belirlenmesi	7
2.4.1 Depremde bina performansının doğrusal elastik hesap yöntemleri ile belirlenmesi	7
2.4.1.1 Betonarme binaların yapı elemanlarında hasar düzeylerinin belirlenmesi	8
2.4.1.2 Göreli kat ötelemelerinin kontrolü	10
2.4.2 Depremde bina performansının doğrusal elastik olmayan hesap yöntemleri ile belirlenmesi	10
2.4.2.1 Artımsal itme analizi ile performans değerlendirmesinde izlenecek yol	11
2.4.2.2 Doğrusal elastik olmayan davranışın idealleştirilmesi	12
2.4.2.3 Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile itme analizi	13
2.4.2.4 Artımsal mod birleştirme yöntemi ile itme analizi	18
2.4.2.5 Zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yöntemi	18
2.4.2.6 Kesitteki birim şekil değiştirme istemlerinin belirlenmesi	18
2.4.2.7 Betonarme elemanların kesit birim şekil değiştirme kapasiteleri	19
2.4.2.8 Bina deprem performans düzeyleri	20
2.4.2.9 Performans belirlemede esas alınacak deprem hareketleri	22
2.4.2.10 Performans hedefi ve çok seviyeli performans hedefleri	23
3. DÜZLEM ÇERÇEVE SİSTEMİN TASARIMI VE PERFORMANSININ BELİRLENMESİ	24
3.1 İki Katlı Tek Açıklıklı Çerçeve Taşıyıcı Sistemin İncelenmesi	24
3.1.1 Sistemin boyutlandırılması	24
3.1.2 Deprem hesabı	26
3.1.3 Kolon betonarme hesabı	28
3.1.4 Kiriş betonarme hesabı	28
3.1.5 Kolonların kirişlerden güçlü olma koşulu kontrolü	34

3.1.6 Tasarım kesme kuvveti kontrolü(Kuşatılmamış kolon-kiriş birleşimi)	37
3.1.6.1 Kolon tasarım kesme kuvvetleri hesabı	38
3.1.6.2 Kirişlerin kesme güvenliği	40
3.2 Depremde Düzlem Çerçeve Sistemin Performansının Doğrusal Elastik Hesap Yöntemleri İle Belirlenmesi	42
3.2.1 Doğrusal elastik hesap (Eşdeğer deprem yükü)	45
3.2.1.1 Kirişlerde eğilme momenti kapasitelerine karşı gelen kesme kuvveti	47
3.2.1.2 Kolon uçlarındaki moment kapasitelerinin hesaplanması	48
3.2.1.3 Kolonlarda eğilme momenti kapasitelerine karşı gelen kesme kuvveti	50
3.2.1.4 Birleşim bölgesi kontrolü (Kuşatılmamış)	50
3.2.1.5 Görelî kat ötelemelerinin kontrolü	50
3.2.2 Doğrusal elastik hesap (Mod birleştirme yöntemi)	51
3.2.2.1 Elastik ivme spektrumu	51
3.2.2.2 Kirişlerde eğilme momenti kapasitelerine karşı gelen kesme kuvveti	53
3.2.2.3 Kolon uçlarındaki moment kapasitelerinin hesaplanması	53
3.2.2.4 Kolonlarda eğilme momenti kapasitelerine karşı gelen kesme kuvveti	55
3.2.2.5 Birleşim bölgesi kontrolü (Kuşatılmamış)	55
3.2.2.6 Görelî kat ötelemelerinin kontrolü	55
3.3 Depremde Düzlem Çerçeve Sistemin Performansının Doğrusal Elastik Olmayan Hesap Yöntemleri İle Belirlenmesi	56
3.3.1 Doğrusal elastik olmayan hesap (Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi)	56
3.3.2 Doğrusal elastik olmayan hesap (Artımsal mod birleştirme yöntemi)	69
4. DOĞRUSAL ELASTİK YÖNTEMLE PERFORMANS DEĞERLENDİRİLMESİ	74
4.1 Genel Yapı Bilgileri	74
4.2 Yapının Bilgisayar Programında Modellenmesi	75
4.3 Betonarme Taşıyıcı Sistem Elemanlarının Rijitliklerinin Belirlenmesi	76
4.4 Kullanılan Yöntem	77
4.4.1 Doğrusal elastik hesap (Eşdeğer deprem yükü yöntemi)	78
4.4.1.1 Görelî kat ötelemelerinin kontrolü	79
4.4.1.2 Yapı elemanlarında hasar düzeylerinin belirlenmesi	80
4.4.1.3 Yapı elemanlarında kolon-kiriş birleşim bölgeleri	86
4.4.1.4 Bulunan performans noktalarında hasar kontrolü	87
4.4.2 Doğrusal elastik hesap (Mod birleştirme yöntemi)	88
4.4.2.1 Elastik ivme spektrumu	89
4.4.2.2 Görelî kat ötelemelerinin kontrolü	89
4.4.2.3 Yapı elemanlarında hasar düzeylerinin belirlenmesi	89
4.4.2.4 Yapı elemanlarında kolon-kiriş birleşim bölgeleri	93
4.4.2.5 Bulunan performans noktalarında hasar kontrolü	94
5. DOĞRUSAL ELASTİK OLMAYAN YÖNTEMLE PERFORMANS DEĞERLENDİRİLMESİ	96
5.1 Doğrusal Elastik Olmayan Hesap (Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi)	96
5.1.1 Bulunan performans noktalarında hasar kontrolü	106
5.1.2 Yapı elemanlarında kolon-kiriş birleşim bölgeleri	108

5.2 Doğrusal Elastik Olmayan Hesap (Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi)	110
5.2.1 Bulunan performans noktalarında hasar kontrolü	117
6. SONUÇLAR	119
Ek A	121
Ek B	129
KAYNAKLAR	132
ÖZGEÇMİŞ	134

KISALTMALAR

ABYYHY	: Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik
DBYBHY	: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik
G	: Düşey Sabit Yükler
Q	: Düşey Hareketli Yükler
E_x	: X Doğrultusunda Eşdeğer Deprem Yükü
E_y	: Y Doğrultusunda Eşdeğer Deprem Yükü
MHB	: Minimum Hasar Bölgesi
BHB	: Belirgin Hasar Bölgesi
İHB	: İleri Hasar Bölgesi
GB	: Göçme Bölgesi
HK	: Hemen Kullanım
CG	: Can Güvenliği
GÖ	: Göçmenin Önlenmesi
SAP	: Integrated Software for Structural Analysis and Design
TS-500	: Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları
TS-498	: Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri
XTRACT	: Cross-sectional X Structural Analysis of Components

TABLO LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 2.1	Betonarme Kirişler İçin Hasar Sınırlarını Tanımlayan Etki/Kapasite (r_s) Oranları.....8
Tablo 2.2	Betonarme Kolonlar İçin Hasar Sınırlarını Tanımlayan Etki/Kapasite (r_s) Oranları.....9
Tablo 2.3	Betonarme Perdeler İçin Hasar Sınırlarını Tanımlayan Etki/Kapasite (r_s) Oranları.....9
Tablo 2.4	Görelî Kat Ötelemesi Sınırları.....10
Tablo 2.5	Değişik Performans Seviyeleri İçin Performans Kriterleri.....23
Tablo 2.6	Binalar İçin Hedeflenen Çok Seviyeli Performans Düzeyleri.....23
Tablo 3.1	K_1 Kirişi Donatı Hesap Tablosu.....31
Tablo 3.2	K_2 Kirişi Donatı Hesap Tablosu.....34
Tablo 3.3	Düşey Yükler Altındaki Çözüm Sonuçları.....45
Tablo 3.4	Deprem Yükleri Altındaki Çözüm Sonuçları.....46
Tablo 3.5	Kirişlerde Etki/Kapasite Oranları.....47
Tablo 3.6	Kirişlerde Donatı Oranları.....48
Tablo 3.7	Kirişlerde Kesme Kuvveti Etkisi Oranı.....48
Tablo 3.8	Kolon Alt ve Üst Ucunda Etki/Kapasite Oranları.....49
Tablo 3.9	Kolonda Normal Kuvvet Etki Oranı.....50
Tablo 3.10	Deprem Yükleri Altında Çözüm.....52
Tablo 3.11	Kirişlerde Etki/Kapasite Oranları.....52
Tablo 3.12	Kolon Alt ve Üst Ucunda Etki/Kapasite Oranları.....54
Tablo 3.13	Kolonda Normal Kuvvet Etki Oranı.....55
Tablo 3.14	Çerçeve Sistemin Periyot, Etkin Kütle Oranları ve Mod Şekil Genlikleri.....58
Tablo 3.15	Taban Kesme Kuvveti – Tepe Noktası Yer Değiştirmesi Değerleri...59
Tablo 3.16	Etkin Kütle ve Modal Katkı Çarpanı Değerleri.....60
Tablo 3.17	Modal Yer Değiştirme ve Modal İvme Değerleri.....60
Tablo 3.18	Modal Yer Değiştirme İsteminin Hesabı.....63
Tablo 3.19	Tepe Noktası Yatay Yer Değiştirme İsteminin Belirlenmesi.....63
Tablo 3.20	Son itme Adımındaki Plastik Mafsal Kesitlerinde Dönmeler.....64
Tablo 3.21	Kiriş Kesitleri İçin Toplam Eğrilikler.....66
Tablo 3.22	Kolon Kesitler İçin Toplam Eğrilikler.....68
Tablo 3.23	Kolon ve Kiriş Kesitlerinde Beton Birim Kısılması ve Donatı Birim Uzunlukları.....69
Tablo 3.24	Taban Kesme Kuvveti – Tepe Noktası Yer Değiştirmesi Değerleri.. 70
Tablo 3.25	Etkin Kütle ve Modal Katkı Çarpanı Değerleri..... 71
Tablo 3.26	Modal Yer Değiştirme ve Modal İvme Değerleri..... 71
Tablo 3.27	Modal Yer Değiştirme İsteminin Hesabı.....72
Tablo 3.28	Tepe Noktası Yatay Yer Değiştirme İsteminin Belirlenmesi.....73
Tablo 4.1	Kolon Boyutları ve Donatı Detayları.....74

Tablo 4.2	Okul Binasının Doğal Titreşim Periyotları.....	77
Tablo 4.3	Okul Binasının Etkin Kütle Oranları.....	77
Tablo 4.4	Tasarım Depremine Göre Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yükleri.....	79
Tablo 4.5	Tasarım Depremi İçin Görelî Kat Ötelemeleri Kontrolü.....	79
Tablo 4.6	Şiddetli Deprem İçin Görelî Kat Ötelemeleri Kontrolü.....	79
Tablo 4.7	X Deprem Doğrultusunda Kat Kirişlerinin Moment Kapasiteleri.....	80
Tablo 4.8	Y Deprem Doğrultusunda Kat Kirişlerinin Moment Kapasiteleri.....	80
Tablo 4.9	X Deprem Doğrultusu Zemin Kat Kolonları İçin Tasarım Depremi Etkisi Altında Kesme Tahkiki.....	81
Tablo 4.10	Y Deprem Doğrultusu Zemin Kat Kolonları İçin Tasarım Depremi Etkisi Altında Kesme Tahkiki.....	82
Tablo 4.11	X Deprem Doğrultusu Zemin Kat Kirişleri İçin Tasarım Depremi Etkisi Altında Kesme Tahkiki.....	82
Tablo 4.12	Y Deprem Doğrultusu Zemin Kat Kirişleri İçin Tasarım Depremi Etkisi Altında Kesme Tahkiki.....	83
Tablo 4.13	X Doğrultusunda Tasarım Depremi Sonucunda Oluşan Zemin Kat Kolonları Hasar Durumları.....	84
Tablo 4.14	Y Doğrultusunda Tasarım Depremi Sonucunda Oluşan Zemin Kat Kolonları Hasar Durumları.....	84
Tablo 4.15	X Doğrultusunda Tasarım Depremi Sonucunda Oluşan Zemin Kat Kirişleri Hasar Durumları.....	85
Tablo 4.16	Y Doğrultusunda Tasarım Depremi Sonucunda Oluşan Zemin Kat Kirişleri Hasar Durumları.....	85
Tablo 4.17	X Doğrultusundaki Tasarım Depremi Etkisi Altında Kolon Birleşim Bölgesi Kesme Kuvveti Kontrolü.....	86
Tablo 4.18	Y Doğrultusundaki Tasarım Depremi Etkisi Altında Kolon Birleşim Bölgesi Kesme Kuvveti Kontrolü.....	86
Tablo 4.19	Tasarım Depremi Etkisinde X ve Y Doğrultusunda Kiriş ve Kolonların Hasar Durumları.....	87
Tablo 4.20	Şiddetli Deprem Etkisinde X ve Y Doğrultusunda Kiriş ve Kolonların Hasar Durumları.....	88
Tablo 4.21	Tasarım Depremi İçin Görelî Kat Ötelemeleri Kontrolü.....	89
Tablo 4.22	Şiddetli Deprem İçin Görelî Kat Ötelemeleri Kontrolü.....	89
Tablo 4.23	X Doğrultusunda Tasarım Depremi Sonucunda Oluşan Zemin Kat Kolonları Hasar Durumları.....	91
Tablo 4.24	Y Doğrultusunda Tasarım Depremi Sonucunda Oluşan Zemin Kat Kolonları Hasar Durumları.....	91
Tablo 4.25	X Doğrultusunda Tasarım Depremi Sonucunda Oluşan Zemin Kat Kirişleri Hasar Durumları.....	92
Tablo 4.26	Y Doğrultusunda Tasarım Depremi Sonucunda Oluşan Zemin Kat Kirişleri Hasar Durumları.....	92
Tablo 4.27	X Doğrultusundaki Tasarım Depremi Etkisi Altında Kolon Birleşim Bölgesi Kesme Kuvveti Kontrolü.....	93
Tablo 4.28	Y Doğrultusundaki Tasarım Depremi Etkisi Altında Kolon Birleşim Bölgesi Kesme Kuvveti Kontrolü.....	93
Tablo 4.29	Tasarım Depremi Etkisinde X ve Y Doğrultusunda Kiriş ve Kolonların Hasar Durumları.....	94
Tablo 4.30	Şiddetli Deprem Etkisinde X ve Y Doğrultusunda Kiriş ve Kolonların Hasar Durumları.....	95

Tablo 5.1	Tasarım Depremi İçin Taban Kesme Kuvveti – Tepe Noktası Yer Değiştirmesi Değerleri.....	98
Tablo 5.2	X Doğrultusunda Tasarım Depremi İçin Etkin Kütle ve Modal Katkı Çarpanı Değerleri.....	100
Tablo 5.3	Y Doğrultusunda Tasarım Depremi İçin Etkin Kütle ve Modal Katkı Çarpanı Değerleri.....	100
Tablo 5.4	Tasarım Depremi İçin X Doğrultusunda Modal Yer Değiştirme ve Modal İvme Değerleri.....	101
Tablo 5.5	Tasarım Depremi İçin Y Doğrultusunda Modal Yer Değiştirme ve Modal İvme Değerleri.....	102
Tablo 5.6	Tasarım Depremi İçin X Doğrultusu Modal Yer Değiştirme İsteminin Hesabı.....	103
Tablo 5.7	Tasarım Depremi İçin X Doğrultusu Tepe Noktası Yatay Yer Değiştirme İsteminin Belirlenmesi.....	104
Tablo 5.8	Tasarım Depremi İçin Y Doğrultusu Modal Yer Değiştirme İsteminin Hesabı.....	105
Tablo 5.9	Tasarım Depremi İçin Y Doğrultusu Tepe Noktası Yatay Yer Değiştirme İsteminin Belirlenmesi.....	105
Tablo 5.10	Tasarım Depremi Etkisinde X ve Y Doğrultusunda Kiriş ve Kolonların Hasar Durumları.....	107
Tablo 5.11	Şiddetli Deprem Etkisinde X ve Y Doğrultusunda Kiriş ve Kolonların Hasar Durumları.....	108
Tablo 5.12	X Doğrultusundaki Tasarım Depremi Etkisi Altında Kolon Birleşim Bölgesi Kesme Kuvveti Kontrolü.....	109
Tablo 5.13	Y Doğrultusundaki Tasarım Depremi Etkisi Altında Kolon Birleşim Bölgesi Kesme Kuvveti Kontrolü.....	109
Tablo 5.14	Tasarım Depremi İçin Taban Kesme Kuvveti – Tepe Noktası Yer Değiştirmesi Değerleri.....	112
Tablo 5.15	X Doğrultusunda Tasarım Depremi İçin Etkin Kütle ve Modal Katkı Çarpanı Değerleri.....	113
Tablo 5.16	Y Doğrultusunda Tasarım Depremi İçin Etkin Kütle ve Modal Katkı Çarpanı Değerleri.....	113
Tablo 5.17	Tasarım Depremi İçin X Doğrultusunda Modal Yer Değiştirme ve Modal İvme Değerleri.....	113
Tablo 5.18	Tasarım Depremi İçin Y Doğrultusunda Modal Yer Değiştirme ve Modal İvme Değerleri.....	114
Tablo 5.19	Tasarım Depremi İçin X Doğrultusu Modal Yer Değiştirme İsteminin Hesabı.....	115
Tablo 5.20	Tasarım Depremi İçin X Doğrultusu Tepe Noktası Yatay Yer Değiştirme İsteminin Belirlenmesi.....	115
Tablo 5.21	Tasarım Depremi İçin Y Deprem Modal Yer Değiştirme İsteminin Hesabı.....	116
Tablo 5.22	Tasarım Depremi İçin Y Deprem Tepe Noktası Yatay Yer Değiştirme İsteminin Belirlenmesi.....	117
Tablo 5.23	Tasarım Depremi Etkisinde X ve Y Doğrultusunda Kiriş ve Kolonların Hasar Durumları.....	117
Tablo 5.24	Şiddetli Deprem Etkisinde X ve Y Doğrultusunda Kiriş ve Kolonların Hasar Durumları.....	118

ŞEKİL LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 2.1	: Kesit Hasar Sınırları ve Hasar Bölgeleri.....5
Şekil 2.2	: Eğilme Momenti-Plastik Dönme Bağlılıkları.....13
Şekil 2.3	: Performans Noktasının Belirlenmesi ($T^{(1)} \geq T_B$).....16
Şekil 2.4	: Performans Noktasının Belirlenmesi ($T^{(1)} < T_B$) Birinci Adım.....16
Şekil 2.5	: Performans Noktasının Belirlenmesi ($T^{(1)} < T_B$) İkinci Adım.....17
Şekil 3.1	: Deprem Yönüne Göre K_1 Kiriş Donatı Düzeni.....29
Şekil 3.2	: Deprem Yönüne Göre K_2 Kiriş Donatı Düzeni.....32
Şekil 3.3	: 1. Normal Kat Kolon Donatı Detayı.....36
Şekil 3.4	: 2. Normal Kat Kolon Donatı Detayı.....37
Şekil 3.5	: Kolon Kiriş Birleşim Bölgesi Detayı.....38
Şekil 3.6	: Performans Değerlendirilmesi Yapılan Çerçeve Kesiti.....42
Şekil 3.7	: Oluşturulan Çerçeve Sistemin Hesap Modeli ve Yükleme Durumu.....44
Şekil 3.8	: Sistemin Düşey Yükler Altında Normal Kuvvet, Kesme Kuvveti ve Moment Diyagramı.....45
Şekil 3.9	: Sistemin Deprem Yükleri Altında Normal Kuvvet, Kesme Kuvveti ve Moment Diyagramı.....46
Şekil 3.10	: Kirişlerin Kesme Güvenliği.....47
Şekil 3.11	: Kolon Alt Uç Karşılıklı Etki Diyagramı.....48
Şekil 3.12	: Kolon Üst Uç Karşılıklı Etki Diyagramı.....49
Şekil 3.13	: Sistemin Deprem Yükleri Altında Normal Kuvvet, Kesme Kuvveti ve Moment Diyagramı.....52
Şekil 3.14	: Kolon Alt Uç Karşılıklı Etki Diyagramı.....53
Şekil 3.15	: Kolon Üst Uç Karşılıklı Etki Diyagramı.....54
Şekil 3.16	: Kolon ve Kiriş Uçlarındaki Olası Plastik Mafsallar.....57
Şekil 3.17	: Çerçeve Sistem Statik İtme Eğrisi.....58
Şekil 3.18	: Spektral İvme – Spektral Yer Değiştirme Diyagramı (1.Adım).....61
Şekil 3.19	: Spektral İvme – Spektral Yer Değiştirme Diyagramı (2.Adım).....62
Şekil 3.20	: Statik İtme Sonucunda Oluşan Plastik Mafsallar.....63
Şekil 3.21	: Performans Durumunda Normal Kuvvet, Kesme Kuvveti ve Eğilme Momenti Değişimi.....64
Şekil 3.22	: Kiriş Kesitin Gerilme Şekil Değiştirme Diyagramı.....65
Şekil 3.23	: Kolon Kesitin Gerilme Şekil Değiştirme Diyagramı.....67
Şekil 3.24	: Kesitte Toplam Eğrilik Sonucu Oluşan Şekil Değiştirme Durumu.....68
Şekil 3.25	: Çerçeve Sistem Statik İtme Eğrisi.....70
Şekil 3.26	: Spektral İvme – Spektral Yer Değiştirme Diyagramı.....72
Şekil 3.27	: Statik İtme Sonucunda Oluşan Plastik Mafsallar.....73
Şekil 4.1	: Yapının Üçboyutlu Görünüşü.....76
Şekil 4.2	: Farklı Deprem Etkileri İçin İvme Spektrumu.....78
Şekil 5.1	: Kolon ve Kiriş Uçlarındaki Olası Plastik Mafsallar.....96

Şekil 5.2	: X ve Y Doğrultusu Birinci Titreşim Mod Şekli Genliği.....	97
Şekil 5.3	: Tasarım Depreminin X Doğrultusundaki Statik İtme Eğrisi.....	99
Şekil 5.4	: Tasarım Depreminin Y Doğrultusundaki Statik İtme Eğrisi.....	99
Şekil 5.5	: Tasarım Depremi İçin X Doğrultusunda Spektral İvme – Spektral Yer Değiştirme Diyagramı.....	103
Şekil 5.6	: Tasarım Depremi İçin Y Doğrultusunda Spektral İvme – Spektral Yer Değiştirme Diyagramı.....	104
Şekil 5.7	: Tasarım Depremi İçin X Doğrultusunda Statik İtme Son Adımında Elde Edilen Plastik Mafsallar.....	105
Şekil 5.8	: Tasarım Depremi İçin Y Doğrultusunda Statik İtme Son Adımında Elde Edilen Plastik Mafsallar.....	106
Şekil 5.9	: X ve Y Doğrultusu İkinci Titreşim Mod Şekli Genliği.....	110
Şekil 5.10	: Tasarım Depreminin X Doğrultusundaki Statik İtme Eğrisi.....	111
Şekil 5.11	: Tasarım Depreminin Y Doğrultusundaki Statik İtme Eğrisi.....	112
Şekil 5.12	: Tasarım Depremi İçin X Doğrultusunda Spektral İvme – Spektral Yer Değiştirme Diyagramı.....	115
Şekil 5.13	: Tasarım Depremi İçin Y Doğrultusunda Spektral İvme – Spektral Yer Değiştirme Diyagramı.....	116
Şekil A.1	: Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemine Göre Tasarım Depremi İçin Kolon Hasar Durumları.....	121
Şekil A.2	: Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemine Göre Tasarım Depremi İçin Kiriş Hasar Durumları.....	121
Şekil A.3	: Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemine Göre Şiddetli Deprem İçin Kolon Hasar Durumları.....	122
Şekil A.4	: Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemine Göre Şiddetli Deprem İçin Kiriş Hasar Durumları.....	122
Şekil A.5	: Mod Birleştirme Yöntemine Göre Tasarım Depremi İçin Kolon Hasar Durumları.....	123
Şekil A.6	: Mod Birleştirme Yöntemine Göre Tasarım Depremi İçin Kiriş Hasar Durumları.....	123
Şekil A.7	: Mod Birleştirme Yöntemine Göre Şiddetli Deprem İçin Kolon Hasar Durumları.....	124
Şekil A.8	: Mod Birleştirme Yöntemine Göre Şiddetli Deprem İçin Kiriş Hasar Durumları.....	124
Şekil A.9	: Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemine Göre Tasarım Depremi İçin Kolon Hasar Durumları.....	125
Şekil A.10	: Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemine Göre Tasarım Depremi İçin Kiriş Hasar Durumları.....	125
Şekil A.11	: Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemine Göre Şiddetli Deprem İçin Kolon Hasar Durumları.....	126
Şekil A.12	: Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemine Göre Şiddetli Deprem İçin Kiriş Hasar Durumları.....	126
Şekil A.13	: Artımsal Mod Birleştirme Yöntemine Göre Tasarım Depremi İçin Kolon Hasar Durumları.....	127
Şekil A.14	: Artımsal Mod Birleştirme Yöntemine Göre Tasarım Depremi İçin Kiriş Hasar Durumları.....	127
Şekil A.15	: Artımsal Mod Birleştirme Yöntemine Göre Şiddetli Deprem İçin Kolon Hasar Durumları.....	128
Şekil A.16	: Artımsal Mod Birleştirme Yöntemine Göre Şiddetli Deprem İçin Kiriş Hasar Durumları.....	128

Şekil B.1	: Zemin Kat Kalıp Planı	129
Şekil B.2	: 1. Kat Kalıp Planı	130
Şekil B.3	: 2. Kat Kalıp Planı	131

SEMBOL LİSTESİ

$A(T_1)$	: T_1 periyot değerindeki spektral ivme katsayısı
A_s	: Çekme donatısı kesit alanı
A'_s	: Basınç donatısı kesit alanı
A_c	: Gövde kesiti beton alanı
A_0	: Etriye çubuğu kesit alanı
a_0	: Kütle orantılı sönüm katsayısı
a_1	: Birinci moda ait modal ivme, rijitlik orantılı sönüm katsayısı
$a_1^{(i)}$	: (i)' inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait modal ivme
a_{y1}	: Birinci moda ait eşdeğer akma ivmesi
A_c	: Kolonun brüt kesit alanı
A_s	: Boyuna donatı alanı
b	: Kesit genişliği
b_w	: Kirişin gövde genişliği
C_{R1}	: Birinci moda ait spektral yer değiştirme oranı
d	: Kirişin ve kolonun faydalı yüksekliği
d_1	: Birinci moda ait modal yer değiştirme
$d_1^{(i)}$	: (i)' inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait modal yer değiştirme
$d_1^{(p)}$	: Birinci moda ait modal yer değiştirme istemi
f_{cm}	: Mevcut malzeme dayanımı
E_s	: Çelik elastisite modülü
E_c	: Beton elastisite modülü
EI_0	: Çatlamamış kesit eğilme rijitliği
f_{ck}	: Beton karakteristik basınç dayanımı
f_{cm}	: Mevcut beton dayanımı
f_{ctk}	: Beton karakteristik çekme dayanımı
f_{ctm}	: Mevcut betonun çekme dayanımı
f_{yk}	: Donatı çeliği karakteristik akma dayanımı
F_c	: Beton basınç kuvveti
F_s	: Çekme donatısı çekme kuvveti
G	: Sabit yük etkisi
h	: Çalışan doğrultudaki kesit boyutu
I	: Bina önem katsayısı
l_p	: Plastik mafsallık boyu
m_x	: X eksenli etrafındaki hesap yüküne ait boyutsuz eğilme momenti
M_{ra}	: Kolonun serbest yüksekliğinin alt ucunda hesaplanan taşıma gücü momenti
$M_{r\bar{u}}$	: Kolonun serbest yüksekliğinin üst ucunda hesaplanan taşıma gücü momenti

M_{ri}	: Kirişin i ucunda kolon yüzünde hesaplanan pozitif veya negatif taşıma gücü momenti
M_{rj}	: Kirişin j ucunda kolon yüzünde hesaplanan pozitif veya negatif taşıma gücü momenti
M_p	: Kesitin eğilme momenti taşıma gücü (plastik moment)
M_{x1}	: x deprem doğrultusunda doğrusal elastik davranış için tanımlanan birinci moda ait etkin kütle
n	: Hareketli yük katılım katsayısı
N	: Normal kuvvet
N_d	: Düşey yükler altında kolonda oluşan aksenal basınç kuvveti
r	: Etki/kapasite oranı
Q	: Hareketli yük etkisi
R_a	: Deprem yükü azaltma katsayısı
$R_a(T_1)$	: T_1 periyot değerindeki deprem yükü azaltma katsayısı
S_a	: Spektral ivme
S_{ae1}	: Birinci moda ait elastik spektral ivme
S_d	: Spektral yer değiştirme
S_{de1}	: Birinci moda ait doğrusal elastik spektral yer değiştirme
S_{di1}	: Birinci moda ait doğrusal olmayan spektral yer değiştirme
$S(T_1)$	: Spektrum katsayısı
T_o	: Zemin hakim periyodu
$T_1^{(1)}$	: Başlangıçtaki (i=1) itme adımında birinci (hakim) titreşim moduna ait doğal titreşim periyodu
T_1	: Binanın birinci doğal titreşim periyodu
T_B	: İvme spektrumundaki karakteristik periyot
$u_{xN1}^{(i)}$	: Binanın tepesinde (N' inci katında) x deprem doğrultusunda (i)' inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait yer değiştirme
$u_{xN1}^{(p)}$	: Binanın tepesinde (N' inci katında) x deprem doğrultusunda tepe yer değiştirme istemi
V_e	: Kolon, kiriş ve perdede enine donatı hesabında esas alınan kesme kuvveti
V_{kol}	: Düğüm noktasının üstünde ve altında hesaplanan kolon kesme kuvvetlerinin küçük olanı
V_{dy}	: Kirişin herhangi bir kesitinde düşey yüklerden meydana gelen basit kiriş kesme kuvveti
V_r	: Kolon, kiriş veya perde kesitinin kesme dayanımı
V_t	: Eşdeğer deprem yükü yönteminde göz önüne alınan deprem doğrultusunda binaya etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü (taban kesme kuvveti)
$V_{x1}^{(i)}$	: X deprem doğrultusunda (i)' inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda (hakim) ait taban kesme kuvveti
W	: Binanın, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak bulunan toplam ağırlığı
δ	: Yatay yer değiştirme
ϵ_c	: Beton birim şekil değiştirmesi
ϵ_{cu}	: Beton ezilme birim kısalması
ϵ_s	: Donatı çeliği birim şekil değiştirmesi
ϵ_{su}	: Donatı çeliğinin kopma uzaması
ϵ_{sy}	: Donatı çeliğinin akma birim şekil değiştirmesi

ϕ_p	: Plastik eğrilik istemi
ϕ_t	: Toplam eğrilik istemi
ϕ_y	: Eşdeğer akma eğriliği
ϕ_{xN1}	: Binanın tepesinde (N' inci katında) x deprem doğrultusunda birinci moda ait mod şekli genliği
Γ_{x1}	: x deprem doğrultusunda birinci moda ait katkı çarpanı
η_{bi}	: (i)' inci katta tanımlanan burulma düzensizliği katsayısı
λ	: Eşdeğer deprem yükü azaltma katsayısı
θ_p	: Plastik dönme istemi
ρ	: Çekme donatısı oranı
ρ'	: Basınç donatısı oranı
ρ_b	: Dengeli donatı oranı
ρ_{sm}	: Kesitte bulunması gereken enine donatının hacimsel oranı
$\omega_1^{(1)}$	: Başlangıçtaki (i=1) itme adımımda birinci (hakim) titreşim moduna ait doğal açısal frekans
ω_B	: İvme spektrumundaki karakteristik periyoda karşı gelen doğal açısal frekans
ω_i	: (i)'inci moda ait doğal frekans

BETONARME TAŞIYICI SİSTEM GÜVENLİĞİNİN KARŞILAŞTIRMALI

İNCELENMESİ

ÖZET

Mevcut betonarme yapıların deprem güvenliğinin değerlendirilmesi deprem mühendisliğinin en önemli problemidir. Yeterli deprem güvenliğine sahip olmayan yapı sayısının fazla olduğu Türkiye de bu problem çok daha önemlidir. Bunların çoğu mühendislik hizmeti almamış yapılardır. Betonarme yapıları da içine alan mevcut yapıların deprem performansının değerlendirilmesi için gerekli bilgileri veren yeni bölüm 2007 yılında Türk deprem yönetmeliğinde yerini almıştır. Yönetmelikteki bu bilgiler deprem mühendisliğindeki gelişmelere paralel olarak geliştirilmiş basit kurallar içermektedir. Türk deprem yönetmeliğinde mevcut yapıların deprem performansının değerlendirilmesi için doğrusal ve doğrusal olmayan yaklaşımı esas alan iki yöntem verilmektedir.

Bu tez çalışması kapsamında, bu yöntemlere ait özet bilgiler verildikten sonra mevcut bir okul binasının deprem performansı bakımından doğrusal ve doğrusal olmayan yöntemlerle karşılaştırılması yapılmıştır.

Altı bölümden oluşan yüksek lisans tezinin birinci bölümü, mevcut yapıların deprem performansının belirlenmesi ile ilgili genel prensipleri içermektedir. Bu genel prensipler yeni yapıların tasarım kuralları ile karşılaştırılmıştır.

İkinci bölümde, performans esaslı yapı tasarımı göz önünde tutularak mevcut yapıların deprem performansının değerlendirilmesi açıklanmıştır. Performans esaslı tasarım yeni yapıların tasarımında kullanılmak istendiğinden bu prensipler önem teşkil etmektedir.

Üçüncü bölümde, mevcut yapıların performans değerlendirilmesi için kullanılan doğrusal ve doğrusal olmayan yöntemleri açıklamak için iki katlı tek açıklıklı basit bir çerçeve sistem ele alınmıştır. İlk önce bu çerçeve sistem yönetmeliğe uygun bir şekilde tasarlanmış daha sonra yönetmelikteki mevcut binaların deprem güvenliğinin belirlenmesi kurallarına uygun şekilde çerçeve sistem detaylı şekilde incelenmiştir. Yöntemin adımları ayrıntılı verilerek çözüm yapılmıştır.

Dördüncü bölümde, betonarme bir okul binası yönetmeliğe göre tasarlandıktan sonra mevcut bir yapı olarak doğrusal yöntemle performans değerlendirilmesi yapılmıştır. Burada ki amaç yeni yapıların tasarım kuralları ile mevcut yapıların performans değerlendirmesi kurallarının uyum içinde olup olmadıklarını kontrol etmektir. Bunun yanında mevcut binaların deprem performansının belirlenmesinde kullanılan

yöntemlerin prensipleri farklı olduğu için bu yöntemlerle elde edilen sonuçların da aynı olması beklenilmemektedir.

Beşinci bölümde, aynı binanın doğrusal olmayan yöntemle performansının değerlendirilmesi yapılmıştır.

Altıncı bölümde, bu iki yöntemle yapılan performans değerlendirmesinin sonuçları karşılaştırmalı olarak verilmiş ve tartışılmıştır. Beklenildiği gibi yeni yapı olarak tasarlanan okul binasında, mevcut bina olarak deprem performansının değerlendirilmesi yapıldığında beklenen aynı performans seviyesini sağlayamadığı görülmüştür. Buna rağmen deprem performansının belirleme yöntemleri arasında sonuçlara bakıldığında çok büyük farklar görülmemiştir. Tüm bunların ışığı altında yönetmeliğin daha da geliştirilmeye ihtiyacı olduğu görülmektedir.

A COMPARATIVE STUDY OF SEISMIC SAFETY OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURAL SYSTEMS

SUMMARY

Evaluation of seismic safety of existing reinforced concrete buildings is one of the main problems of the earthquake engineering. This problem is especially important for Turkey, since there are large numbers of buildings which do not have adequate seismic safety. Most of them build without receiving any engineering consideration. Since 2007 the Turkish seismic code has a new chapter which gives necessary requirements for evaluation of seismic capacity of the existing building including reinforced concrete structures. The requirement of the code includes the most developed basic rules parallel to developments in the earthquake engineering. Two methods are given for the seismic safety evaluation of the existing buildings: The linear and the non-linear methods.

Within the context of the presented thesis, after giving brief information about these methods, the results of the linear and non-linear methods are compared by considering the earthquake performance of an existing school building.

The thesis consists of six chapters. The first chapter consists of introduction to the subject by stating the general principles of the seismic safety evaluation of existing buildings as given in the code. These principles are compared to the rules used in the design of new buildings.

In the second chapter, evaluation of the seismic safety of existing buildings is discussed by considering the performance based design of the building. Since the performance based design is expected to be used in the design of new buildings, the principles of the method are important.

In the third chapter, a simple planar frame having two stories and one bay is taken into consideration for the explanation of the basic requirements of the linear and non-linear methods used for seismic safety evaluation of the existing buildings. Firstly, the frame is designed by following the requirements of the code given for the design of the new buildings. Later in the second step, the seismic safety of the frame is evaluated by using the requirements of the code stated for the existing buildings. The problem is solved stepwise by giving the procedure in detail.

In the fourth chapter, a reinforced concrete school building is designed by using the requirement of the code. Later, seismic safety of the school building is evaluated as

an existing building by using the requirements of the linear method of the code. The idea is to check whether the requirements of the code given for the new buildings to be designed and for the existing buildings to be evaluated are in harmony with each other. Furthermore the seismic safety evaluation methods have different basic concept, therefore generally it is not expected that the same safety level for all types which are acquired with this methods.

In the fifth chapter, the seismic performance of the same school building is evaluated by the using the requirements of the non-linear method of the code.

In the sixth chapter, the results of the performance evaluation, which done by using these two methods, are given comparatively and discussed. As expected the requirement of the code given for design of new buildings and those given for evaluation of the existing buildings do not yield the same performance level in the elements of the structural system of the school building. Although the performance levels of the methods are not very different from each other, they show that the requirements of the code need further adjustment.

1.GİRİŞ

Aktif bir deprem kuşağı üzerinde yer alan ülkemizde çok kısa denebilecek zaman aralıkları içerisinde yıkıcı depremler meydana gelmiştir. Özellikle son 20 yılda yaşadığımız 1992 Erzincan, 1995 Dinar, 1998 Adana-Ceyhan, 1999 Kocaeli, 1999 Düzce ve son olarak da 2003 yılında meydana gelen Bingöl depremleri, ülke genelinde mevcut bina stoklarının deprem dayanıklılığının tespiti ihtiyacını ortaya çıkarmıştır. Ülkemizde meydana gelen bu depremlerde, birçok betonarme konut yapısal özelliklerinin yetersizliklerinden kaynaklanan nedenlerden dolayı önemli derecede hasar görmüş ve can kayıplarına neden olmuştur [1].

Bir yapı, ne kadar basit düzenlenmişse, depreme dayanıklılığının bu derecede yüksek olduğu belirlenmiştir. Bunu, çeşitli nedenleri göz önüne alarak açıklamak mümkündür. Basit ve düzenli yapıların yapımı da kolaydır ve yapımda hata yapma olasılığı azdır. Bu tür yapıların depremdeki davranışını tahmin etmek ve buna göre bir çözümleme yapmak daha kolaydır. Karmaşık ve düzensiz yapıları modellemek ve ek olarak çıkan burulma etkisini göz önüne almak daha uzun işlemler gerektirir.

Doğal afetlerin en yıkıcılarından olan depremler, tüm dünyada önemli can ve mal kaybına sebep olmaktadır. Deprem zararlarının azaltılması için özellikle deprem mühendisliğindeki gelişmeler ışığında yönetmelikler yenilenmekte, yapıların tasarlanmasından inşa aşamasına kadar yeni kurallar ortaya konmaktadır. Bu açıdan bakıldığında her yeni yönetmelik, bir öncekine göre tasarım ve yapım aşamasında dikkat edilecek yeni hususları da beraberinde getirmekte, depreme dayanıklı yapı tasarımı konusunda ilerleme kaydedilmektedir. Her ne kadar deprem mühendisliğindeki gelişmeler ışığında depreme dayanıklı yapı tasarımı konusunda ilerlemeler kaydedilse de, şu gerçeği de göz ardı etmemek gerekir ki, gerekli mühendislik hizmetini almamış, tasarımı ya da yapımı aşamasında gerekli özen gösterilmemiş sayısız yapı bulunmaktadır. Dolayısıyla, gerek dünyada gerekse büyük bir bölümü deprem riski altında bulunan Türkiye’de, son yıllarda büyük önem

verilen çalışma alanlarından birisi de mevcut yapıların deprem performanslarının belirlenmesidir [2].

Deprem bölgelerinde bulunan mevcut ve güçlendirilecek tüm binaların ve bina türündeki yapıların deprem etkileri altındaki davranışlarının değerlendirilmesinde uygulanacak hesap kuralları, güçlendirme kararlarının alınmasında esas alınacak ilkeler ve güçlendirilmesine karar verilen binaların güçlendirme tasarımı ilkeleri Deprem Yönetmeliği (2007) Bölüm 7’de verilmiştir [3].

Yapıların deprem etkileri altındaki performanslarının değerlendirmesi genel olarak iki farklı kritere göre yapılabilmektedir. Doğrusal elastik değerlendirme yöntemlerinin temelini oluşturan dayanım (kuvvet) esaslı değerlendirmede, yapı elemanlarının dayanım kapasiteleri elastik deprem yüklerinden oluşan doğrusal teoriye göre hesaplanan etkilerle karşılaştırılmakta ve yapı elemanlarının sünekliğini göz önüne alan eleman bazındaki bir tür deprem yükü azaltma katsayısı çerçevesinde binadan beklenen performans hedefinin sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilmektedir[4].

Doğrusal elastik olmayan değerlendirme yöntemlerinin esası, yer değiştirme ve şekil değiştirme esaslı değerlendirmenin temel alındığı ve genel olarak malzeme ve geometri değişimleri bakımından doğrusal olmayan sistem hesabına dayanan yöntemlerde, belirli bir deprem etkisi için binadaki yer değiştirme istemine ulaşıldığında yapıdan beklenen performans hedefinin sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilmektedir [4].

İnşa edilen yapıların hemen tümünün tasarım yükleri veya buna yakın yüklerde elastik kalmayarak doğrusal ötesi bölgede davranış gösterdiği bilinmektedir. Buna rağmen özellikle son yıllara kadar, yapıların deprem veya diğer tasarım yükleri altında davranışı elastik, kuvvet tabanlı yöntemlerle tahmin edilmeye çalışılmaktaydı. Fakat son yıllarda bilgisayar teknolojisinde ve inşaat mühendisliğinde yaşanan gelişmeler doğrusal ötesi yöntemlerin daha yaygın ve pratik kullanımına olanak vermektedir. Elastik yöntemlere göre birçok üstünlüğü bulunan bu yöntemler gittikçe daha çok yaygınlaşmakta ve tasarım ve değerlendirme ile ilgili birçok kaynakta yer almaktadır [5–8]. Bu yöntemler içinde nispeten pratik oluşu nedeniyle en yaygın olarak kullanılan “Doğrusal Olmayan Statik Analiz” yöntemidir [9]. İtme Analizi 2006 yılında yayınlanan Deprem Yönetmeliği’nde yer

almıştır ve özellikle mevcut yapıların değerlendirilmesi için kullanımı önerilmektedir[3].

Bu tez çalışmasında, örnek mevcut bir betonarme okul binası ele alınarak Deprem Yönetmeliği'nde yer alan doğrusal ve doğrusal olmayan yöntemlerin uygulanması ile ilgili adımlar açıklanmıştır. Tez çalışması amacı doğrultusunda, Deprem Yönetmeliği'nde değerlendirme ile ilgili hususlar özetlenmeye çalışılmış ve örnek yapı üzerinde, Deprem Yönetmeliği'nde ifade edilen adımlar uygulanmıştır. Mevcut yapıyı oluşturan elemanların ve buna bağlı olarak mevcut yapının deprem performansının belirlenmesi için gerekli hesaplar gösterilmiştir.

2.YAPI SİSTEMLERİNİN PERFORMANSA DAYALI TASARIM VE DEĞERLENDİRMESİ

DBYBHY'07'nin mevcut yapıların değerlendirilmesi ile ilgili yedinci bölümünde öncelikle hem doğrusal hem de doğrusal olmayan yöntemin uygulanabilmesi için, başlangıç aşamasında yapılması gerekenler ile ilgili maddeler yer almaktadır. Bu kısımda yer alan bilgiler doğrudan DBYBHY'07'den alınmıştır [3].

2.1 Binalardan Bilgi Toplanması

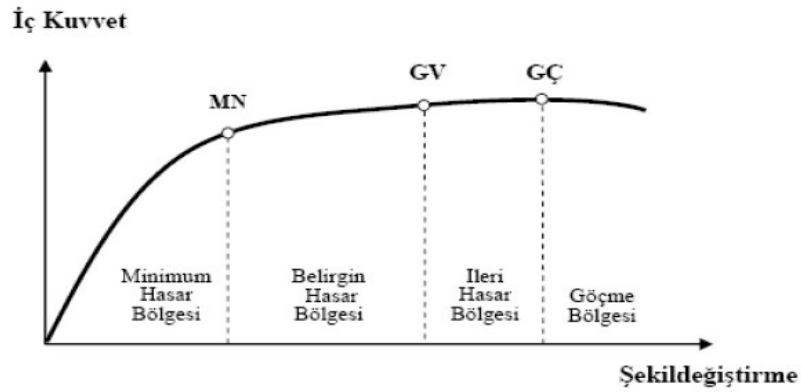
Yapıların incelenmesi, veri toplama, derleme, değerlendirme ve malzeme örneği alıp deney yapma işlemleri inşaat mühendislerinin sorumluluğuna verilmiştir. İnceleme amacıyla yola çıkan inşaat mühendisinin ilk yapması gereken mevcut yapı ile ilgili bilgi toplamak olacaktır.

Binalardan bilgi toplanması kapsamında, yapısal sistemin tanımlanması, bina geometrisinin, temel sisteminin ve zemin özelliklerinin belirlenmesi, varsa mevcut hasarın, evvelce yapılmış değişiklik ya da onarımların belirlenmesi, eleman boyutlarının tespiti, malzeme özelliklerinin saptanması ve son olarak bahsedilen bilgilerin varsa projesine uygunluğunun araştırılması gerekmektedir.

Kullanım süresi içerisinde deprem ve benzeri etkilerden dolayı mevcut yapıların taşıyıcı sistemlerindeki belirsizlikler, bilgi düzeyi katsayıları ile hesap yöntemlerine yansıtılacaktır. Elde edilen bilgilerin kapsamına göre; sınırlı, orta ve kapsamlı bilgi düzeyleri tanımlanmıştır. Dolayısıyla inşaat mühendisi yerinde yapılan çalışmalar neticesinde elde ettiği bilgileri değerlendirecek, tanımlanan bilgi düzeylerinden hangisine uyduğunu saptayacak ve taşıyıcı elemanların kapasitelerinin belirlenmesinde bilgi düzeyi katsayıları kullanılacaktır. Bilgi düzeyi katsayıları, sınırlı, orta ve kapsamlı bilgi düzeyleri için sırasıyla 0.75, 0.90 ve 1.00 olarak verilmiştir.

2.2 Yapı Elemanlarında Hasar Sınırları ve Hasar Bölgeleri

Binanın deprem performansı, taşıyıcı sistem elemanlarının (kiriş, kolon, perde) deprem performansının bir bütünü olarak ifade edilecektir. Yapı elemanlarının performansı, kesit hasar bölgeleri ile tanımlanmıştır. Yani herhangi bir kolon, kiriş ya da perdenin en fazla hasarlı kesiti belirlenecek, bu kesitin hasar durumu, kesitin ait olduğu elemanın hasar durumu olarak kabul edilecektir. Kesitin hasar durumunun belirlenmesi için, analiz neticesinde elde edilecek iç kuvvetler ve şekil değiştirmeler, yönetmelikte tanımlanan hasar sınırları ile karşılaştırılacaktır. Kesit hasar sınırlarını belirlemek için üç sınır durum tanımlanmıştır (Şekil 2.1). Bunlar minimum hasar sınırı (MN), güvenlik sınırı (GV) ve göçme sınırı (GÇ)'dir. Minimum hasar sınırı, kesitin elastik ötesi davranışının başlangıcını, güvenlik sınırı kesitin dayanımını güvenli olarak sağlayabileceği elastik ötesi davranış sınırını, göçme sınırı ise kesitin göçme öncesi davranış sınırını temsil etmektedir. Kritik kesitleri MN'ye ulaşmayan elemanlar minimum hasar bölgesinde, MN ile GV arasında kalan elemanlar belirgin hasar bölgesinde ve GV ile GÇ arasında kalan elemanlar ileri hasar bölgesinde kabul edilecektir. Bu şekilde, maksimum hasar durumuna sahip kesitin hasar durumu ile elemanın hangi hasar bölgesinde olduğu belirlenmiş olacaktır.



Şekil 2.1: Kesit Hasar Sınırları ve Hasar Bölgeleri

Bu sınırların ancak sünek elemanlar için geçerli olduğu unutulmamalıdır. Gevrek elemanlar için minimum güvenlik sınırının aşılmasına bile izin verilmez. Sünek kolon ya da kirişlerin kritik kesitlerinde, eğilme kapasitesi ile uyumlu kapasite kesme kuvvetinin (V_e), kesme kapasitesini (V_r) aşmaması gerekir. Aksi takdirde bu elemanlar gevrek eleman olarak tanımlanır. V_e , kolonlar ve kirişler için DBYBHY'07'de tanımlandığı şekilde, V_r ise TS-500'e göre hesaplanacaktır.

2.3 Deprem Hesabına İlişkin Genel İlke ve Kurallar

Binaların deprem performanslarının belirlenmesinde bölüm 2.4.1 ve 2.4.2’de tanımlanan yöntemler kullanılmaktadır. Ancak teorik olarak farklı yaklaşımları esas alan bu yöntemler sonucu yapılan performans değerlendirilmelerinin birebir aynı sonucu vermeleri beklenmemektedir. Aşağıda tanımlanan kurallar her iki yöntemde de geçerlidirler.

Deprem etkisinin tanımında elastik (azaltılmamış) ivme spektrumu kullanılacak, fakat farklı aşılma olasılıkları için bu spektrum üzerinde bölüm 2.4.2.9’a göre yapılan değişiklikler göz önüne alınmalıdır. Ayrıca deprem hesabında tanımlanan bina önem katsayısı uygulanmayacaktır ($I=1.0$). Binanın önemi beklenen performans seviyesi ile göz önüne alınır.

Binaların deprem performansları, yapıya etkiyen düşey yüklerin ve deprem etkilerinin birleşik etkileri altında değerlendirecektir. Hareketli düşey yükler, göz önüne alınan kütleler ile uyumlu olacak şekilde tanımlanacaktır. Deprem kuvvetleri binaya her iki doğrultuda ve her iki yönde ayrı ayrı etki ettirilecektir.

Döşemelerin yatay düzlemde rijit diyafram olarak çalıştığı binalarda, her katta iki yatay yer değiştirme ile düşey eksen etrafında dönme serbestlik dereceleri göz önüne alınacaktır. Kat serbestlik dereceleri her katın kütle merkezinde tanımlanacak ve ayrıca ek dışmerkezlik uygulanmayacaktır. Mevcut binaların taşıyıcı sistemindeki belirsizlikler, binadan toplanan verilerin kapsamına göre bölüm 2.1’de tanımlanan bilgi düzeyi katsayıları ile hesaplanacaktır.

Bir veya iki eksenli eğilme ve eksenel kuvvet etkisindeki betonarme kesitlerin etkileşim diyagramlarının tanımlanmasında,

- a) Analizde beton ve donatı çeliğinin bölüm 2.1’de tanımlanan bilgi düzeyine göre belirlenen mevcut dayanımları esas alınacak,
- b) Betonun maksimum basınç birim sekil değiştirmesi 0.003, donatı çeliğinin maksimum birim sekil değiştirmesi ise 0.01 alınabilir,
- c) Etkileşim diyagramlarını uygun biçimde doğrusallaştırılarak çok doğrulu veya çok düzlemli diyagramlar olarak modellenebilirler.

Eğilme etkisindeki betonarme elemanların akma öncesi doğrusal davranışları için çatlamış kesite ait etkin eğilme rijitlikleri (EI)_e kullanılacaktır. Daha kesin bir hesap

yapılmadıkça, çatlamış kesite ait eğilme rijitlikleri için aşağıda verilen değerler kullanılabilir:

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: $(EI)_e = 0.80 (EI)_o$

Yukarıdaki bağıntılarda yer alan eksenel basınç kuvveti N_D , düşey yükler altında hesaplanacaktır. N_D 'nin ara değerleri için doğrusal enterpolasyon yapılabilir. N_D deprem hesabında esas alınan toplam kütlelerle uyumlu yüklerin göz önüne alındığı ve çatlamamış kesitlere ait $(EI)_0$ eğilme rijitliklerinin kullanıldığı bir ön düşey yük hesabı ile belirlenecektir. Deprem hesabı için başlangıç durumunu oluşturan düşey yük hesabı ise, etkin eğilme rijitliği kullanılarak $(EI)_e$ deprem hesabında esas alınan kütlelerle uyumlu yüklere göre yeniden yapılacaktır. Deprem hesabında da aynı rijitlikler kullanılacaktır.

Betonarme tablalı kirişlerin pozitif ve negatif plastik momentlerinin hesabında tabla betonu ve içindeki donatı hesaba katılabilir.

2.4 Depremde Bina Performansının Belirlenmesi

Performansa dayalı tasarım ve değerlendirmenin iki temel parametresi istem ve kapasitedir. İstem (talep) yapıya etkiyen deprem yer hareketini, kapasite ise yapının bu deprem etkisi altındaki davranışını temsil etmektedir. Mevcut ve güçlendirilecek binaların deprem performanslarının belirlenmesi için uygulanan yöntemler doğrusal elastik hesap yöntemleri ve doğrusal elastik olmayan hesap yöntemleridir.

2.4.1 Depremde bina performansının doğrusal elastik hesap yöntemleri ile belirlenmesi

Doğrusal (lineer) elastik yöntemlerde yapı elemanlarının kapasiteleri elemanın taşıma kapasitelerine ve süneklik özelliklerine bağlı olarak belirlenir. Buna karşılık, deprem istemi için elastik deprem etkileri altında lineer teoriye göre hesap yapılır. Elastik hesap yöntemleri Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ve Mod Birleştirme Yöntemi'dir.

a) Birinci modun etkili olduğu eşdeğer deprem yükü yöntemi, bodrum üzerinde toplam yüksekliği 25 metreyi ve toplam kat sayısı 8'i aşmayan, ayrıca ek dışmerkezlilik göz önüne alınmaksızın hesaplanan burulma düzensizliği katsayısı $\eta_{bi} < 1.4$ olan binalara uygulanır. Bu yöntemde, toplam eşdeğer deprem yükünün (taban kesme kuvveti) hesabında, deprem yükü azaltma katsayısı $R_a=1$ olarak alınır ve denklemin sağ tarafı λ katsayısı ile çarpılır. λ kat sayısı bodrum hariç bir ve iki katlı binalarda 1.0, diğerlerinde kütle katılımı toplam kütlede daha az olduğu için 0.85 değerini almaktadır.

b) Mod Birleştirme Yönteminin kullanılmasında $R_a=1$ alınacak, diğer bir deyişle, elastik deprem spektrumları azaltılmadan, aynen kullanılacaktır.

2.4.1.1 Betonarme binaların yapı elemanlarında hasar düzeylerinin belirlenmesi

Doğrusal elastik hesap yöntemleri ile yapı elemanlarının hasar sınırlarının belirlenmesinde kiriş, kolon ve perde elemanların kritik kesitlerinin etki/kapasite oranları (r) cinsinden ifade edilen sayısal değerleri kullanılmaktadır. Kırılma türü eğilme olan sünek kiriş, kolon ve perde kesitlerinin eğilme etki/kapasite oranı, sadece deprem etkisi altında hesaplanan kesit momentinin kesit artık moment kapasitesine bölünmesi ile elde edilmektedir. Kesit artık moment kapasitesi, kesitin eğilme momenti kapasitesi ile düşey yükler altında kesitte hesaplanan moment etkisinin farkı olarak hesaplanmaktadır. Eğilme etki/kapasite oranının hesaplanmasında, uygulanan deprem kuvvetinin yönü dikkate alınacaktır.

Tablo 2.1: Betonarme Kirişler İçin Hasar Sınırlarını Tanımlayan Etki/Kapasite (r_s) Oranları

Sünek Kirişler			Hasar Sınırı		
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b}$	Sargılama	$\frac{V}{b_w d f_{ctm}}^{(1)}$	MN	GV	GÇ
≤ 0.0	Var	≤ 0.65	3	7	10
≤ 0.0	Var	≥ 1.30	2.5	5	8
≥ 0.5	Var	≤ 0.65	3	5	7
≥ 0.5	Var	≥ 1.30	2.5	4	5
≤ 0.0	Yok	≤ 0.65	2.5	4	6
≤ 0.0	Yok	≥ 1.30	2	3	5
≥ 0.5	Yok	≤ 0.65	2	3	5
≥ 0.5	Yok	≥ 1.30	1.5	2.5	4

Tablo 2.2: Betonarme Kolonlar İçin Hasar Sınırlarını Tanımlayan Etki/Kapasite (r_s) Oranları

Sünek Kolonlar			Hasar Sınırı		
$\frac{N}{A_c f_c}$	Sargılama	$\frac{V}{b_w d f_{ctm}}^{(1)}$	MN	GV	GÇ
≤ 0.1	Var	≤ 0.65	3	6	8
≤ 0.1	Var	≥ 1.30	2.5	5	6
≥ 0.4 ve ≤ 0.7	Var	≤ 0.65	2	4	6
≥ 0.4 ve ≤ 0.7	Var	≥ 1.30	1.5	2.5	3.5
≤ 0.1	Yok	≤ 0.65	2	3.5	5
≤ 0.1	Yok	≥ 1.30	1.5	2.5	3.5
≥ 0.4 ve ≤ 0.7	Yok	≤ 0.65	1.5	2	3
≥ 0.4 ve ≤ 0.7	Yok	≥ 1.30	1	1.5	2
≥ 0.7	-	-	1	1	1

Tablo 2.3: Betonarme Perdeler İçin Hasar Sınırlarını Tanımlayan Etki/Kapasite (r_s) Oranları

Sünek Perdeler	Hasar Sınırı		
Sargılama	MN	GV	GÇ
Var	3	6	8
Yok	2	4	6

Kırılma türü kesme olan gevrek kiriş, kolon ve perdelerin etki/kapasite oranları, kritik kesitlerde hesaptan elde edilen kesme kuvvetinin TS-500'e göre hesaplanan kesme kuvveti dayanımına bölünmesi ile elde edilir. Kırılma türü basınç olan gevrek kolonların etki/kapasite oranları da, hesaptan elde edilen basınç kuvvetinin TS-500'e göre hesaplanan basınç dayanımına bölünmesi ile elde edilir. Kesit kesme kuvveti dayanımı ve basınç dayanımı hesabında, bölüm 2.1'de verilen bilgi düzeyi katsayısı ile çarpılmış mevcut malzeme dayanımı değerleri kullanılacaktır.

Hesaplanan kiriş, kolon ve perde kesitlerinin etki/kapasite oranları, Tablo 2.1-2.3'de verilen sınır değerler ile karşılaştırılarak elemanların hangi hasar bölgesinde olduğuna karar verilir. Tablo 2.1-2.3'deki ara değerler için doğrusal enterpolasyon uygulanacaktır. Betonarme binalarda kolon ve perdelerin eksenel yükleri, düşey yükler ve söz konusu eleman için hesaplanan (r) katsayısı ile azaltılmış deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanacaktır. Eksenel yüklerin hesabı için ardışık yaklaşım gerekebilir.

2.4.1.2 Göreli kat ötelemelerinin kontrolü

Doğrusal elastik yöntemlerle yapılan hesapta her bir deprem doğrultusunda, binanın herhangi bir katında kolon veya perdelerin göreli kat ötelemeleri, her bir hasar sınırı için Tablo 2.4’de verilen değeri aşmayacaktır. Aksi durumda yapılan hasar değerlendirilmeleri göz önüne alınmayacaktır.

Tablo 2.4: Göreli Kat Ötelemesi Sınırları

Görelî Kat Ötelemesi Oranı	Hasar Sınırı		
	MN	GV	GÇ
δ_{ji} / h_{ji}	0.01	0.03	0.04

Görüldüğü gibi ileri performans düzeylerinde daha büyük elastik ötesi şekil değiştirmeye müsaade edilmektedir. Tablo 2.4’de δ_{ji} i’inci katta j’inci kolon veya perdenin alt ve üst uçları arasında yer değiştirme farkı olarak hesaplanan göreli kat ötelemesini, h_i ise ilgili elemanın yüksekliğini göstermektedir.

2.4.2 Depremde bina performansının doğrusal elastik olmayan hesap yöntemleri ile belirlenmesi

Deprem etkileri altındaki mevcut binaların yapısal performanslarının belirlenmesi ve güçlendirme analizleri için kullanılacak doğrusal elastik olmayan hesap yöntemlerinin amacı, verilen bir deprem için sünek davranışa ilişkin plastik şekil değiştirme istemlerinin hesaplanmasıdır. Daha sonra bu istem büyüklükleri, bu bölümde tanımlanan şekil değiştirme ile karşılaştırılarak, kesit ve bina düzeyinde yapısal performans değerlendirmesi yapılır.

Deprem Yönetmeliği kapsamında yer alan doğrusal elastik olmayan analiz yöntemleri, Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi, Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi ve Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi’dir. İlk iki yöntem, mevcut binaların deprem performanslarının belirlenmesinde ve güçlendirilmesinde artımsal itme analizinin esas alındığı yöntemlerdir.

2.4.2.1 Artımsal itme analizi ile performans değerlendirmesinde izlenecek yol

Artımsal İtme Analizi esas alınarak yapılacak doğrusal elastik olmayan performans değerlendirmesinde izlenen yolun adımları aşağıda özetlenmiştir.

a) Genel ilke ve kurallara ek olarak, taşıyıcı sistem elemanlarında doğrusal olmayan davranışın idealleştirilmesine ve analiz modelinin oluşturulmasına yönelik kurallar esas alınır.

b) Artımsal itme analizinden önce, kütlelerle uyumlu düşey yüklerin göz önüne alındığı bir doğrusal olmayan statik taşıyıcı sistem analizi yapılır. Bu analizin sonuçları, artımsal itme analizinin başlangıç koşulları olarak dikkate alınır.

c) Artımsal itme analizinin Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi kapsamında yapılması durumunda, koordinatları “modal yer değiştirme-modal ivme” olarak tanımlanan birinci (hakim) moda ait “modal kapasite diyagramı” elde edilir. Bu diyagram ile birlikte, elastik davranış spektrumu ve farklı aşılma olasılıkları için bu spektrum üzerinde yapılan değişiklikler göz önüne alınarak, birinci (hakim) moda ait modal yer değiştirme istemi belirlenir. Son aşamada, modal yer değiştirme istemine karşı gelen yer değiştirme, plastik şekil değiştirme (plastik dönmeler) ve iç kuvvet istemleri hesaplanır.

d) Artımsal itme analizinin Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi ile yapılması durumunda, göz önüne alınan bütün modlara ait “modal kapasite diyagramları” ile birlikte modal yer değiştirme istemleri de elde edilir. Bunlara bağlı olarak taşıyıcı sistemde meydana gelen yer değiştirme, plastik şekil değiştirme (plastik dönmeler) ve iç kuvvet istemleri hesaplanır.

e) Plastikleşen (sünek) kesitlerde hesaplanmış bulunan plastik dönme istemlerinden plastik eğrilik istemleri ve son olarak toplam eğrilik istemleri elde edilir. Daha sonra bunlara bağlı olarak betonarme kesitlerde betonda ve donatı çeliğinde meydana gelen birim şekil değiştirme istemleri hesaplanır [12]. Bu istem değerleri, kesit düzeyinde çeşitli hasar sınırları için yönetmeliğin ilgili bölümünde tanımlanan birim şekil değiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılarak kesit düzeyinde sünek davranışa ilişkin performans değerlendirmesi yapılır. Analiz sonucunda elde edilen kesme kuvveti istemleri ise, yönetmelikte tanımlanan kapasitelerle karşılaştırılarak kesit düzeyinde gevrek davranışa ilişkin performans değerlendirmesi yapılır.

2.4.2.2 Doğrusal elastik olmayan davranışın idealleştirilmesi

Malzeme bakımından doğrusal elastik olmayan davranışın idealleştirilmesi için, mühendislik uygulamalarındaki yaygınlığı ve pratikliği nedeniyle, doğrusal elastik olmayan analiz için yığılı plastik davranış modeli esas alınmıştır. Basit eğilme durumunda plastik mafsallara hipotezi'ne karşı gelen bu modelde, çubuk eleman olarak idealleştirilen kiriş, kolon ve perde türü taşıyıcı sistem elemanlarındaki iç kuvvetlerin plastik kapasitelerine eriştiği sonlu uzunluktaki bölgeler boyunca, plastik şekil değiştirmelerin düzgün yayılı biçimde oluştuğu varsayılmaktadır. Plastik mafsalları boyu olarak adlandırılan plastik şekil değiştirme bölgesi'nin uzunluğu (L_p), çalışan doğrultudaki kesit boyutu h 'nin yarısına eşit alınır.

$$L_p = 0.5 h \quad (2.1)$$

Yığılı plastik şekil değiştirmeyi temsil eden plastik kesitin, teorik olarak plastik şekil değiştirme bölgesinin tam ortasına yerleştirilmesi gerekir. Ancak pratik uygulamalarda aşağıda belirtilen yaklaşık idealleştirmeler yapılabilir:

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 göz önüne 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. Binaların bodrum katlarında rijit çevre perdelerinin bulunması durumunda, bu perdelerden üst katlara doğru devam eden perdelerin plastik kesitleri bodrum üstünden başlamak üzere konulmalıdır.

Bir veya iki eksenli eğilme ve eksenel kuvvet etkisindeki betonarme kesitlerin etkileşim diyagramlarının tanımlanması aşağıda verilen ilkelere göre yapılır:

a) Analizde beton ve donatı çeliğinin bilgi düzeyine göre belirlenen mevcut dayanımları esas alınır.

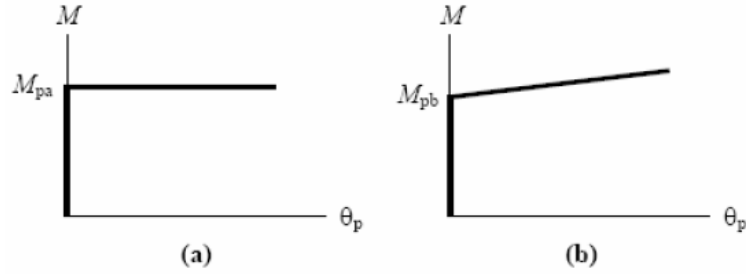
b) Betonun maksimum basınç birim şekil değiştirmesi 0.003, donatı çeliğinin maksimum birim şekil değiştirmesi ise 0.01 alınabilir.

Etkileşim diyagramları uygun biçimde doğrusallaştırılarak çok doğrulu veya çok düzlemlili diyagramlar olarak modellenenebilir.

İtme analizi modelinde kullanılacak plastik kesitlerin iç kuvvet – plastik şekil değıştirme bağıntıları ile ilgili olarak, aşığıdaki idealleştirmeler yapılabilir:

a) İç kuvvet-plastik şekil değıştirme bağıntılarında pekleşme etkisi (plastik dönme artışına bağılı olarak plastik momentin artışı) yaklaşık olarak terk edilebilir (Şekil 2.2.a). Bu durumda, bir veya iki eksenli eğilme ve eksenel kuvvet etkisindeki kesitlerde plastikleşmeyi izleyen itme adımlarında, iç kuvvetlerin akma yüzeyinin üzerinde kalması koşulu ile plastik şekil değıştirme vektörünün akma yüzeyine yaklaşık olarak dik olması koşulu göz önüne alınır.

b) Pekleşme etkisinin göz önüne alınması durumunda (Şekil 2.2.b), bir veya iki eksenli eğilme ve eksenel kuvvet etkisindeki kesitlerde plastikleşmeyi izleyen itme adımlarında iç kuvvetlerin ve plastik şekil değıştirme vektörünün sağlaması gereken koşullar, ilgili literatürden alınan uygun bir pekleşme modeline göre tanımlanır.



Şekil 2.2: Eğilme Momenti-Plastik Dönme Bağıntıları

2.4.2.3 Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile itme analizi

Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi'nin amacı, birinci (deprem doğrultusundaki hakim) titreşim mod şekli ile orantılı olacak şekilde, deprem istem sınırına kadar monotonik olarak adım adım arttırılan eşdeğer deprem yüklerinin etkisi altında doğrusal olmayan itme analizi'nin yapılmasıdır. Düşey yük analizini izleyen itme analizinin her bir adımında taşıyıcı sistemde meydana gelen yer değıştirme, plastik şekil değıştirme ve iç kuvvet artımları ile bunlara ait birikimli (kümülatif) değerler ve son adımda deprem istemine karşı gelen maksimum değerler hesaplanır. Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi'nin kullanılabilmesi için, 2.4.1.a'da belirtilmiş olan koşullar sağlanmalıdır. Ayrıca göz önüne alınan deprem

doğrultusunda, doğrusal elastik davranış esas alınarak hesaplanan birinci (hakim) titreşim moduna ait etkin kütlelerin toplam bina kütlelerine (rijit perdelerle çevrelenen bodrum katlarının kütleleri hariç) oranının en az 0.70 olması zorunludur.

Artımsal itme analizi sırasında, eşdeğer deprem yükü dağılımının, taşıyıcı sistemdeki plastik kesit oluşumlarından bağımsız biçimde sabit kaldığı varsayımı yapılabilir. Bu durumda yük dağılımı, analizin başlangıç adımında doğrusal elastik davranış için hesaplanan birinci (deprem doğrultusundaki hakim) doğal titreşim mod şekli genliği ile ilgili kütlelerin çarpımından elde edilen değerle orantılı olacak şekilde tanımlanır.

Kat döşemeleri rijit diyafram olarak idealleştirilen binalarda, birinci (hakim) doğal titreşim mod şeklinin genlikleri olarak her katın kütle merkezindeki birbirine dik iki yatay öteleme ile kütle merkezinden geçen düşey eksen etrafındaki dönme göz önüne alınır.

Sabit yük dağılımına göre yapılan itme analizi ile, koordinatları “tepe yer değiştirmesi – taban kesme kuvveti” olan itme eğrisi elde edilir. Tepe yer değiştirmesi, binanın en üst katındaki kütle merkezinde, göz önüne alınan x deprem doğrultusunda, her itme adımında hesaplanan yer değiştirmedir. Taban kesme kuvveti ise, her adımda eşdeğer deprem yüklerinin x deprem doğrultusundaki toplamıdır. İtme eğrisine uygulanan koordinat dönüşümüyle, koordinatları “modal yer değiştirme – modal ivme” olan modal kapasite diyagramı aşağıdaki şekilde elde edilebilir:

a) (i)’inci itme adımında birinci (deprem doğrultusundaki hakim) moda ait modal ivme $a_1^{(i)}$ aşağıdaki şekilde elde edilir:

$$a_1^{(i)} = \frac{V_{x1}^{(i)}}{M_{x1}} \quad (2.2)$$

denklemden $V_{x1}^{(i)}$ deprem doğrultusunda (i)’inci itme adımı sonunda elde edilen birinci (hakim) moda ait taban kesme kuvvetini, M_{x1} x deprem doğrultusunda doğrusal elastik davranış için tanımlanan birinci (hakim) moda ait etkin kütleyle göstermektedir.

b) (i)’inci itme adımında birinci (deprem doğrultusundaki hakim) moda ait modal yer değiştirme $d_1^{(i)}$ ’nin hesabı için ise, aşağıdaki bağıntıdan yararlanılabilir:

$$d_1^{(i)} = \frac{u_{xN1}^{(i)}}{\phi_{xN1} \Gamma_{x1}} \quad (2.3)$$

Birinci (deprem doğrultusundaki hakim) moda ait modal katkı çarpanı Γ_{x1} , x deprem doğrultusunda taşıyıcı sistemin başlangıç adımındaki doğrusal elastik davranışı için tanımı ilgili bölümde yapılan L_{x1} ve birinci doğal titreşim moduna ait modal kütle M_1 'den yararlanılarak:

$$\Gamma_{x1} = \frac{L_{x1}}{M_1} \quad (2.4)$$

şeklinde elde edilir.

İtme analizi sonucunda elde edilen modal kapasite diyagramı ile elastik davranış spektrumu ve farklı aşılma olasılıklı deprem istemi için bu spektrum üzerinde yapılan değişiklikler göz önüne alınarak, birinci (hakim) moda ait maksimum modal yer değiştirme, diğer deyişle, modal yer değiştirme istemi hesaplanır. Tanım olarak modal yer değiştirme istemi, $d_1^{(p)}$, doğrusal olmayan spektral yer değiştirme S_{di1} 'e eşittir:

$$d_1^{(p)} = S_{di1} \quad (2.5)$$

Doğrusal elastik olmayan spektral yer değiştirme, S_{di1} , itme analizinin ilk adımında, doğrusal elastik davranış esas alınarak hesaplanan birinci (hakim) moda ait $T_1^{(1)}$ başlangıç periyoduna karşı gelen doğrusal elastik (lineer) spektral yer değiştirme S_{de1} 'e bağlı olarak Denklem (2.6) ile elde edilir:

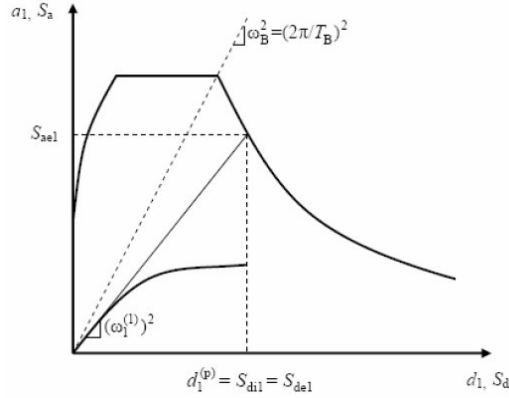
$$S_{di1} = C_{R1} S_{de1} \quad (2.6)$$

Doğrusal elastik (lineer) spektral yer değiştirme S_{de1} , itme analizinin ilk adımında birinci moda ait elastik spektral ivme S_{ae1} 'den hesaplanır:

$$S_{de1} = \frac{S_{ae1}}{(\omega_1^{(1)})^2} \quad (2.7)$$

Spektral yer değiştirme oranı C_{R1} , başlangıç periyodu $T_1^{(1)}$ 'in değerine $(T_1^{(1)} = 2\pi / \omega_1^{(1)})$ bağlı olarak belirlenir. $T_1^{(1)}$ başlangıç periyodunun, ivme spektrumundaki karakteristik periyot T_B 'ye eşit veya daha uzun olması durumunda $(T_1^{(1)} \geq T_B$ veya $(\omega_1^{(1)})^2 \leq \omega_B^2$) doğrusal elastik olmayan spektral yer değiştirme S_{di1} , eşit yer değiştirme kuralı uyarınca doğal periyodu yine $T_1^{(1)}$ olan eşlenik doğrusal

elastik sistem'e ait doğrusal elastik spektral yer değiştirme S_{del} 'e eşit alınır. Buna göre spektral yer değiştirme oranı $C_{R1}=1$ olarak tanımlanır (Şekil 2.3).

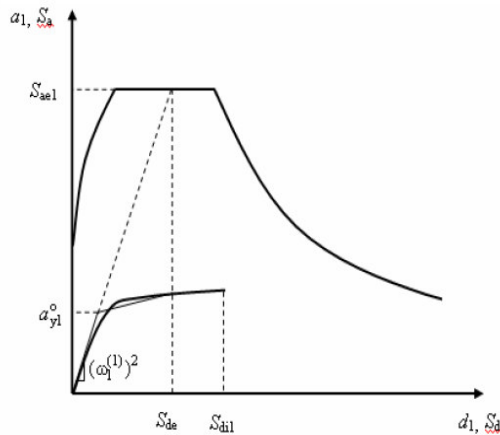


Şekil 2.3: Performans Noktasının Belirlenmesi ($T^{(1)} \geq T_B$)

Şekilde birinci (hakim) titreşim moduna ait ve koordinatları (d_1, a_1) olan modal kapasite diyagramı ile koordinatları “spektral yer değiştirme (S_d) – spektral ivme(S_a) olan davranış spektrumu bir arada çizilmiştir.

$T_1^{(1)}$ başlangıç periyodunun, ivme spektrumundaki karakteristik periyot T_B ' den daha kısa olması durumunda ($T_1^{(1)} < T_B$ veya $(\omega_1^{(1)})^2 > \omega_B^2$) ise, spektral yer değiştirme oranı C_{R1} , ardışık yaklaşımla hesaplanır. Hesap adımları şu şekildedir:

a) İtme analizi sonucunda elde edilen modal kapasite diyagramı, (Şekil 2.4)'de görüldüğü gibi, yaklaşık olarak iki doğrulu bir diyagrama dönüştürülür. Bu diyagramın başlangıç doğrusunun eğimi, itme analizinin ilk adımındaki ($i=1$) doğrunun eğimi olan birinci moda ait öz değere, $(\omega_1^{(1)})^2$, eşit alınır ($T_1^{(1)} = 2\pi / \omega_1^{(1)}$)



Şekil 2.4: Performans Noktasının Belirlenmesi ($T^{(1)} < T_B$) Birinci Adım

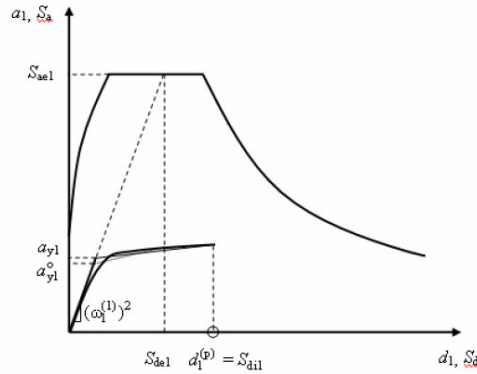
b) Ardışık yaklaşımın ilk adımında $C_{R1} = 1$ varsayımı yapılarak, eşdeğer akma noktası'nın koordinatları eşit alanlar kuralı ile belirlenir. Şekil 2.4'de görülen a_{y1}^0 esas alınarak C_{R1} aşağıda şekilde tanımlanır:

$$C_{R1} = \frac{1 + (R_{y1} - 1) \times T_B / T_1^{(1)}}{R_{y1}} \geq 1 \quad (2.8)$$

Bu bağıntıda R_{y1} birinci moda ait dayanım azaltma katsayısını göstermektedir.

$$R_{y1} = \frac{S_{ae1}}{a_{y1}} \quad (2.9)$$

Denklem (2.8)'den bulunan C_{R1} kullanılarak, Denklem (2.6)'ya göre hesaplanan S_{d1} esas alınarak eşdeğer akma noktası'nın koordinatları, Şekil 2.5'de gösterildiği üzere, eşit alanlar kuralı ile yeniden belirlenir ve bunlara göre a_{y1} , R_{y1} ve C_{R1} tekrar hesaplanır. Ardışık iki adımda elde edilen sonuçların kabul edilebilir ölçüde birbirlerine yaklaştıkları adımda ardışık yaklaşıma son verilir.



Şekil 2.5: Performans Noktasının Belirlenmesi ($T^{(1)} < T_B$) İkinci Adım

Son itme adımı $i = p$ için Denklem (2.11)'e göre belirlenen modal yer değiştirme istemi $d_1^{(p)}$ 'nin Denklem (2.10)'da yerine konulmasıyla, x deprem doğrultusundaki tepe yer değiştirmesi istemi $u_{xN1}^{(p)}$ elde edilir.

$$u_{xN1}^{(p)} = \phi_{xN1} \Gamma_{x1} d_1^{(p)} \quad (2.10)$$

Buna karşı gelen diğer tüm istem büyüklükleri (yer değiştirme, şekil değiştirme ve iç kuvvet istemleri) mevcut itme analizi dosyasından elde edilir veya tepe yer değiştirmesi istemine ulaşıncaya kadar yapılan yeni bir itme analizi ile hesaplanır.

2.4.2.4 Artımsal mod birleştirme yöntemi ile itme analizi

Artımsal Mod birleştirme yönteminde, deprem istem limitine kadar her bir titreşim modunda monotonik olarak arttırılan modal yer değiştirmelere göre mod birleştirme yöntemi, ardışık iki plastik mafsall oluşumu arasındaki her bir itme adımında artımsal olarak uygulanır. Bu itme adımlarında taşıyıcı sistemde meydana gelen yer değiştirme, plastik şekil değiştirme ve iç kuvvet artımları ile bu büyüklüklere ait birikimli değerler ve son itme adımında deprem istemine karşı gelen maksimum değerler hesaplanır. Artımsal Mod birleştirme yöntemi tüm binalara uygulanabilmektedir.

2.4.2.5 Zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yöntemi

Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi'nin amacı, taşıyıcı sistemdeki doğrusal olmayan davranış göz önüne alınarak sistemin hareket denkleminin adım adım entegre edilmesidir. Analiz sırasında her bir zaman artımında sistemde meydana gelen yer değiştirme, plastik şekil değiştirme ve iç kuvvetler ile bu büyüklüklerin deprem istemine karşı gelen maksimum değerleri hesaplanır.

Zaman tanım alanında doğrusal elastik olmayan analizde, taşıyıcı sistem elemanlarının tekrarlı yükler altındaki dinamik davranışını temsil eden iç kuvvet şekil değiştirme bağıntıları, teorik ve deneysel geçerlilikleri kanıtlanmış olmak kaydıyla, ilgili literatürden yararlanılarak tanımlanır. Doğrusal veya doğrusal olmayan hesapta, üç yer hareketi kullanılması durumunda sonuçların maksimumu, en az yedi yer hareketi kullanılması durumunda ise sonuçların ortalaması tasarım ve değerlendirme için esas alınır.

2.4.2.6 Kesitteki birim şekil değiştirme istemlerinin belirlenmesi

Yönetmelikte belirtilen artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi veya zaman tanım alanında doğrusal elastik olmayan hesap yöntemlerine göre yapılan hesap sonucunda çıkış bilgisi olarak herhangi bir kesitte elde edilen θ_p plastik dönme istemine bağlı olarak plastik eğrilik istemi, aşağıdaki bağıntı ile hesaplanır:

$$\phi_p = \frac{\theta_p}{L_p} \quad (2.11)$$

Uygun seçilen bir beton modeli ile pekleşmeyi de göz önüne alan donatı çeliği modeli kullanılarak kesitteki eksenel kuvvet istemi altında yapılan analizden elde edilen iki doğrulu moment-eğrilik ilişkisi ile tanımlanan ϕ_y eşdeğer akma eğriliği, Denklem (2.12) ile tanımlanan plastik eğrilik istemine eklenerek, kesitteki ϕ_t toplam eğrilik istemi elde edilir.

$$\phi_t = \phi_y + \phi_p \quad (2.12)$$

Betonarme sistemlerde betonun basınç birim şekil değiştirmesi istemi ile donatı çeliğindeki birim şekil değiştirme istemi, Denklem (2.12) ile tanımlanan toplam eğrilik istemine göre moment-eğrilik analizi ile hesaplanır.

Beton ve donatı çeliğinin birim şekil değiştirmeleri cinsinden elde edilen deprem istemleri, aşağıda tanımlanan şekil değiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılarak kesit bazında hasar bölgesi belirlenir.

2.4.2.7 Betonarme elemanların kesit birim şekil değiştirme kapasiteleri

Plastik şekil değiştirmelerin meydana geldiği sünek betonarme taşıyıcı sistem elemanlarında, performans düzeylerine göre izin verilen şekil değiştirme sınırları (kapasiteleri) aşağıda tanımlanmıştır.

a) Minimum Hasar Sınırı (MN) için beton basınç birim şekil değiştirmesi ile donatı çeliği birim şekil değiştirmesi üst sınırları için:

$$(\epsilon_{cu})_{MN} = 0.0035 \quad ; \quad (\epsilon_s)_{MN} = 0.010$$

b) Kesit Güvenlik Sınırı (GV) için beton basınç birim şekil değiştirmesi ile donatı çeliği birim şekil değiştirmesi üst sınırları için:

$$(\epsilon_{cg})_{GV} = 0.0035 + 0.01(\rho_s / \rho_{sm}) \leq 0.0135 \quad ; \quad (\epsilon_s)_{GV} = 0.040$$

c) Kesit Göçme Sınırı (GÇ) için beton basınç birim şekil değiştirmesi ile donatı çeliği birim şekil değiştirmesi üst sınırları için:

$$(\epsilon_{cg})_{GC} = 0.004 + 0.014(\rho_s / \rho_{sm}) \leq 0.018 \quad ; \quad (\epsilon_s)_{GC} = 0.060 \text{ değerleri}$$

önerilmektedir.

2.4.2.8 Bina deprem performans düzeyleri

Performans düzeyleri verilen bir yapı için, verilen bir deprem etkisi altında öngörülen hasar miktarının sınır durumlarıdır. Bu sınır durumlar, binadaki taşıyıcı ve taşıyıcı olmayan elemanlardaki hasarın miktarına, bu hasarın can güvenliği bakımından bir tehlike oluşturup oluşturumamasına, deprem sonrasında binanın kullanılıp kullanılmamasına ve hasarın neden olduğu ekonomik kayıplara bağlı olarak belirlenir [10].

Deprem Yönetmeliği binaların deprem performansını, uygulanan deprem etkisi altında binada oluşması beklenen yapısal hasara bağlı olarak tanımlamaktadır. Yönetmelikte tanımlanan doğrusal elastik ve doğrusal elastik olmayan hesap yöntemlerinin uygulanması ve eleman hasar bölgelerine karar verilmesi ile bina deprem performans seviyesi belirlenir.

2.4.2.8.1 Hemen kullanım performans düzeyi

Uygulanan deprem etkisi altında yapısal elemanlarda oluşan hasar minimum düzeydedir ve elemanlar rijitlik ve dayanım özelliklerini korumaktadırlar. Yapıda kalıcı ötelenmeler oluşmamıştır. Az sayıda elemanda akma sınırı aşılmış olabilir. Yapısal olmayan elemanlarda çatlamlar görülebilir, ancak bunlar onarılabilir düzeydedir.

Herhangi bir katta, uygulanan her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap sonucunda kirişlerin en fazla %10'u belirgin hasar bölgesi'ne geçebilir, ancak diğer taşıyıcı elemanlarının tümü minimum hasar bölgesi'ndedir. Eğer varsa, gevrek olarak hasar gören elemanların güçlendirilmeleri kaydıyla, bu durumdaki binaların Hemen Kullanım Performans Düzeyi'nde olduğu kabul edilir.

2.4.2.8.2 Can güvenliği performans düzeyi

Uygulanan deprem etkisi altında yapısal elemanların bir kısmında hasar görülür, ancak bu elemanlar yatay rijitliklerinin ve dayanımlarının önemli bölümünü korumaktadırlar. Düşey elemanlar düşey yüklerin taşınması için yeterlidir. Yapısal olmayan elemanlarda hasar bulunmakla birlikte dolgu duvarları yıkılmamıştır.

Yapıda az miktarda kalıcı ötelenmeler oluşabilir; ancak gözle fark edilebilir değerlerde değildir.

Herhangi bir katta, uygulanan her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap sonucunda kirişlerin en fazla %30'u ve kolonların bir kısmı ileri hasar bölgesine geçebilir. Ancak ileri hasar bölgesindeki kolonların, tüm kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetine katkısı %20'nin altında olmalıdır. Diğer taşıyıcı elemanların tümü minimum hasar bölgesi veya belirgin hasar bölgesindedir. Bu durumda, eğer varsa, gevrek olarak hasar gören elemanların güçlendirilmeleri koşuluyla, bina Can Güvenliği Performans Düzeyi'nde kabul edilir. Can güvenliği performans düzeyinin kabul edilebilmesi için herhangi bir katta alt ve üst kesitlerinin ikisinde birden minimum hasar sınırı aşılmış olan kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetinin, o kattaki tüm kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetine oranının %30'u aşmaması gerekir. En üst katta ileri hasar bölgesindeki kolonların kesme kuvvetleri toplamının, o kattaki tüm kolonların kesme kuvvetlerinin toplamına oranı en fazla %40 olabilir. Binanın güçlendirilmesine, güvenlik sınırını aşan elemanların sayısına ve yapı içindeki dağılımına göre karar verilir.

2.4.2.8.3 Göçme öncesi performans düzeyi

Uygulanan deprem etkisi altında yapısal elemanların önemli bir kısmında hasar görülür. Bu elemanların bazıları yatay rijitliklerinin ve dayanımlarının önemli bölümünü yitirmişlerdir. Düşey elemanlar düşey yüklerin taşınmasında yeterlidir; ancak bazıları eksenel kapasitelerine ulaşmıştır. Yapısal olmayan elemanlar hasarlıdır, dolgu duvarların bir bölümü yıkılmıştır. Yapıda kalıcı ötelenmeler oluşmuştur.

Herhangi bir katta, uygulanan her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap sonucunda kirişlerin en fazla %20'si göçme bölgesine geçebilir. Diğer taşıyıcı elemanların tümü minimum hasar bölgesi, belirgin hasar bölgesi veya ileri hasar bölgesindedir. Bu durumda bina, eğer varsa, gevrek olarak hasar gören elemanların güçlendirilmeleri koşuluyla, Göçmenin Öncesi Performans Düzeyi'nde kabul edilir. Göçmenin önlenmesi durumunun kabul edilebilmesi için herhangi bir katta alt ve üst kesitlerinin ikisinde birden minimum hasar sınırı aşılmış olan kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetinin, o kattaki tüm kolonlar tarafından taşınan kat kesme kuvvetine oranının %30'u aşmaması gerekir. Binanın mevcut durumunda kullanımı can güvenliği bakımından sakıncalıdır ve bina güçlendirilmelidir. Ancak güçlendirmenin ekonomik verimliliği değerlendirilmelidir.

2.4.2.8.4 Göçme durumu

Yapı uygulanan deprem etkisi altında göçme durumuna ulaşır. Düşey elemanların bir bölümü göçmüştür. Göçmeyenler düşey yükleri taşıyabilmektedir; ancak rijitlikleri ve dayanımları çok azalmıştır. Yapısal olmayan elemanların büyük çoğunluğu göçmüştür. Yapıda belirgin kalıcı ötelenmeler oluşmuştur. Yapı tamamen göçmüştür veya yıkılmanın eşiğindedir ve daha sonra meydana gelebilecek hafif şiddette bir yer hareketi altında bile yıkılma olasılığı yüksektir.

Bina göçme öncesi performans düzeyini sağlamıyorsa Göçme Durumu'ndadır. Binanın güçlendirme uygulanmadan, mevcut durumu ile kullanılması can güvenliği bakımından sakıncalıdır. Bununla beraber, güçlendirme de çok kere ekonomik olmayabilir.

2.4.2.9 Performans belirlemede esas alınacak deprem hareketleri

Performansa dayalı değerlendirme ve tasarımda göz önüne alınmak üzere, farklı düzeyde üç deprem hareketi tanımlanmıştır. Bu deprem hareketleri genel olarak, 50 yıllık bir süreç içindeki aşılma olasılıkları ile ve benzer depremlerin oluşumu arasındaki zaman aralığı (dönüş periyodu) ile ifade edilirler.

1- Kullanım depremi: 50 yılda aşılma olasılığı % 50 olan yer hareketidir. Yaklaşık dönüş periyodu 72 yıldır. Bu depremin etkisi, aşağıda tanımlanan tasarım depreminin yarısı kadardır.

2- Tasarım deprem: 50 yılda aşılma olasılığı % 10 olan yer hareketidir. Yaklaşık dönüş periyodu 475 yıldır. Bu deprem 1998 ve 2007 Deprem Yönetmelikleri'nde esas alınmaktadır.

3- En büyük deprem: 50 yılda aşılma olasılığı % 2, dönüş periyodu yaklaşık 2475 yıl olan bir depremdir. Bu depremin etkisi tasarım depreminin yaklaşık olarak 1.50 katıdır.

Tablo 2.5: Değişik Performans Seviyeleri İçin Performans Kriterleri

Performans Seviyesi	Performans Kriterleri
Hemen Kullanım (HK)	1. Kirişlerin en fazla %10'u HK-CG aralığında olmalıdır. 2. Hiçbir düşey taşıyıcı eleman HK seviyesini geçmemelidir. 3. Hiçbir kiriş eleman CG seviyesini geçmemelidir. 4. Kat göreceli ötelenmesi % 1 değerini aşmamalıdır.
Can Güvenliği (CG)	1. Kirişlerin en fazla %20 si CG-GÖ aralığını geçebilir. 2. CG-GÖ aralığında düşey taşıyıcılar tarafından taşınan kesme kuvvetinin o kattaki kesmesine oranı %20 'yi aşmamalıdır. Bu oran çatı katında %40'ı geçmemelidir. 3. Her iki ucu akmış düşey taşıyıcı elemanların taşıdığı kesme kuvveti, kat kesmesinin %30'unu aşmamalıdır. 4. Kat göreceli ötelenmesi % 3 değerini aşmamalıdır.
Göçmenin Önlenmesi (GÖ)	1. Kirişlerin en fazla % 20'si GÖ'ni geçebilmektedir. 2. GÖ'ni geçmiş düşey taşıyıcıların taşıdığı kesme kuvveti, kat kesmesinin % 20'sini aşmamalıdır. Bu oran çatı katında en fazla % 40 olabilir. 3. Her iki ucu akmış düşey taşıyıcı elemanların taşıdığı kesme kuvveti, kat kesmesinin % 30'unu aşmamalıdır 4. Kat göreceli ötelenmesi % 4 değerini aşmamalıdır.
Göçme Durumu	Göçmenin önlenmesi durumu sağlanmıyorsa, göçme durumundadır.

2.4.2.10 Performans hedefi ve çok seviyeli performans hedefleri

Belirli bir deprem hareketi altında, bina için öngörülen yapısal performans düzeyi, performans hedefi olarak tanımlanır. Bir bina için, birden fazla yer hareketi altında farklı performans hedefleri öngörülebilir. Buna çok seviyeli performans hedefi denir. Mevcut ve güçlendirilecek binaların deprem performanslarının belirlenmesinde esas alınacak deprem düzeyleri ve bu deprem düzeylerinde binalar için öngörülen minimum performans hedefleri Tablo 2.6'da verilmiştir.

Tablo 2.6: Binalar İçin Hedeflenen Çok Seviyeli Performans Düzeyleri

Binanın Kullanım Amacı ve Türü	Deprem Aşılma Olasılığı		
	50 yılda %50	50 yılda %10	50 yılda %2
Deprem Sonrası Kullanımı Gereken Binalar: Hastaneler, sağlık tesisleri, itfaiye binaları, haberleşme ve enerji tesisleri, ulaşım istasyonları, vilayet, kaymakamlık ve belediye yönetim binaları, afet yönetim merkezleri, vb.	–	HK	CG
İnsanların Uzun Süreli ve Yoğun Olarak Bulunduğu Binalar: Okullar, yatakhaneler, yurtlar, pansiyonlar, askeri kışlalar, cezaevleri, müzeler, vb.	–	HK	CG
İnsanların Kısa Süreli ve Yoğun Olarak Bulunduğu Binalar: Sinema, tiyatro, konser salonları, kültür merkezleri, spor tesisleri	HK	CG	–
Tehlikeli Madde İçeren Binalar: Toksik, parlayıcı ve patlayıcı özellikleri olan maddelerin bulunduğu ve depolandığı binalar	–	HK	GÖ
Diğer Binalar: Yukarıdaki tanımlara girmeyen diğer binalar (konutlar, işyerleri, oteller, turistik tesisler, endüstri yapıları, vb.)	–	CG	–

3. DÜZLEM ÇERÇEVE SİSTEMİN TASARIMI VE PERFORMANSININ BELİRLENMESİ

3.1 İki Katlı Tek Açıklıklı Çerçeve Taşıyıcı Sistemin İncelenmesi

3.1.1 Sistemin boyutlandırılması

Bina geometri özellikleri :

Kat Adedi : 2
Bina Kat Yüksekliği : 2.75 m+2.75 m
Bina Yüksekliği (H_N) : 5.5 m
Açıklık Sayısı : 1
Açıklık Boyu : 5 m
Planda Açıklık : 3 m

Deprem Karakteristikleri(2007 ABYBHY) :

Deprem Bölgesi: 1
Zemin Sınıfı: Z3
Bina Önem Katsayısı: 1.4 (Okul)
Etkin Yer İvmesi Katsayısı(A_0): 0.4

Bina Malzeme Özellikleri :

$f_{ck} = f_{cm}$	20 MPa	$f_{cd} =$	13 MPa
$f_{yk} = f_{ym}$	220 MPa	$f_{yd} =$	191 MPa
$E_c =$	28 GPa	$E_s =$	200 GPa

Tasarım:

$$\frac{l_l}{l_s} = \frac{5}{3} = 1.67 < 2 \text{ olduğundan iki doğrultuda çalışan döşemedir}$$

İki doğrultuda çalışan kirişli döşeme için döşeme sınır değerleri (TS500)

$$m = \frac{l_l}{l_s} = \frac{5}{3} = 1.67 \quad \alpha_s = \frac{3}{16} = 0.1875 \quad l_{sn} = 3 - 0.25 = 2.75m$$

$$h \geq \frac{l_{sn}}{15 + \frac{20}{m}} \left(1 - \frac{\alpha_s}{4} \right) = \frac{2.75}{15 + \frac{20}{1.67}} \left(1 - \frac{0.1875}{4} \right) = \frac{2.75}{26.97} 0.9531 = 0.097 m$$

ve $h \geq 0.80 m$ olmalıdır.

Seçilen : $h_f = 0.12m$

TS500'de iki doğrultuda çalışan döşeme (kısa kenar açıklığı ile) basit mesnet 1/25 kenar açıklık 1/30 değerlerinden büyük olması durumunda sehim kontrolüne gerek yoktur.

Döşeme yüksekliği/kısa kenar uzunluğu: 0.04 sehim kontrolüne gerek yoktur.

Düşey Yük Hesabı : (TS 498)

Tasarımda döşemelerden kirişlere aktarılan düşey yükleri belirlemek için göz önüne alınan normal kat döşemelerinin yük analizi aşağıda özetlenmiştir.

1. ve 2. Kat döşemeleri:

Sabit Yük

	h (m)	γ (kN/m ³)	<u>Toplam</u>	
Betonarme Plak :	0.12	25	3	kN/m ²
Sıva :	0.02	20	0.4	kN/m ²
<u>Kaplama :</u>	<u>0.05</u>	<u>22</u>	<u>1.1</u>	<u>kN/m²</u>

$$g_d = 4.5 \text{ kN/m}^2$$

$$g = 4.5 \text{ kN/m}^2$$

$$q = 3.5 \text{ kN/m}^2$$

Dşemelerden kirişlere aktarılan trapez yükler, eşdeğer üniform yayılı yüke çevrilmiş ve kiriş ağırlığı ile toplanarak modele etkiltilmiştir.

Kolon ve Kirişlere n boyut verilmesi:

Kiriş n boyutu:

$$b_w \geq 0.25m$$

$$h_{kiris} \geq 3h_f = 0.36m$$

$$\geq 0.3m$$

$$\leq 3.5b_w = 0.875m$$

$$\text{Seçilen: } h_{kiris} = 0.50m \quad b_w = 0.25m$$

Etkili Tabla genişliği : (TS500)

$$l_p = 1 \times l = 5m \text{ (tek açıklıklı kiriş)}$$

$$b = b_w + 0.2 \times l_p = 0.25 + 0.2 \times 5 = 1.25m \text{ (etkili tabla genişliği)}$$

Düşey yük hesabında kiriş ağırlığı:

K102 ve K109 kirişleri:

$$b_w \times (h_k - h_f) \times \gamma_b = 0.25 \times 0.38 \times 25 = 2.38 \text{ kN /m}$$

$$b_w \times (h_k - h_f) \times \gamma_b = 0.25 \times 0.38 \times 25 = 2.38 \text{ kN /m}$$

$$G_1 = G_2 = 4.5 \times 3 \times (2+1.5) + 2.38 \times 5 = 59.20 \text{ kN}$$

$$Q_1 = Q_2 = 3.5 \times 3 \times (2+1.5) = 36.75 \text{ kN}$$

n: 0.6 (Hareketli yük katılım katsayısı)

$$W_1 = W_2 = G_1 + n \times Q_1 = 81.25 \text{ kN}$$

$$W = W_1 + W_2 = 162.5$$

Kolon ön boyutu:

S103 Kolonu ve S104 Kolonu:

DBYBHY'07'e göre:

$$A_c \geq N_{dm} / 0.5 f_{ck} \text{ olmalıdır.}$$

$$N_{dm} = N_{G+Q+E} = 112.71 \text{ kN}$$

$$A_c \geq N_{dm} / 0.5 f_{ck} \Rightarrow 0.4 \times 0.4 = 0.16 \geq 112.71 / 0.5 \times 20000 = 0.011$$

TS 500-2000'e göre:

$$A_c \geq N_d / 0.6 f_{ck} \text{ olmalıdır.}$$

$$N_d = N_{1.4g+1.6q} = 141.61 \text{ kN}$$

$$A_c \geq N_d / 0.6 f_{ck} \Rightarrow 0.4 \times 0.4 = 0.16 \geq 141.61 / 0.6 \times 20000 = 0.012$$

3.1.2 Deprem hesabı

Spektral İvme Katsayısı:

$$A(T_1) = A_0 \times I \times S(T_1)$$

Etkin yer ivmesi katsayısı(A_0): 0.4

Bina önem katsayısı(I): 1.4

Zemin sınıfı :Z3

Spektrum Karakteristik Periyotları (T_A, T_B)

$$T_A = 0.15 \text{ s} \quad T_B = 0.60 \text{ s}$$

Spektrum Katsayısı ($S(T)$) ($T_1:0.152$)

$$S(T) = 2.5 \quad T_A < T_1 < T_B$$

Deprem yükü azaltma katsayısı ($R_a(T)$)

Bina önem katsayısı 1.4 olduğundan dolayı 2007 Deprem yönetmeliğine göre yapının süneklik düzeyi yüksek olması gerekir. Dolayısıyla Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı $R = 8$ alınmıştır.

$$R_a(T_1) = R = 8 \quad T_A < T_1$$

Toplam Eşdeğer Deprem Yükünün (taban kesme kuvveti) belirlenmesi:

$$V_t = \frac{W \times A(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0.10 \times A_0 \times I \times W$$

Spektral İvme Katsayısı:

$$A(T_1) = A_0 \times I \times S(T_1) = 0.4 \times 1.4 \times 2.5 = 1.4$$

$$W = W_1 + W_2 = 162.5 \text{ kN}$$

$$R_a(T_1) = 8$$

$$V_t = \frac{WA(T_1)}{R_a(T_1)} = \frac{162.5 \times 1.4}{8} = 28.44 \text{ kN} \geq 0.10 \times 0.4 \times 1.4 \times 162.5 = 9.1$$

Binanın N'inci katına (tepesine) etkiyen ek eşdeğer deprem yükü ΔF_N

$$\Delta F_N = 0.0075 N V_t = 0.43 \text{ kN}$$

Eşdeğer deprem yükü yöntemi'nde i' inci kata etkiyen eşdeğer deprem yükü F_i

$$F_i = (V_t - \Delta F_N) \frac{w_i H_i}{\sum w_j h_j} \quad (3.1)$$

ile hesaplanır Denklem (3.1):

$$F_1 = 28.01 \frac{81.25 \times 2.75}{81.25 \times 2.75 + 81.25 \times 5.5} = 9.34 \text{ kN}$$

$$F_2 = 28.01 \frac{81.25 \times 5.5}{81.25 \times 2.75 + 81.25 \times 5.5} + \Delta F_N = 18.67 + 0.43 = 19.10 \text{ kN}$$

Binanın Birinci Doğal Titreşim Periyodunun Kontrolü:

$$T_1 = 2\pi \left(\frac{\sum m_i d_{fi}^2}{\sum F_{fi} d_{fi}} \right)^{1/2} = 2\pi \left(\frac{8.28 \times (0.00135^2 + 0.0007^2)}{19.10 \times 0.00135 + 9.34 \times 0.0007} \right)^{1/2} = 0.153 \text{ s}$$

Başlangıç periyodu bu değerden küçük olduğundan dolayı işlemlerde kullanılabilir.

3.1.3 Kolon betonarme hesabı

$$N_{g+q} = 95.90kN \quad N_e = 16.79kN$$

$$N_{g+q+e} = 112.69kN \quad N_{g+q-e} = 79.11kN$$

$$M_{1.4g+1.6q} = 8.25kNm \quad M_{g+q} = 5.58kNm \quad M_e = 23.29kNm$$

$$M_{g+q+e} = 28.87kN \quad M_{g+q-e} = -17.71kN$$

Donatı hesabında;

$$N_d = 112.69 \text{ kNm}_d = 28.87 \text{ kNm ve } N_d = 79.11 \text{ kN} \quad M_d = 17.71 \text{ kNm}$$

$$n = \frac{112690}{400 \times 400 \times 13} = 0.054 \quad m = \frac{28870000}{400 \times 400^2 \times 13} = 0.035$$

$$\text{ilgili abaktan } w = 0.05 \Rightarrow \rho_t = w_t \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.05 \frac{13}{191} = 0.0034$$

$$\rho_{t \min} = 0.01 (TS500- 2000) \Rightarrow A_s = 0.01 \times 400 \times 400 = 1600 \text{ mm}^2$$

En küçük donatı çapı 14 mm ise (TS500- 2000) seçilen donatı 8 ϕ 16 (1608 mm²)

3.1.4 Kiriş betonarme hesabı

1.Kat Kirişi Betonarme Hesabı:

$$A_{s \min} = 0.8 \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} b_w d = 0.8 \frac{1.04}{191} 250 \times 460 = 500 \text{ mm}^2$$

Açıklıkta Donatı Hesabı:

K₁ Kirişi

$$M_d = 40.67 \text{ kNm } b_w = 250 \text{ mm } d = 460 \text{ mm}$$

$$h_f / d = 120 / 460 = 0.26 \quad b / b_w = 1250 / 250 = 5$$

$$\bar{K} f_{cd} = \frac{b d^2}{M_d} f_{cd} = \frac{1250 \times 460^2}{40.67 \times 10^6} 13 = 84$$

Ek B deki çizelgeden j değeri h_f / d ve $\bar{K} f_{cd}$ değerleri temel alınarak bulunmuştur[11].

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} j d} = \frac{40.67 \times 10^6}{191 \times 0.982 \times 460} = 471 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ seçilen}} = 616 \text{ mm}^2 \quad 2\phi 14 \text{ düz, } 2\phi 14 \text{ pliye}$$

$$\rho_b = 0.85 \times 0.85 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \frac{600}{600 + f_{yd}} = 0.85 \times 0.85 \times \frac{13}{191} \times \frac{600}{600 + 191} = 0.037$$

$$\rho_{\min} = 0.8 \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} = 0.8 \frac{1.04}{191} = 0.0043$$

$$\rho = \frac{A_{sa}}{b_w \times d} = \frac{616}{250 \times 460} = 0.0054 \quad \Rightarrow \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$\rho_{\max} = 0.85 \rho_b = 0.85 \times 0.037 = 0.03 \Leftrightarrow \rho_{\max} = 0.02$$

Mesnet Donatı Hesabı:

$$M_{ed} = 25kNm \text{ (düzeltilmiş değer)}$$

$$M_{(1.4g+1.6q)d} = -34.24kNm \quad M_{(g+q)d} = -23.19kNm$$

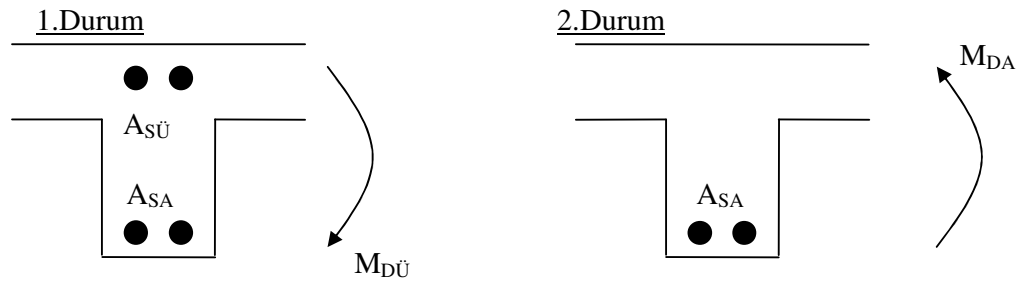
$$M_{(g+q+e)d} = -26.51 - 25 = -51.51kNm \quad M_{(g+q-e)d} = -26.51 + 25 = -1.51kNm$$

$$M_{(0.9g)d} = -12.87kNm$$

$$d' = 40mm \quad d = 460mm$$

$$A_{s\min} = 0.8 \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} bd = 0.8 \frac{1.04}{191} 460 \times 250 = 500mm^2$$

K₁ Kenar Mesneti:



Şekil 3.1: Deprem Yönüne Göre K₁ Kiriş Donatı Düzeni

$$\text{Min } M_d = -48.19 \text{ kNm} = M_{d\ddot{u}} \quad \text{Max } M_d = 12.13 \text{ kNm} = M_{da}$$

Kenar mesnette negatif moment

$$M_d = -48.19kNm$$

Mesnetteki tabla, çekme bölgesinde olduğundan, dikdörtgen kesit temel alınmıştır.

$$K = \frac{b_w d^2}{M_d} = \frac{250 \times 460^2}{48.19 \times 10^3} = 1098mm^2 / kN$$

Kirişler için sınır değerler çizelge 5.3 (S220-C20)[11]

$$K_l = 380 \text{ mm}^2 / \text{kN}$$

$K > K_l$ olduğundan dolayı basınç donatısı gerekmez.

Ek B deki çizelgeden j değeri K değeri temel alınarak bulunmuştur.

$$A_{sii} = \frac{M_d}{f_{yd} j d} = \frac{48.19 \times 10^6}{191 \times 0.964 \times 460} = 569 \text{ mm}^2 > \min A_s$$

$$\text{Mevcut } 2 \phi 12 (\text{üstte, montaj donatısı}) = 226 \text{ mm}^2$$

$$2 \phi 14 (\text{pliye}) = 308 \text{ mm}^2$$

$$\text{Mesnette Toplam mevcut donatı} = 534 \text{ mm}^2$$

Mesnette mevcut donatı yetersiz olduğundan montaj donatısı olarak $2 \phi 12$ yerine $2 \phi 14$ kullanıldığı için hem montaj donatısı hem de gerekli mesnet üst donatısı yerleştirilmiştir.

$$\text{Mevcut } 2 \phi 14 (\text{üstte, montaj donatısı}) = 308 \text{ mm}^2$$

$$2 \phi 14 (\text{pliye}) = 308 \text{ mm}^2$$

$$\text{Mesnette Toplam mevcut donatı} = 616 \text{ mm}^2$$

$$A_{smevcut} = 616 \text{ mm}^2 > A_{sgerekli} = 569 \text{ mm}^2$$

Mesnette depremdeki tersinmeden dolayı pozitif momentten,

$$M_d = 12.13 \text{ kNm}$$

$$b_w = 250 \text{ mm} \quad d = 460 \text{ mm}$$

$$h_f / d = 120 / 460 = 0.26 \quad b / b_w = 1250 / 250 = 5$$

$$\overline{K} f_{cd} = \frac{b d^2}{M_d} f_{cd} = \frac{1250 \times 460^2}{12.13 \times 10^6} 13 = 283$$

Ek B deki çizelgeden j değeri h_f / d ve $\overline{K} f_{cd}$ değerleri temel alınarak bulunmuştur.

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} j d} = \frac{12.13 \times 10^6}{191 \times 0.982 \times 460} = 141 \text{ mm}^2$$

$$\text{Mevcut } 2 \phi 14 (\text{düz}) = 308 \text{ mm}^2 > 141 \text{ mm}^2$$

1.Kat Kirişi

Tablo 3.1: K₁ Kirişi Donatı Hesap Tablosu

	K ₁		
	Eğilme Donatısı Hesabı (DY,2007)		
F _{cd}	13	13	13
F _{yd}	191	191	191
b (mm)	1250	1250	1250
b _w (mm)	250	250	250
d' (mm)	40	40	40
d (mm)	460	460	460
M _(1,4g+1,6q) (kNm)	-34.24	40.67	-34.24
M _(g+q) (kNm)	-23.19		-23.19
M _(0,9g) (kNm)	-12.87		-12.87
M _{eq} (kNm) + -	25		25
M _(g+q-eq) (kNm)	-48.19		-48.19
M _(g+q+eq) (kNm)	1.81		1.81
M _(0,9g-eq) (kNm)	-37.87		-37.87
M _(0,9g+eq) (kNm)	12.13		12.13
Min M _d (kNm)-	-48.19		-48.19
Max M _d (kNm)+	12.13	40.67	12.13
A _{sü} (mm ²)	569	308	569
A _{sa} (mm ²)	141	500	141
A _{sü} seçilen	616	308	616
A _{sa} seçilen	308	616	308
L _n (m)		4.60	
V _e (kN)	66.67		66.67
Beton Kesit	Yeterli		Yeterli
V _c (kN)	49		49
A _{sw} seçilen	Φ8/100	Φ8/200	Φ8/100

2.Kat Kirişi Betonarme Hesabı:

$$A_{s\min} = 0.8 \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} b_w d = 0.8 \frac{1.04}{191} 250 \times 460 = 500 \text{ mm}^2$$

Açıklıkta Donatı Hesabı:

K₂ Kirişi

$$M_d = 50.20 \text{ kNm}$$

$$b_w = 250 \text{ mm} \quad d = 460 \text{ mm}$$

$$h_f / d = 120 / 460 = 0.26 \quad b / b_w = 1250 / 250 = 5$$

$$\overline{K}f_{cd} = \frac{bd^2}{M_d} f_{cd} = \frac{1250 \times 460^2}{50.20 \times 10^6} 13 = 68$$

Ek B deki çizelgeden j değeri h_f / d ve $\overline{K}f_{cd}$ değerleri temel alınarak bulunmuştur.

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} j d} = \frac{50.20 \times 10^6}{191 \times 0.982 \times 460} = 582 \text{ mm}^2$$

A_{sa} seçilen = 616 mm² 2φ14 düz, 2φ14 pliye

$$\rho_b = 0.85 \times 0.85 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \frac{600}{600 + f_{yd}} = 0.85 \times 0.85 \times \frac{13}{191} \times \frac{600}{600 + 191} = 0.037$$

$$\rho_{\min} = 0.8 \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} = 0.8 \frac{1.04}{191} = 0.0043$$

$$\rho = \frac{A_{sa}}{b_w d} = \frac{616}{250 \times 460} = 0.0054 \quad \Rightarrow \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$\rho_{\max} = 0.85 \rho_b = 0.85 \times 0.037 = 0.03 \Leftrightarrow \rho_{\max} = 0.02$$

Mesnet Donatı Hesabı:

$$M_{ed} = 14 \text{ kNm} \text{ (düzeltilmiş değer)}$$

$$M_{(1.4g+1.6q)d} = -24.70 \text{ kNm}$$

$$M_{(g+q)d} = -16.70 \text{ kNm} \text{ (düzeltilmiş değer)}$$

$$M_{(g+q+e)d} = -16.70 - 14 = -30.70 \text{ kNm}$$

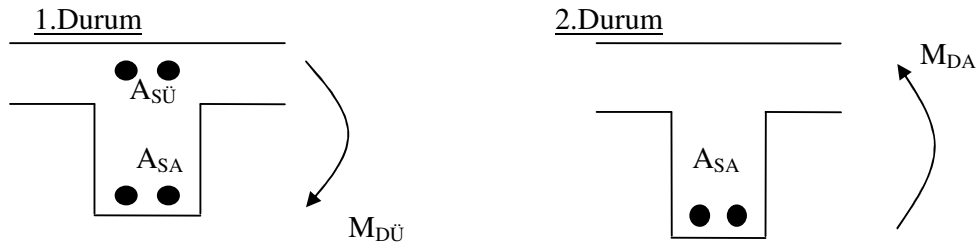
$$M_{(g+q-e)d} = -16.70 + 14 = -2.70 \text{ kNm}$$

$$M_{(0.9g)d} = -9.29 \text{ kNm} \text{ (düzeltilmiş değer)}$$

$$d' = 40 \text{ mm} \quad d = 460 \text{ mm}$$

$$A_{s \min} = 0.8 \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} b_w d = 0.8 \frac{1.04}{191} 250 \times 460 = 500 \text{ mm}^2$$

K₂ Kenar Mesneti:



Şekil 3.2: Deprem Yönüne Göre K₂ Kiriş Donatı Düzeni

$$\text{Min } M_d = -30.70 \text{ kNm} = M_{d\text{ü}} \text{ Mak } M_d = 4.71 \text{ kNm} = M_{d\text{a}}$$

Kenar mesnette negatif moment

$$M_d = -30.70 \text{ kNm}$$

Mesnetteki tabla, çekme bölgesinde olduğundan, dikdörtgen kesit temel alınmıştır.

$$K = \frac{b_w d^2}{M_d} = \frac{250 \times 460^2}{30.70 \times 10^3} = 1723 \text{ mm}^2 / \text{kN}$$

Kirişler için sınır değerler çizelge 5.3 (S220-C20)

$$K_l = 380 \text{ mm}^2 / \text{kN}$$

$K > K_l$ olduğundan dolayı basınç donatısı gerekmez.

Ek B deki çizelgeden j değeri K değeri temel alınarak bulunur [10].

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} j d} = \frac{30.70 \times 10^6}{191 \times 0.970 \times 460} = 360 \text{ mm}^2 < \min A_s$$

$$A_{s\text{ü}} = 500 \text{ mm}^2$$

$$\text{Mevcut } 2 \phi 12 (\text{üstte, montaj donatısı}) = 226 \text{ mm}^2$$

$$2 \phi 14 (\text{pliye}) = 308 \text{ mm}^2$$

$$\text{Mesnette Toplam mevcut donatı} = 534 \text{ mm}^2$$

Mesnette mevcut donatı yeterli olduğundan

$$A_{s\text{mevcut}} = 534 \text{ mm}^2 > A_{s\text{gerekli}} = 500 \text{ mm}^2$$

Mesnette depremdeki tersinmeden dolayı pozitif momentten;

$$M_d = 4.71 \text{ kNm}$$

$$b_w = 250 \text{ mm} \quad d = 460 \text{ mm}$$

$$h_f / d = 120 / 460 = 0.26 \quad b / b_w = 1250 / 250 = 5$$

$$\bar{K} f_{cd} = \frac{b d^2}{M_d} f_{cd} = \frac{1250 \times 460^2}{4.71 \times 10^6} 13 = 730$$

Ek B deki çizelgeden j değeri h_f / d ve $\bar{K} f_{cd}$ değerleri temel alınarak bulunur [10].

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} j d} = \frac{4.71 \times 10^6}{191 \times 0.982 \times 460} = 55 \text{ mm}^2$$

$$\text{Mevcut} \quad 2 \phi 14 (\text{düz}) = 308 \text{ mm}^2 > 55 \text{ mm}^2$$

2.Kat Kirişi:

Tablo 3.2: K₂ Kirişi Donatı Hesap Tablosu

	K ₂		
	Eğilme Donatısı Hesabı (DY,2007)		
F _{cd}	13	13	13
F _{yd}	191	191	191
b (mm)	1250	1250	1250
b _w (mm)	250	250	250
d'(mm)	40	40	40
d (mm)	460	460	460
M _(1,4g+1,6q) (kNm)	-24.70	50.20	-24.70
M _(g+q) (kNm)	-16.70		-16.70
M _(0,9g) (kNm)	-9.29		-9.29
M _{eq} (kNm) + -	14		14
M _(g+q-eq) (kNm)	-30.70		-30.70
M _(g+q+eq) (kNm)	-2.70		-2.70
M _(0,9g-eq) (kNm)	-23.29		-23.29
M _(0,9g+eq) (kNm)	4.71		4.71
Min M _d (kNm)-	-30.70		-30.70
Max M _d (kNm)+	4.71	50.20	4.71
A _{sü} (mm ²)	500	226	500
A _{sa} (mm ²)	55	582	55
A _{sü} seçilen	534	226	534
A _{sa} seçilen	308	616	308
L _n (m)		4.60	
V _e (kN)	64.66		64.66
Beton Kesit	Yeterli		Yeterli
V _c (kN)	49		49
A _{sw} seçilen	Φ8/100	Φ8/200	Φ8/100

3.1.5 Kolonların kirişlerden güçlü olma koşulu kontrolü

$$M_{ra} + M_{rui} \geq 1.2(M_{ri} + M_{rj})$$

$$M^+_{ri} = A_s f_{yd} (d - d') = 308 \times 191 \times 420 \times 10^{-6} = 24.71 kNm$$

$$M^-_{ri} = A_s f_{yd} (d - d') = 616 \times 191 \times 420 \times 10^{-6} = 49.42 kNm$$

Kolonlar için kombinasyon normal kuvvet değişimleri:

2.Kat

$$N_{g+q+e} = -42.03kN$$

$$N_{g+q-e} = -53.87kN$$

$$N_{0.9g+e} = -20.70kN$$

$$N_{0.9g-e} = -32.54kN$$

1.Kat

$$N_{g+q+e} = -79.09kN$$

$$N_{g+q-e} = -112.71kN$$

$$N_{0.9g+e} = -36.43kN$$

$$N_{0.9g-e} = -70.04kN$$

1.Normal Kat kolon taşıma gücünün hesabı:

$$c = 55mm$$

$$k_1c = 0.85c = 47mm$$

$$\varepsilon_{sy} = 0.000955$$

$$\varepsilon_{s3} = 0.000818, \varepsilon_{s2} = -0.0079, \varepsilon_{s1} = -0.01664$$

$$\sigma_{s3} = 163.63MPa, \sigma_{s2} = -191MPa, \sigma_{s1} = -191MPa$$

$$F_{s3} = \sigma_{s3}A_{s3} = 98.67kN$$

$$F_{s2} = \sigma_{s2}A_{s2} = -76.782kN$$

$$F_{s1} = \sigma_{s1}A_{s1} = -115.17kN$$

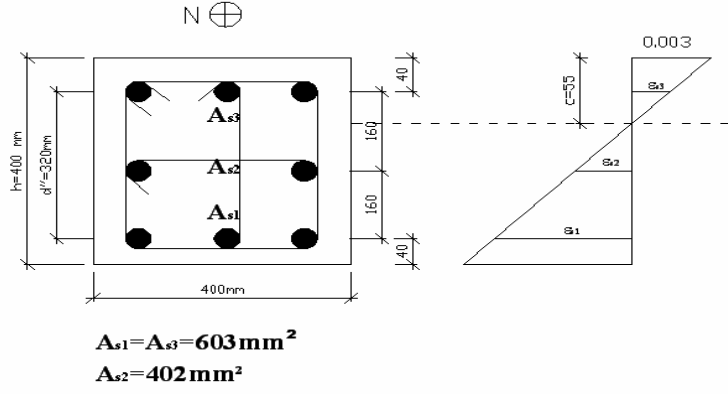
$$F_c = 0.85f_{cd}k_1cb = 206kN$$

$$N_d = -112.71 kN$$

$$\sum F = 0.64kN$$

$$\sum \text{basınç} = 305 kN, 0.01 \times 305 = 3.05$$

$3.05 > 0.64$ yeterli olduğundan dolayı c kabulü uygundur.



Şekil 3.3: 1. Normal Kat Kolon Donatı Detayı

$$M_{ra} = F_c \left(\frac{h - k_1 c}{2} \right) + \frac{d''}{2} (F_{s3} + F_{s1}) = (206 \times 176.63 + 160 \times 213.84) \times 10^{-3} = 71 \text{ kNm}$$

2. Normal Kat kolon taşıma gücünün hesabı:

$$c = 48.75 \text{ mm}$$

$$k_1 c = 0.85 c = 41 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{sy} = 0.000955$$

$$\varepsilon_{s3} = 0.000538, \varepsilon_{s2} = -0.00931, \varepsilon_{s1} = -0.01915$$

$$\sigma_{s3} = 107.69 \text{ MPa}, \sigma_{s2} = -191 \text{ MPa}, \sigma_{s1} = -191 \text{ MPa}$$

$$F_{s3} = \sigma_{s3} A_{s3} = 64.94 \text{ kN}$$

$$F_{s2} = \sigma_{s2} A_{s2} = -76.782 \text{ kN}$$

$$F_{s1} = \sigma_{s1} A_{s1} = -115.17 \text{ kN}$$

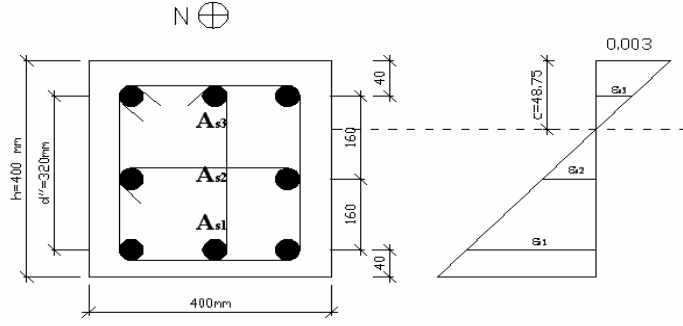
$$F_c = 0.85 f_{cd} k_1 c b = 183 \text{ kN}$$

$$N_d = -53.87 \text{ kN}$$

$$\sum F = 2.26 \text{ kN}$$

$$\sum \text{basınç} = 248 \text{ kN}, 0.01 \times 248 = 2.48$$

2.48 > 2.26 yeterli olduğundan dolayı c kabulü uygundur.



$$A_{s1}=A_{s3}=603\text{mm}^2$$

$$A_{s2}=402\text{mm}^2$$

Şekil 3.4: 2. Normal Kat Kolon Donatı Detayı

$$M_{ri} = F_c \left(\frac{h - k_1 c}{2} \right) + \frac{d''}{2} (F_{s3} + F_{s1}) = (183 \times 179.28 + 160 \times 180.11) \times 10^{-3} = 62 \text{ kNm}$$

$$M_{ra} + M_{ri} \geq 1.2(M_{ri} + M_{rj})$$

$$62 + 71 \geq 1.2 \times 24.71 \Rightarrow 133 \geq 29.65$$

$$62 + 71 \geq 1.2 \times 49.42 \Rightarrow 133 \geq 59.30$$

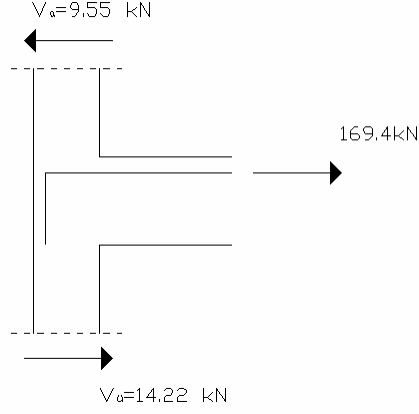
3.1.6 Tasarım kesme kuvveti kontrolü(Kuşatılmamış kolon-kiriş birleşimi)

Göz önüne alınan deprem doğrultusunda kolon-kiriş birleşim bölgelerindeki kesme kuvveti;

$$V_e = 1.25 f_{yk} (A_{s1} + A_{s2}) - V_{kol} \quad (3.2)$$

Kirişin kolona sadece bir taraftan saplandığı ve öbür tarafta devam etmediği durumlar için $A_{s2}=0$ alınmıştır. Kuşatılmamış bir birleşim bölgesinde hesaplanan kesme kuvveti, göz önüne alınan deprem doğrultusunda hiçbir zaman aşağıda verilen sınırı aşmayacaktır. Bu sınırın aşılması durumunda, kolon ve/veya kiriş kesit boyutları büyütülerek deprem hesabı tekrarlanacaktır.

$$V_e \leq 0.45 b_j h_c f_{cd} \quad (3.3)$$



Şekil 3.5: Kolon Kiriş Birleşim Bölgesi Detayı

$$1.25 f_{yk} (A_{s1} + A_{s2}) = 1.25 \times 220 \times 616 \times 10^{-3} = 169.4 \text{ kN}$$

$$V_{kol} = \min(V_a; V_u) = 9.55 \text{ kN}$$

$$V_e = 169.4 - 9.55 = 159.85 \text{ kN}$$

$$V_{emak} = 0.45 b_j h_c f_{cd} = 0.45 \times 400 \times 400 \times 13 = 936 \text{ kN}$$

$$V_{emak} > V_e \quad \checkmark$$

3.1.6.1 Kolon tasarım kesme kuvvetleri hesabı

1.Kat Kolonu

Kolonlarda enine donatı hesabına esas alınacak kesme kuvveti,

$$V_e = \frac{M_a + M_u}{l_n} \quad (3.4)$$

$$l_n = 2.25 \text{ m}$$

$$\sum M_p = M_{pi} + M_{pj} \quad M_{pi} = 1.4 M_{ri} \quad M_{pj} = 1.4 M_{rj}$$

$$\sum M_p = M_{pi} = 1.4 M_{ri} = 1.4 \times 49.42 = 69.20 \text{ kNm}$$

$$M_u = \sum M_p \frac{k_{c1}}{k_{c1} + k_{c2}} = 69.20 \times 0.5 = 34.6 \text{ kNm}$$

$$M_a = 1.4 M_{ra} = 1.4 \times 71 = 99.4 \text{ kNm}$$

$$V_e = \frac{M_a + M_{\ddot{u}}}{l_n} = \frac{99.4 + 34.6}{2.25} = 60 \text{ kN}$$

$$V_{emak} = 0.22 A_w f_{cd} = 0.22 \times 400 \times 400 \times 13 \times 10^{-3} = 457.6 \text{ kN}$$

$$V_e < V_{emak}$$

$$V_d = 20.43 \text{ kN}$$

$$V_d < V_e < V_{emak}$$

$$0.5 V_d < V_e$$

$$N_d = N_{g+q-e} = 112.71 \text{ kN}$$

$$0.05 A_c f_{ck} = 0.05 \times 400 \times 400 \times 20 \times 10^{-3} = 160 \text{ kN}$$

$$N_d \leq 0.05 A_c f_{ck}$$

Olduğundan dolayı betonun kesme dayanımına katkısı $V_c = 0$ alınabilir

$$V_r = V_c + V_w$$

Etriyenin kolon sarılma bölgesinde taşıyabileceği kesme kuvveti (V_w)

$$s_c \leq \min(b_{\min} / 3, 100 \text{ mm}) \Rightarrow \min(400 / 3, 100 \text{ mm})$$

$s_c = 100 \text{ mm}$ ve $\phi 10$ seçildi. Minimum etriye kontrolü:

A_{ck} : Sargı donatısının dışından dışına alınan ölçü içinde kalan çekirdek beton alanı

$$A_{ck} = (400 - 2 \times 40 + 16 + 2 \times 10) \times (400 - 2 \times 40 + 16 + 2 \times 10) = 126736 \text{ mm}^2$$

b_k : En dıştaki enine donatı eksenleri arasındaki uzaklık ($b - 2d'$)

$$b_k = 400 - 2 \times 40 = 320 \text{ mm}$$

$$0.2 A_c f_{ck} = 0.2 \times 400 \times 400 \times 20 \times 10^{-3} = 640 \text{ kN}$$

$$N_d = N_{g+q-e} = 112.71 \text{ kN}$$

$N_d < 0.2 A_c f_{ck}$ olduğundan $2/3(A_{sh})_{\max}$ yeterlidir.

$$A_{sh} \geq 0.3 s_c b_k \left[\left(\frac{A_c}{A_{ck}} \right) - 1 \right] \frac{f_{ck}}{f_{ywk}} = 0.3 \times 100 \times 320 \times (1.26 - 1) \times \frac{20}{220} = 227 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh} \geq 0.075 s_c b_k \frac{f_{ck}}{f_{ywk}} = 0.075 \times 100 \times 320 \times \frac{20}{220} = 218 \text{ mm}^2$$

$$2/3(A_{sh})_{\max} = \frac{2}{3} \times 227 = 151 \text{ mm}^2$$

$$\text{Seçilen Etriye (iki kollu } \phi 10); A_{sh} = 2 \times 79 = 158 \text{ mm}^2 > 151 \text{ mm}^2$$

Etriye kollarının ve/veya irozlar arasındaki yatay uzaklık, a etriye çapının 25 katından fazla olmayacak şekilde belirlenmiştir. Bu koşulu sağlamak için bir tane $\phi 10$ iroza eklenmiştir.

$$V_w = (A_{sh} / s) f_{ywd} d = (3 \times 79 / 100) \times 220 \times 10^{-3} \times 360 = 187 \text{ kN} \text{ olduğuna göre;}$$

$$V_r = V_c + V_w = 187 + 0 = 187 \text{ kN} > V_e = 53.6 \text{ kN} \text{ (uygun) bulunur.}$$

Sarılma bölgesinde $\phi 10 / 100$ etriye ve bir tane $\phi 10$ iroz uygun.

Orta bölgede $\phi 10 / 150$ mm etriye seçilmiştir.

$$s_o \leq \min(200 \text{ mm}, b \min / 2 = 400 / 2 = 200 \text{ mm})$$

3.1.6.2 Kirişlerin kesme gvenliği

$$V_e = V_{dy} \pm (M_{pi} + M_{pj}) / l_n \quad (3.5)$$

K₁ Kirişi

$$V_e = V_{dy} \pm \frac{1.4M_{ri} + 1.4M_{rj}}{l_n} = 44.11 \pm \frac{1.4 \times (24.71 + 49.42)}{4.60} = 44.11 \pm 22.56 = 66.67 \text{ kN}$$

$$V_e \leq 0.22b_w d f_{cd} \Rightarrow V_e \leq 0.22 \times 250 \times 460 \times 13 \times 10^{-3} = 328.9 \text{ kN}$$

$$V_d = 55 \text{ kN} \quad V_e - V_{dy} = 22.56 \text{ kN}$$

$$V_e - V_{dy} = 22.56 < 0.5V_d = 27.5 \Rightarrow V_c \neq 0$$

$$V_c = 0.8V_{cr} \quad V_{cr} = 0.65 f_{ctd} b_w d \psi$$

$$\psi = 1 + 0.07 \frac{N_d}{A_c} = 1 + 0.07 \frac{10820}{245000} \cong 1 \text{ (N}_d \text{ basıncı)}$$

$$V_{cr} = 0.65 f_{ctd} b_w d \psi = 0.65 \times 1.04 \times 250 \times 360 \times 1 \times 10^{-3} = 60.84 \text{ kN}$$

$$V_c = 0.8 \times 60.84 = 49 \text{ kN}$$

$$s_k \leq h_k / 4 = 125 \text{ mm} \quad s_k \leq 8\phi = 112 \text{ mm}; 150 \text{ mm}$$

Sarılma bölgesinde seilen etriye $\phi 8 / 100$

$$V_r = V_c + V_w = 49 + \frac{nA_o}{s} f_{ywd} d$$

$$V_r = 49 + \frac{2 \times 50}{100} \times 220 \times 460 \times 10^{-3} = 49 + 101 = 150 kN > V_e = 66.67 kN$$

Orta bölgede $\phi 8 / 200$ etriye kullanılacaktır.

K₂ Kirişi

$$V_e = V_{dy} \pm \frac{1.4M_{ri} + 1.4M_{rj}}{l_n} = 44.11 \pm \frac{1.4 \times (24.71 + 42.83)}{4.60} = 44.11 \pm 20.55 = 64.66 kN$$

$$V_e \leq 0.22b_w d f_{cd} \Rightarrow V_e \leq 0.22 \times 250 \times 460 \times 13 \times 10^{-3} = 328.9 kN$$

$$V_d = 50 kN \quad V_e - V_{dy} = 20.55 kN$$

$$V_e - V_{dy} = 20.55 < 0.5V_d = 25 \Rightarrow V_c \neq 0$$

$$V_c = 0.8V_{cr} \quad V_{cr} = 0.65 f_{ctd} b_w d \psi$$

$$\psi = 1 + 0.07 \frac{N_d}{A_c} = 1 - 0.3 \frac{17030}{245000} \cong 1 \quad (N_d \text{ basınç})$$

$$V_{cr} = 0.65 f_{ctd} b_w d \psi = 0.65 \times 1.04 \times 250 \times 360 \times 1 \times 10^{-3} = 60.84 kN$$

$$V_c = 0.8 \times 60.84 = 49 kN$$

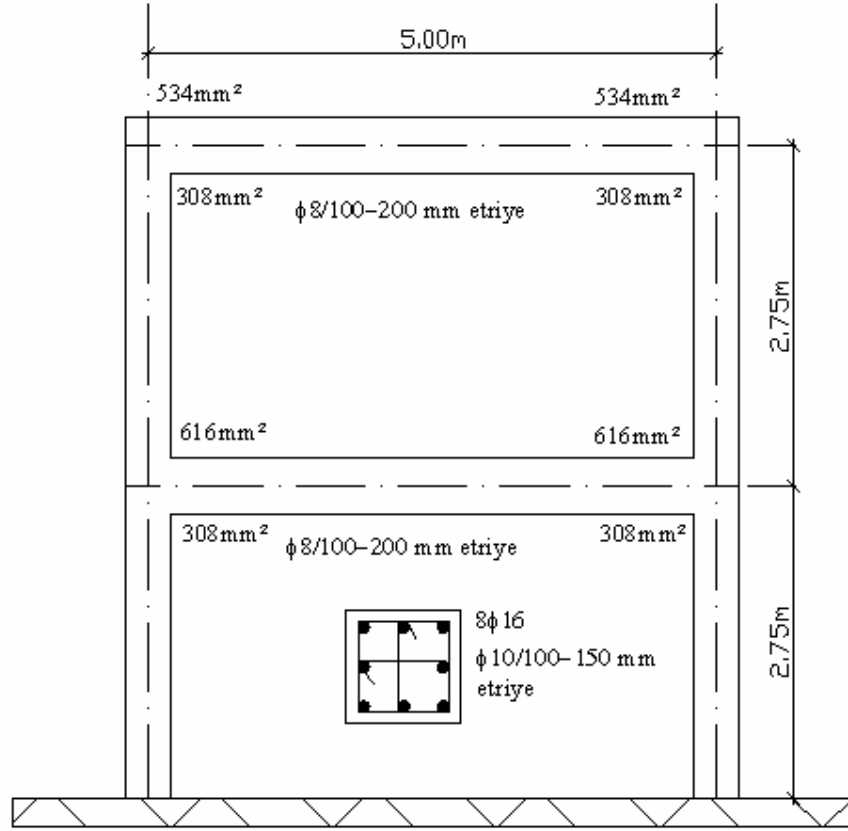
$$s_k \leq h_k / 4 = 125 mm \quad s_k \leq 8\phi = 112 mm; 150 mm$$

Sarılma bölgesinde seçilen etriye $\phi 8 / 100$

$$V_r = V_c + V_w = 49 + \frac{nA_o}{s} f_{ywd} d$$

$$V_r = 49 + \frac{2 \times 50}{100} \times 220 \times 460 \times 10^{-3} = 49 + 101 = 150 kN > V_e = 64.66 kN$$

Orta bölgede $\phi 8 / 200$ etriye kullanılacaktır.



Şekil 3.6: Performans Değerlendirilmesi Yapılan Çerçeve Kesiti

3.2 Depremde Düzlem Çerçeve Sistemin Performansının Doğrusal Elastik Hesap Yöntemleri İle Belirlenmesi

Eğilme etkisindeki betonarme elemanlarda çatlamış kesite ait etkin eğilme rijitlikleri $(EI)_e$ kullanılmıştır.

Kirişlerde: $(EI)_e = 0.40 (EI)_o$

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

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

Kolonlar için etkin eğilme rijitlikleri hesabı:

$$1. \text{Kat kolonu} \quad N_D/(A_c f_{cm}) = \frac{81.20}{0.16 \times 20000} = 0.025 \Rightarrow (EI)_e = 0.40 (EI)_o$$

$$2. \text{Kat kolonu} \quad N_D/(A_c f_{cm}) = \frac{40.60}{0.16 \times 20000} = 0.013 \Rightarrow (EI)_e = 0.40 (EI)_o$$

Kirişler için etkin eğilme rijitlikleri hesabı: $(EI)_e = 0.40 (EI)_o$

Sistemin Kirişlerinin Eğilme Momenti Kapasitelerinin Bulunması:

Çerçeve sistemdeki kirişlerin kesit özellikleri ve mevcut donatıları,

$$b_w = 250mm \quad h = 500mm \quad d = 460mm \quad d' = 40mm$$

$$1. \text{ Kat Kirişi} : A_s = 308mm^2 \quad A'_s = 616mm^2$$

$$2. \text{ Kat Kirişi} : A_s = 308mm^2 \quad A'_s = 534mm^2$$

Gerekli kontrollerin yapılabilmesi için taşıyıcı sistem elemanlarında, düşey yükler ve deprem yükleri için kesit tesirleri değerleri ve kesit özelliklerine bağlı moment, kesme ve basınç kapasiteleri belirlenmiştir.

Elde edilen değerler kullanılarak, kiriş ve kolonların sünek olup olmadıkları kontrol edilecek, buna göre eğilme ya da kesme kırılma biçimine göre r değerleri hesaplanmıştır. Neticede tüm elemanların hasar durumları tanımlanmış ve buna göre yapı sisteminin mevcut durumu ifade edilmiştir.

Sistemin öncelikle negatif ve pozitif eğilme momenti kapasitelerinin hesaplanması gerekmektedir. Eğilme momenti kapasiteleri Denklem (3.6) kullanılarak taşıma gücü formülleri ile hesaplanmıştır.

$$M_r = A_s f_{ym} (d - d') \quad (3.6)$$

1.Kat kiriş mesnet kesitinde negatif moment kapasitesi:

$$M_r = 6.16 \times 10^{-4} \times 220000 \times (0.46 - 0.04) = 57kNm$$

olarak bulunur.

1.Kat kiriş mesnet kesitinde pozitif moment kapasitesi:

$$M_r = 3.08 \times 10^{-4} \times 220000 \times (0.46 - 0.04) = 29kNm$$

olarak bulunur.

2.Kat kiriş mesnet kesitinde negatif moment kapasitesi:

$$M_r = 6.16 \times 10^{-4} \times 220000 \times (0.46 - 0.04) = 57kNm$$

olarak bulunur.

2.Kat kiriş mesnet kesitinde pozitif moment kapasitesi:

$$M_r = 3.08 \times 10^{-4} \times 220000 \times (0.46 - 0.5 \times 0.003) = 29kNm$$

olarak bulunur.

Çerçeve Sistemdeki Elemanların Kesme Kuvveti Kapasitelerinin Belirlenmesi

Kirişlerin kesme kuvveti kapasitesi:

$$V_r = V_c + V_w = 0.8V_{cr} + V_w = 0.8 \times 0.65 f_{cm} A_C + \frac{\rho_{sh}}{sb_k} A_C f_{yw} (TS500) \quad (3.7)$$

$$V_r = 0.8 \times 0.65 \times 1.6 \times 250 \times 500 + \frac{2 \times 50}{100 \times 250} \times 250 \times 500 \times 220 = 214 kN$$

$$V_{r \max} = 0.22 f_{cm} b_w d \quad (TS500) \quad (3.8)$$

$$V_{r \max} = 0.22 \times 20 \times 250 \times 460 = 506 kN$$

Kolonların kesme kuvveti kapasitesi:

$$V_r = V_c + V_w = 0.8V_{cr} + V_w = 0.8 \times 0.65 f_{cm} A_C + \frac{\rho_{sh}}{sb_k} A_C f_{yw} (TS500) (3.9)$$

$$V_r = 0.8 \times 0.65 \times 1.6 \times 400 \times 400 + \frac{3 \times 79}{100 \times 400} \times 400 \times 400 \times 220 = 342 kN$$

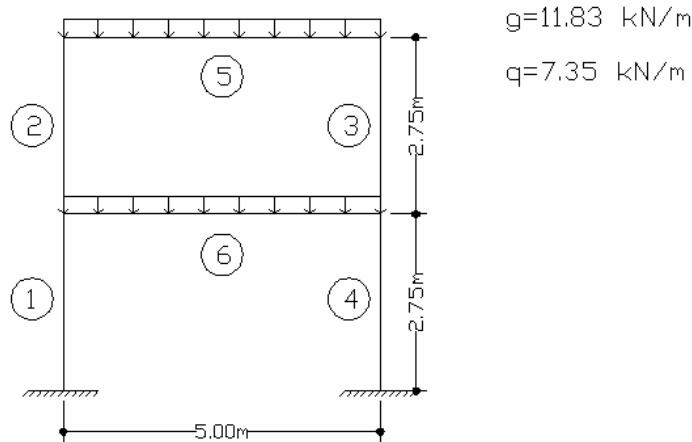
$$V_{r \max} = 0.22 f_{cm} b_w d \quad (TS500) \quad (3.10)$$

$$V_{r \max} = 0.22 \times 20 \times 400 \times 360 = 634 kN$$

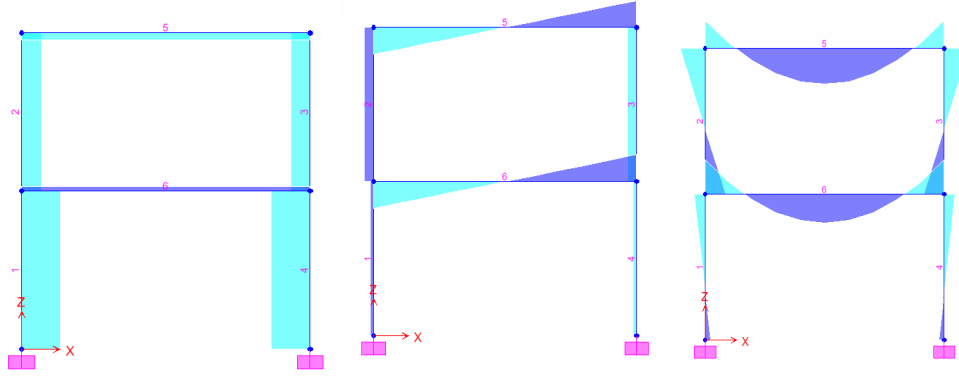
Normal Kuvvet:

$$N_{r \max} = 0.5 f_{cm} bh \quad (3.11)$$

$$N_{r \max} = 0.5 \times 20 \times 400 \times 400 = 1600 kN$$



Şekil 3.7: Oluşturulan Çerçeve Sistemin Hesap Modeli ve Yükleme Durumu



Şekil 3.8: Sistemin Düşey Yükler Altında Normal Kuvvet, Kesme Kuvveti ve Moment Diyagramı

Tablo 3.3: Düşey Yükler Altındaki Çözüm Sonuçları

Düşey Yükler Altında İç Kuvvetler (G+Q)				
Eleman	Uç	Normal Kuvvet (kN)	Kesme Kuvveti (kN)	Eğilme Momenti (kNm)
Kolon 1	Alt-Üst	-95.90	6.14	+5.59/-11.31
Kolon 2	Alt-Üst	-47.95	17.33	+21.34/-26.30
Kolon 3	Alt-Üst	-47.95	-17.33	+21.34/-26.30
Kolon 4	Alt-Üst	-95.90	-6.14	+5.59/-11.31
Kiriş 5	Sol-Sağ	-	± 47.95	-26.30
Kiriş 6	Sol-Sağ	-	± 47.95	-32.65

3.2.1 Doğrusal elastik hesap (Eşdeğer deprem yükü)

Sistem düşey yükler altında analiz edildikten sonra birinci doğal titreşim periyodu $T_1=0.236s$ olarak hesaplanmıştır. Toplam eşdeğer deprem yükünün hesabında, deprem yükü azaltma katsayısı ($R_a=1$) ve bina önem katsayısı da uygulanmamıştır. ($I=1$)

Yerel Zemin Sınıfı Z3 için Karakteristik Periyotlar $T_A=0.15s$ ve $T_B=0.60s$

$$A_0=0.4 \quad \lambda = 1.00 \quad S(T_1 = 0.236) = 2.5$$

$$A(T_1) = A_0 IS(T) = 0.4 \times 1 \times 2.5 = 1$$

Toplam Eşdeğer Deprem Yükünün (taban kesme kuvveti) belirlenmesi:

$$V_t = \lambda \frac{WA(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0.10 A_0 IW \quad (3.12)$$

$$V_t = 1 \times \frac{162.5 \times 1}{1} = 162.5 \text{ kN} \geq 0.10 \times 0.40 \times 1 \times 162.5 = 6.5 \text{ kN}$$

Binanın N'inci katına (tepesine) etkiyen ek eşdeğer deprem yükü ΔF_N

$$\Delta F_N = 0.0075 N V_t = 2.44 \text{ kN}$$

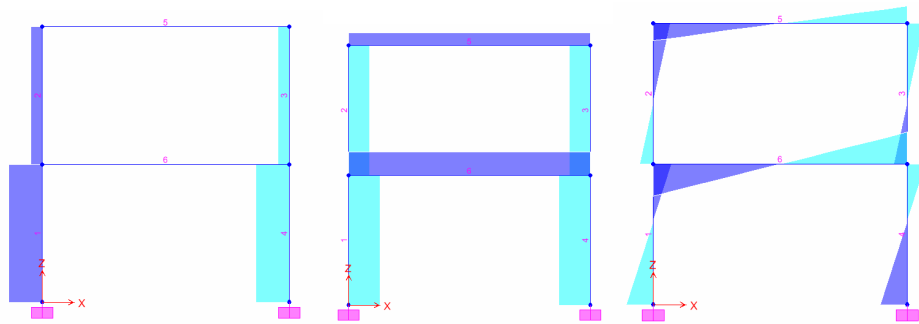
$$F_i = (V_t - \Delta F_N) \frac{w_i H_i}{\sum w_j h_j} \quad (3.13)$$

$$F_1 = 160.06 \frac{81.25 \times 2.75}{81.25 \times 2.75 + 81.25 \times 5.5} = 53.35 \text{ kN}$$

$$F_2 = 160.06 \frac{81.25 \times 5.5}{81.25 \times 2.75 + 81.25 \times 5.5} + \Delta F_N = 106.71 + 2.44 = 109.15 \text{ kN}$$

Tablo 3.4: Deprem Yükleri Altındaki Çözüm Sonuçları

Deprem Yükleri Altındaki İç Kuvvetler (E)				
Eleman	Uç	Normal Kuvvet (kN)	Kesme Kuvveti (kN)	Eğilme Momenti (kNm)
Kolon 1	Alt-Üst	96.34	-81.25	-132.68/90.76
Kolon 2	Alt-Üst	33.80	-54.58	-65.58/84.50
Kolon 3	Alt-Üst	-33.80	-54.58	65.58/-84.50
Kolon 4	Alt-Üst	-96.34	-81.25	132.68/-90.76
Kiriş 5	Sol-Sağ	-	33.80	± 84.50
Kiriş 6	Sol-Sağ	-	62.53	± 156.33

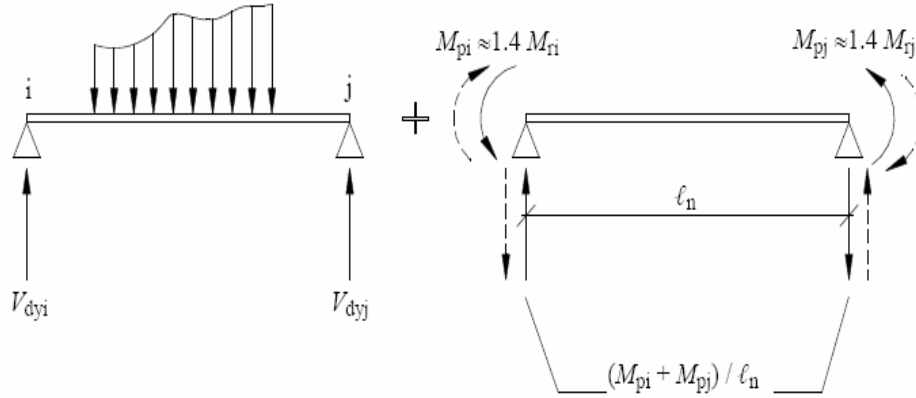


Şekil 3.9: Sistemin Deprem Yükleri Altında Normal Kuvvet, Kesme Kuvveti ve Moment Diyagramı

Kiriş ve kolonların etki kapasite oranları (r), uygulanan deprem kuvvetinin yönü dikkate alınarak, sadece deprem etkisi altında hesaplanan kesit eğilme momentinin kesitin artık eğilme momenti kapasitesine bölünmesi ile elde edilmiştir.

Tablo 3.5: Kirişlerde Etki/Kapasite Oranları

Kiriş Mesnet Tepkileri				
Kiriş ve Yükleme	M_r (kNm)	$M_d=M_{g+q}$ (kNm)	M_e (kNm)	$r=\frac{M_e}{M_r - M_d}$
Kiriş 5 (+)	29	-26.30	84.50	$84.50/(29 + 26.30) = 1.53$
Kiriş 5 (-)	-57	-26.30	-84.50	$84.50/(57 - 26.30) = 2.75$
Kiriş 6 (+)	29	-32.65	156.33	$156.33/(29 + 32.65) = 2.53$
Kiriş 6 (-)	-57	-32.65	-156.33	$156.33/(57 - 32.65) = 6.42$

3.2.1.1 Kirişlerde eğilme momenti kapasitelerine karşı gelen kesme kuvveti**Şekil 3.10:** Kirişlerin Kesme Güvenliği

Kiriş 5 ve 6 eğilme momenti kapasitelerine karşı gelen kesme kuvveti tahkikinin yapılması gerekmektedir. Bu nedenle Denklem (3.14) kullanılarak elde edilen kesme kuvveti Denklem (3.7-3.8) ile elde edilen V_{rmax} değeriyle kontrol edilmiştir.

$$V_e = V_{dy} \pm \frac{M_{ri} + M_{rj}}{l_n} \quad (3.14)$$

$$V_e = 47.95 + \frac{(29 + 57)}{4.60} = 66.64 kN < V_r = 214 kN$$

Çerçeve sistemdeki kirişler sünek eleman olarak davranmaktadırlar.

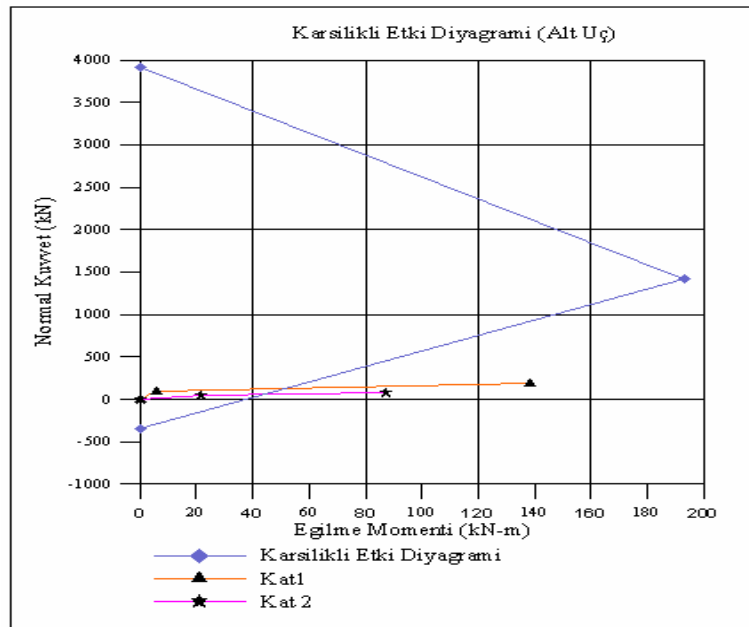
Tablo 3.6: Kirişlerde Donatı Oranları

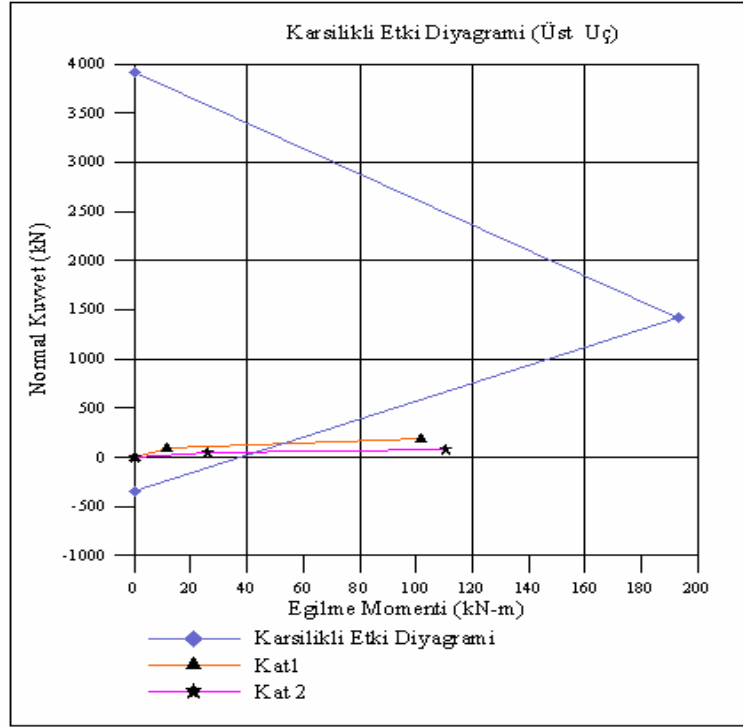
Kiriş 5 Donatı Oranı						
Kesit	A_s (mm ²)	A_s' (mm ²)	ρ_b (%)	$\rho = A_s / b_w d$ (%)	$\rho' = A_s' / b_w d$ (%)	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b}$
1	534	308	4.8	0.464	0.268	+0.0408
2	308	534	4.8	0.268	0.464	-0.0408
Kiriş 6 Donatı Oranı						
Kesit	A_s (mm ²)	A_s' (mm ²)	ρ_b (%)	$\rho = A_s / b_w d$ (%)	$\rho' = A_s' / b_w d$ (%)	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b}$
1	616	308	4.8	0.536	0.268	+0.0558
2	308	616	4.8	0.268	0.536	-0.0558

$$\rho_b = 0.85k_1 \frac{f_{cm}}{f_{ym}} \frac{600}{600 + f_{ym}} = 0.85 \times 0.85 \times \frac{20}{220} \times \frac{600}{600 + 220} = 0.048$$

Tablo 3.7: Kirişlerde Kesme Kuvveti Etkisi Oranı

Kirişlerde Kesme Kuvveti Etkisi Oranı				
Kiriş	V_{g+q+e} (kN)	V_e (kN)		$\frac{V_e}{b_w d f_{ctm}}$
5	47.95+33.80=81.75	66.64	$V_e < V_{g+q+e}$	0.362
6	47.95+62.53=110.48	66.64	$V_e < V_{g+q+e}$	0.362

3.2.1.2 Kolon uçlarındaki moment kapasitelerinin hesaplanması**Şekil 3.11:** Kolon Alt Uç Karşılıklı Etki Diyagramı



Şekil 3.12: Kolon Üst Uç Karşılıklı Etki Diyagramı

Çerçeve sistemdeki 40 cm×40 cm’lik kolonların N_{g+q+e} eksenel yükleri altındaki moment kapasitelerini elde edebilmek için ilgili elemanlara ait karşılıklı etki diyagramlarının modellenmesi gerekmektedir. Karşılıklı etki diyagramı X-Tract programı yardımı ile modellenmiştir.

Oluşturulan karşılıklı etki diyagramında M_{g+q} ve M_{g+q+e} noktaları işaretlenerek oluşturulan iki doğrunun karşılıklı etki diyagramını kestiği yerin koordinatları elde edilmiş ve N_r , M_r kapasiteleri bulunmuştur.

Tablo 3.8: Kolon Alt ve Üst Ucunda Etki/Kapasite Oranları

Kat 1-2 (Kolon Üst Uç)				
Eleman	$M_d=M_{g+q}$ (kNm)	M_e (kNm)	M_r (kNm)	$r = \frac{M_e}{M_r - M_d}$
Kolon 1-4	11.31	90.76	54.19	2.12
Kolon 2-3	26.30	84.50	44.77	4.57
Kat 1-2 (Kolon Alt Uç)				
Kolon 1-4	5.59	132.68	52.97	2.80
Kolon 2-3	21.34	65.58	45.31	2.74

Tablo 3.9: Kolonda Normal Kuvvet Etki Oranı

Kolon	N_{g+q} (kN)	N_e (kN)	$\frac{N_{g+q+e}}{A_c f_{cm}}$
Kat 1	95.90	96.34	0.060
Kat 2	47.95	33.80	0.026

3.2.1.3 Kolonlarda eğilme momenti kapasitelerine karşı gelen kesme kuvveti

Kat 1 ve Kat 2'deki kolonların eğilme momenti kapasitelerine karşı gelen kesme kuvveti tahkiki Denklem (3.15) ile elde edilen kesme kuvvetinin Denklem (3.9-3.10) ile elde edilen maksimum kesme kuvveti ile karşılaştırılarak yapılmıştır.

$$V_e = \frac{M_{ralt} + M_{rüst}}{l_n} \quad (3.15)$$

$$\text{Kat 1 : } \frac{54.19 + 52.97}{2.25} = 47.62kN < 342kN$$

$$\text{Kat 2 : } \frac{44.77 + 45.31}{2.25} = 40.03kN < 342kN$$

3.2.1.4 Birleşim bölgesi kontrolü (Kuşatılmamış)

Çerçeve sistemdeki kolon ve kiriş bölgesi kontrolleri:

$$V_e = 1.25 f_{ym} (A_{s1} + A_{s2}) - V_{kol} \quad (3.16)$$

Kiriş kolona sadece bir taraftan saplandığı ve öbür tarafta devam etmediği durumlar için $A_{s2}=0$ alınmıştır.

$$V_e = 1.25 f_{ym} A_{s1} - V_{kol} = 1.25 \times 220 \times 616 \times 10^{-3} - 54.58 = 114.82kN$$

Kuşatılmamış Birleşimlerde:

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

$$114.82kN \leq 0.45 \times 400 \times 400 \times 20 \times 10^{-3} = 1440kN$$

Yapılan kontrolde birleşim bölgeleri gerekli koşulları sağlamaktadır.

3.2.1.5 Göreli kat ötelemelerinin kontrolü

$$\frac{\delta_{ji}}{h_i} = \frac{d_i - d_{i-1}}{h_i} \quad (3.17)$$

$$\frac{\delta_{22}}{h_2} = \frac{\delta_{32}}{h_3} = \frac{0.01855 - 0.00935}{2.75} = 0.0033$$

$$\frac{\delta_{11}}{h_1} = \frac{\delta_{41}}{h_4} = \frac{0.00935}{2.75} = 0.0034$$

Kiriş ve Kolonlar için hesaplanan etki/kapasite oranlarının ilgili sınır değerler ile karşılaştırılması suretiyle bu elemanların kesit hasar bölgeleri belirlenir.

3.2.2 Doğrusal elastik hesap (Mod birleştirme yöntemi)

Sistem düşey yükler altında analiz edildikten sonra birinci doğal titreşim periyodu $T_1=0.236$ s ve 2. doğal titreşim periyodu $T_2=0.075$ s olarak hesaplanmıştır. Mod birleştirme yöntemi ile hesapta, deprem yükü azaltma katsayısı ($R_a=1$) ve bina önem katsayısı da uygulanmamıştır ($I=1$). Uygulanan deprem doğrultusu ve yönü ile uyumlu eleman iç kuvvetlerinin ve kapasitelerinin hesabında, bu doğrultuda hakim olan modda elde edilen iç kuvvet doğrultuları esas alınmıştır.

Mod birleştirme yöntemini uygularken sayısal çözümde Elastik İvme Spektrumuna ihtiyaç vardır.

3.2.2.1 Elastik ivme spektrumu

Herhangi bir n'inci titreşim modunda göz önüne alınacak ivme spektrumu ordinatları Denklem (3.18) ile belirlenmiştir.

$$S_{aR}(T_n) = \frac{S_{ae}(T_n)}{R_a(T_n)} \quad (3.18)$$

Yerel Zemin Sınıfı Z3 için Karakteristik Periyotlar $T_A=0.15$ s $T_B=0.60$ s

$A_0=0.4$

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

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

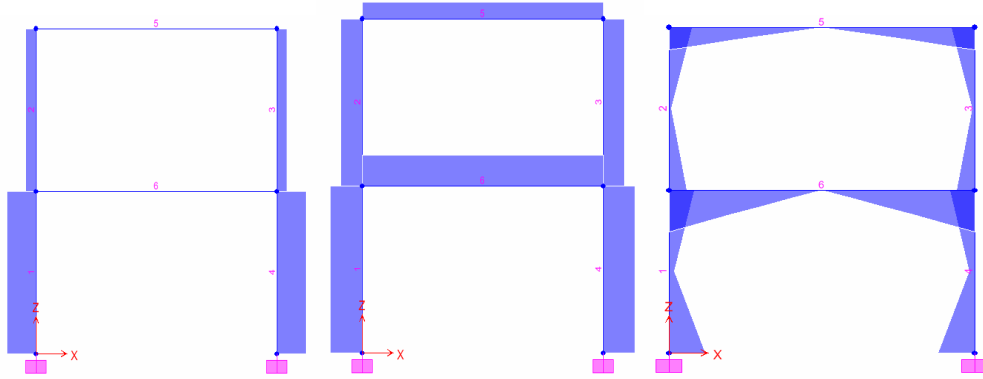
$$S(T) = 2.5 \left(\frac{T_B}{T} \right)^{0.8} \quad (T_B < T)$$

$$A(T) = A_0 IS(T)$$

$$S_{ae}(T) = A(T)g$$

Tablo 3.10: Deprem Yükleri Altında Çözüm

Deprem Yükleri Altındaki İç Kuvvetler (E)				
Eleman	Uç	Normal Kuvvet (kN)	Kesme Kuvveti (kN)	Eğilme Momenti (kNm)
Kolon 1	Alt-Üst	86.41	-73.58	-119.95/82.43
Kolon 2	Alt-Üst	30.32	-48.99	-58.98/75.79
Kolon 3	Alt-Üst	-30.32	-48.99	58.98/-75.79
Kolon 4	Alt-Üst	-86.41	-73.58	119.95/-82.43
Kiriş 5	Sol-Sağ	-	30.32	± 75.79
Kiriş 6	Sol-Sağ	-	56.17	± 140.42

**Şekil 3.13:** Sistemin Deprem Yükleri Altında Normal Kuvvet, Kesme Kuvveti ve Moment Diyagramı

Kiriş ve kolonların etki kapasite oranları (r), uygulanan deprem kuvvetinin yönü dikkate alınarak, sadece deprem etkisi altında hesaplanan kesit eğilme momentinin kesitin artık eğilme momenti kapasitesine bölünmesi ile elde edilmiştir.

Tablo 3.11: Kirişlerde Etki/Kapasite Oranları

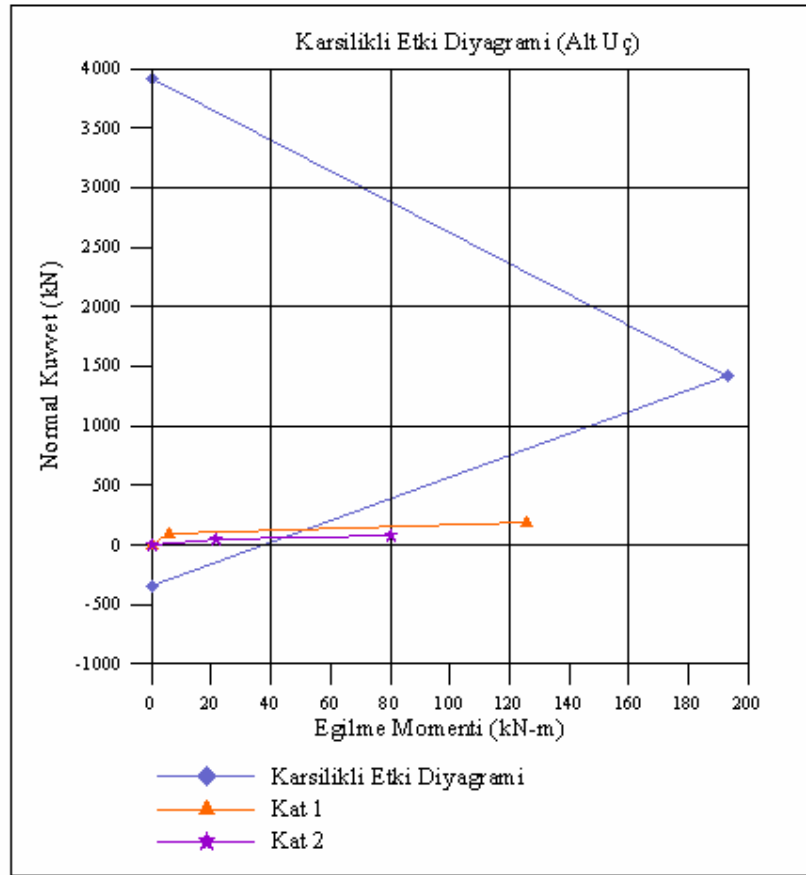
Kiriş Mesnet Tepkileri				
Kiriş ve Yükleme	M_r (kNm)	$M_d=M_{g+q}$ (kNm)	M_e (kNm)	$r=\frac{M_e}{M_r - M_d}$
Kiriş 5 (+)	29	-26.30	75.79	$75.79/(29 + 26.30) = 1.37$
Kiriş 5 (-)	-57	-26.30	-75.79	$75.79/(57 - 26.30) = 2.47$
Kiriş 6 (+)	29	-32.65	140.42	$140.42/(29 + 32.65) = 2.28$
Kiriş 6 (-)	-57	-32.65	-140.42	$140.42/(57 - 32.65) = 5.77$

3.2.2.2 Kirişlerde eğilme momenti kapasitelerine karşı gelen kesme kuvveti

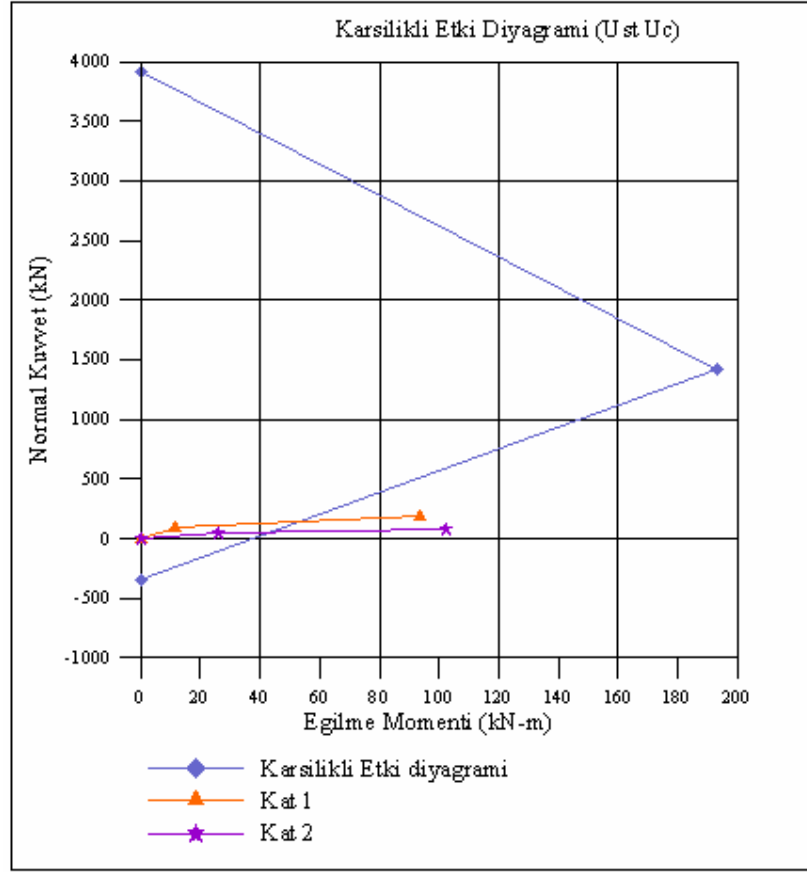
Kiriş 5 ve 6 eğilme momenti kapasitelerine karşı gelen kesme kuvveti tahkiki bölüm 3.2.1.1 ile aynıdır.

3.2.2.3 Kolon uçlarındaki moment kapasitelerinin hesaplanması

Çerçeve sistemdeki 40 cm×40 cm'lik kolonların N_{g+q+e} eksenel yükleri altındaki moment kapasitelerini elde edebilmek için ilgili elemanlara ait karşılıklı etki diyagramlarının modellenmesi gerekmektedir. Karşılıklı etki diyagramı X-Tract programı yardımı ile modellenmiştir.



Şekil 3.14: Kolon Alt Uç Karşılıklı Etki Diyagramı



Şekil 3.15: Kolon Üst Uç Karşılıklı Etki Diyagramı

Oluşturulan karşılıklı etki diyagramında M_{g+q} ve M_{g+q+e} noktaları işaretlenerek oluşturulan iki doğrunun karşılıklı etki diyagramını kestiği yerin koordinatları elde edilir ve N_r , M_r kapasiteleri bulunmuştur.

Tablo 3.12: Kolon Alt ve Üst Ucunda Etki/Kapasite Oranları

Kat 1-2 (Kolon Üst Uç)				
Eleman	$M_d=M_{g+q}$ (kNm)	M_e (kNm)	M_r (kNm)	$r = \frac{M_e}{M_r - M_d}$
Kolon 1-4	11.31	82.43	54.11	1.93
Kolon 2-3	26.30	75.79	44.77	4.10
Kat 1-2 (Kolon Alt Uç)				
Kolon 1-4	5.59	119.95	52.94	2.53
Kolon 2-3	21.34	58.98	45.31	2.46

Tablo 3.13: Kolonda Normal Kuvvet Etki Oranı

Kolon	N_{g+q} (kN)	N_e (kN)	$\frac{N_{g+q+e}}{A_c f_{cm}}$
Kat 1	95.90	86.41	0.057
Kat 2	47.95	30.32	0.024

3.2.2.4 Kolonlarda eğilme momenti kapasitelerine karşı gelen kesme kuvveti

Kat 1 ve Kat 2'deki kolonların eğilme momenti kapasitelerine karşı gelen kesme kuvveti tahkiki Denklem (3.15) ile elde edilen kesme kuvvetinin Denklem (3.9-3.10) ile elde edilen maksimum kesme kuvveti ile karşılaştırılarak yapılmıştır.

$$\text{Kat 1 : } \frac{54.11 + 52.94}{2.5} = 42.82kN < 342kN$$

$$\text{Kat 2 : } \frac{44.77 + 45.31}{2.5} = 36.03kN < 342kN$$

3.2.2.5 Birleşim bölgesi kontrolü (Kuşatılmamış)

Çerçeve sistemdeki kolon ve kiriş bölgesi kontrolleri:

$$V_e = 1.25 f_{ym} (A_{s1} + A_{s2}) - V_{kol} \quad (3.19)$$

Kiriş kolona sadece bir taraftan saplandığı ve öbür tarafta devam etmediği durumlar için $A_{s2}=0$ alınmıştır.

$$V_e = 1.25 f_{ym} A_{s1} - V_{kol} = 1.25 \times 220 \times 616 \times 10^{-3} - 48.99 = 120.41kN$$

Kuşatılmamış Birleşimlerde:

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

$$120.41kN \leq 0.45 \times 400 \times 400 \times 20 \times 10^{-3} = 1440kN$$

Yapılan kontrolde birleşim bölgeleri gerekli koşulları sağlamıştır.

3.2.2.6 Göreli kat ötelemelerinin kontrolü

$$\frac{\delta_{ji}}{h_i} = \frac{d_i - d_{i-1}}{h_i} \quad (3.20)$$

$$\frac{\delta_{22}}{h_2} = \frac{\delta_{32}}{h_3} = \frac{0.01665 - 0.00844}{2.75} = 0.0030$$

$$\frac{\delta_{11}}{h_1} = \frac{\delta_{41}}{h_4} = \frac{0.00844}{2.75} = 0.0031$$

Kiriş ve Kolonlar için hesaplanan etki/kapasite oranlarının ilgili sınır değerler ile karşılaştırılması suretiyle bu elemanların kesit hasar bölgeleri belirlenir.

3.3 Depremde Düzlem Çerçeve Sistemin Performansının Doğrusal Elastik Olmayan Hesap Yöntemleri İle Belirlenmesi

3.3.1 Doğrusal elastik olmayan hesap (Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi)

Çerçeve sistem modelinin, Deprem Yönetmeliği'nde öngörülen artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile kesit hasar bölgelerinin belirlenmesinde izlenen hesap adımları aşağıda sayısal olarak açıklanmıştır.

a) Sistem, deprem hesabında esas alınan toplam kütlelerle uyumlu olan düşey işletme yükleri altında hesaplanarak kolon normal kuvvetleri bulunmuştur. Aşağıda verilen bağıntılar kullanılarak kolonların çatlamış kesit eğilme rijitlikleri hesaplanır. N_D 'nin ara değerleri için doğrusal enterpolasyon yapılmıştır.

Eğilme etkisindeki betonarme elemanlarda çatlamış kesite ait etkin eğilme rijitlikleri $(EI)_e$ kullanılmıştır.

Kirişlerde: $(EI)_e = 0.40 (EI)_o$

Kolonlarda, $N_D/(A_c \times f_{cm}) \leq 0.10$ olması durumunda : $(EI)_e = 0.40 (EI)_o$

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

Kolonlar için etkin eğilme rijitlikleri hesabı:

$$1. \text{Kat kolonu} \quad N_D/(A_c f_{cm}) = \frac{81.20}{0.16 \times 20000} = 0.025 \Rightarrow (EI)_e = 0.40 (EI)_o$$

$$2. \text{Kat kolonu} \quad N_D/(A_c f_{cm}) = \frac{40.60}{0.16 \times 20000} = 0.013 \Rightarrow (EI)_e = 0.40 (EI)_o$$

Kirişler için etkin eğilme rijitlikleri hesabı: $(EI)_e = 0.40 (EI)_o$

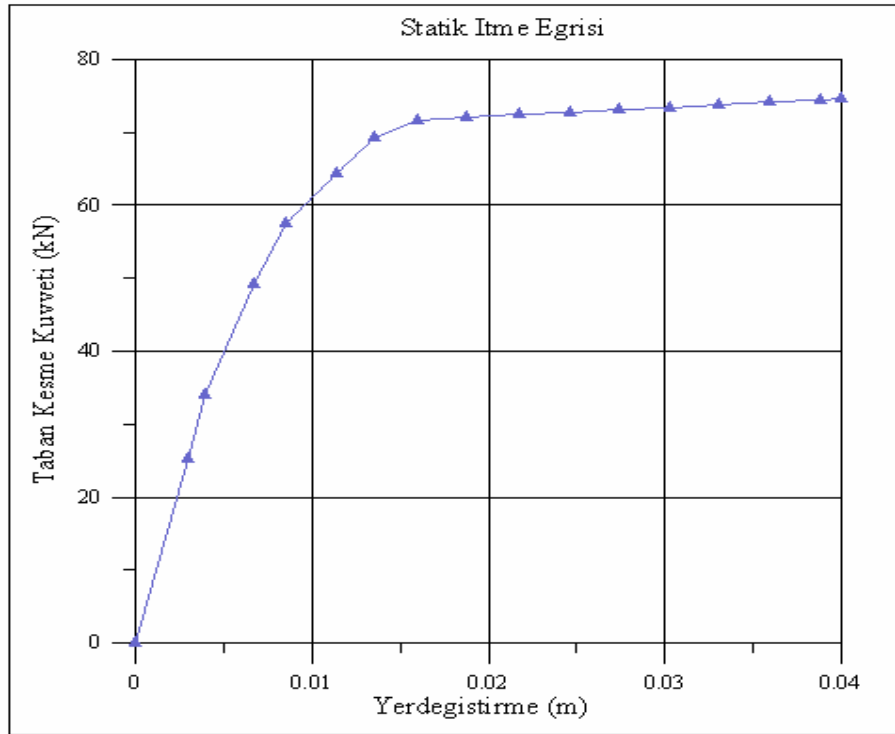
b) Kolon ve kirişlerin her iki ucu olası plastik kesit olarak kabul edilmiştir. Plastik kesitlerin akma yüzeylerinin belirlenmesinde betonarme betonu ve beton çeliğinin mevcut dayanımları kullanılmıştır. Bu dayanım değerlerine malzeme güvenlik katsayıları uygulanmamış; buna karşılık mevcut dayanımlar bilgi düzeyi katsayısı ile çarpılmıştır. Akma yüzeylerinin oluşturulmasında betonun maksimum basınç birim şekil değiştirmesi 0.003, donatı çeliğinin maksimum birim şekil değiştirmesi ise 0.01 alınmıştır. Plastik kesitlerin iç kuvvet-plastik şekil değiştirme bağıntılarında

şekilde tanımlanmıştır. Artımsal eşdeğer deprem yükündeki kuvvetler, sadece göz önüne alınan doğrultudaki kuvvetlerden oluşur. İncelenen çerçeve sistem modeli düzlem çerçeve olduğu için sadece tek bir doğrultu göz önüne alınmıştır. Bu aşamada, yapı sisteminin deprem doğrultusundaki birinci titreşim moduna ait özellikler elde edilmiştir (Tablo 3.14). Statik itme analizine, başlangıçta verilen bir yatay yer değiştirme değerine kadar devam edilmiştir.

Tablo 3.14: Çerçeve Sistemin Periyot, Etkin Kütle Oranları ve Mod Şekil Genlikleri

Mod	Periyot (sn)	Etkin Kütle Oranı (%)	Toplam E.K.O (%)	Mod Şekil Genliği
1	0.236	90.29	90.29	1.000 0.506
2	0.075	9.71	100	1.000 -1.976

e) İtme analizinin her bir adımı için taban kesme kuvveti ve tepe noktası yatay yer değiştirmesi bulunur.



Şekil 3.17: Çerçeve Sistem Statik İtme Eğrisi

Analiz sonucunda elde edilen değerler Tablo 3.15’de verilmiş, verilen değerlerden yararlanarak çizilen statik itme eğrisi Şekil 3.17’de gösterilmiştir.

Tablo 3.15: Taban Kesme Kuvveti – Tepe Noktası Yer Değiştirmesi Değerleri

Adım	u_{xN1}^i (m)	V_{xN1}^i (kN)	Plastik Mafsal Sayısı
1	0	0	0
2	0.0029	25.16	0
3	0.0039	33.98	1
4	0.0067	49.22	1
5	0.0085	57.49	3
6	0.0114	64.26	3
7	0.0135	69.29	4
8	0.016	71.68	6
9	0.0188	72.03	6
10	0.0217	72.38	6
11	0.0246	72.73	6
12	0.0274	73.08	6
13	0.0303	73.44	6
14	0.0331	73.79	6
15	0.0360	74.14	6
16	0.0388	74.49	6
17	0.0400	74.64	6

f) Elde edilen statik itme eğrisine koordinat dönüşümü uygulanarak, birinci moda ait modal yer değiştirme ve modal ivme değerlerinden oluşan modal kapasite diyagramı Denklem (3.21) ve Denklem (3.22)’den yararlanılarak elde edilmiştir. Denklemlerde geçen birinci (hakim) moda ait etkin kütle M_{x1} ve modal katkı çarpanı Γ ’nın bulunmasına ilişkin hesap özeti Tablo 3.16’da gösterilmiştir.

$$a_1^{(i)} = \frac{V_{x1}^{(i)}}{M_{x1}} \quad (3.21)$$

$$d_1^{(i)} = \frac{u_{xN1}^{(i)}}{\phi_{xN1} \Gamma} \quad (3.22)$$

Tablo 3.16: Etkin Kütle ve Modal Katkı Çarpanı Değerleri

Kat	Mod	W (kN)	m (kNs ² /m)	ϕ
1	1	81.25	8.28	0.51
2	1	81.25	8.28	1.00
M_1 (kNs ² /m)	L (kNs ² /m)	Γ	M_x (kNs ² /m)	
10.40	12.47	1.20	14.96	

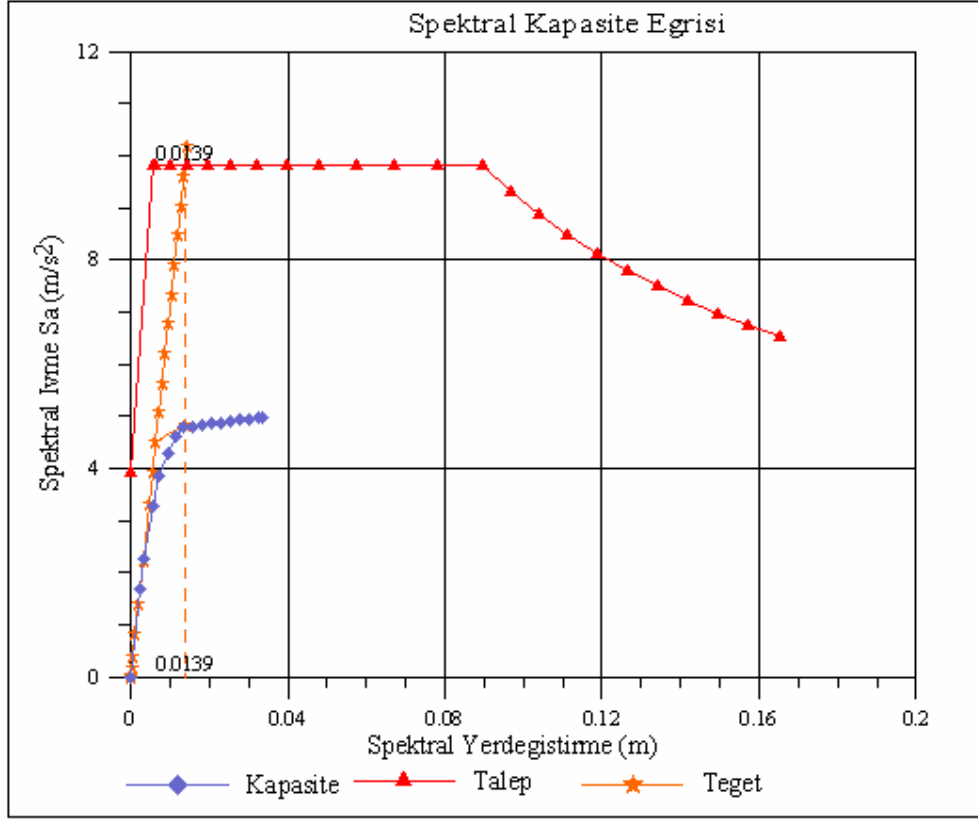
Koordinat dönüşümü ile bulunan modal yer değiştirme ve modal ivme değerleri Tablo 3.17’ de gösterilmiştir.

Tablo 3.17: Modal Yer Değiştirme ve Modal İvme Değerleri

Adım	$u_{xN1}^{(i)} (m)$	$V_{x1}^{(i)} (kN)$	$d_1^{(i)} (m)$	$a_1^{(i)} (m/s^2)$
1	0	0	0	0
2	0.0029	25.16	0.0024	1.68
3	0.0039	33.98	0.0033	2.27
4	0.0067	49.22	0.0056	3.29
5	0.0085	57.49	0.0071	3.84
6	0.0114	64.26	0.0095	4.30
7	0.0135	69.29	0.0113	4.63
8	0.0160	71.68	0.0133	4.79
9	0.0188	72.03	0.0157	4.82
10	0.0217	72.38	0.0181	4.84
11	0.0246	72.73	0.0205	4.86
12	0.0274	73.08	0.0229	4.89
13	0.0303	73.44	0.0253	4.91
14	0.0331	73.79	0.0276	4.93
15	0.0360	74.14	0.0300	4.96
16	0.0388	74.49	0.0324	4.98
17	0.0400	74.64	0.0334	4.99

g) Bulunan modal kapasite diyagramı ile zemin sınıfına ait ivme spektrumu eğrisi göz önüne alınarak modal yer değiştirme istemi hesaplanır. Modal yer değiştirme istemi, $d_1^{(p)}$, doğrusal olmayan (nonlinear) spektral yer değiştirme S_{d1} ’e eşittir. $T_1^{(1)}$ başlangıç periyodunun, deprem yönetmeliğinde tanımlanan ivme spektrumundaki karakteristik periyot T_B den daha kısa olması durumunda Denklem (3.24)’deki spektral yer değiştirme oranı C_{R1} , ardışık yaklaşımla aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır.

1) İtme analizi sonucunda elde edilen modal kapasite diyagramı, yaklaşık olarak iki doğrulu bir diyagrama dönüştürülmüştür (Şekil 3.18). Bu diyagramın başlangıç doğrusunun eğimi, itme analizinin ilk adımındaki (i=1) doğrunun eğimi olan birinci moda ait öz değere, $(\omega_1^{(1)})^2$, eşit alınmıştır.



Şekil 3.18: Spektral İvme – Spektral Yer Değiştirme Diyagramı (1.Adım)

Doğrusal elastik (lineer) spektral yer değiştirme S_{de1} , itme analizinin ilk adımında birinci moda ait elastik spektral ivme S_{ae1} ’den hesaplanmıştır.

$$S_{de1} = \frac{S_{ae1}}{(\omega_1^{(1)})^2} \quad (3.23)$$

$$S_{ae1} = 9.81 m/s^2 \quad (\omega_1^{(1)})^2 = 706 1/s^2 \quad S_{de1} = \frac{S_{ae1}}{(\omega_1^{(1)})^2} = 13.90 mm$$

2) Ardışık yaklaşımın ilk adımında $C_{R1}=1$ kabulü yapılarak, eşdeğer akma noktasının koordinatları eşit alanlar kuralı ile belirlenmiştir.

a_{y1}^0 esas alınarak C_{R1} aşağıdaki şekilde tanımlanmıştır.

$$C_{R1} = \frac{1 + (R_{y1} - 1)T_B / T_1^{(1)}}{R_{y1}} \geq 1$$

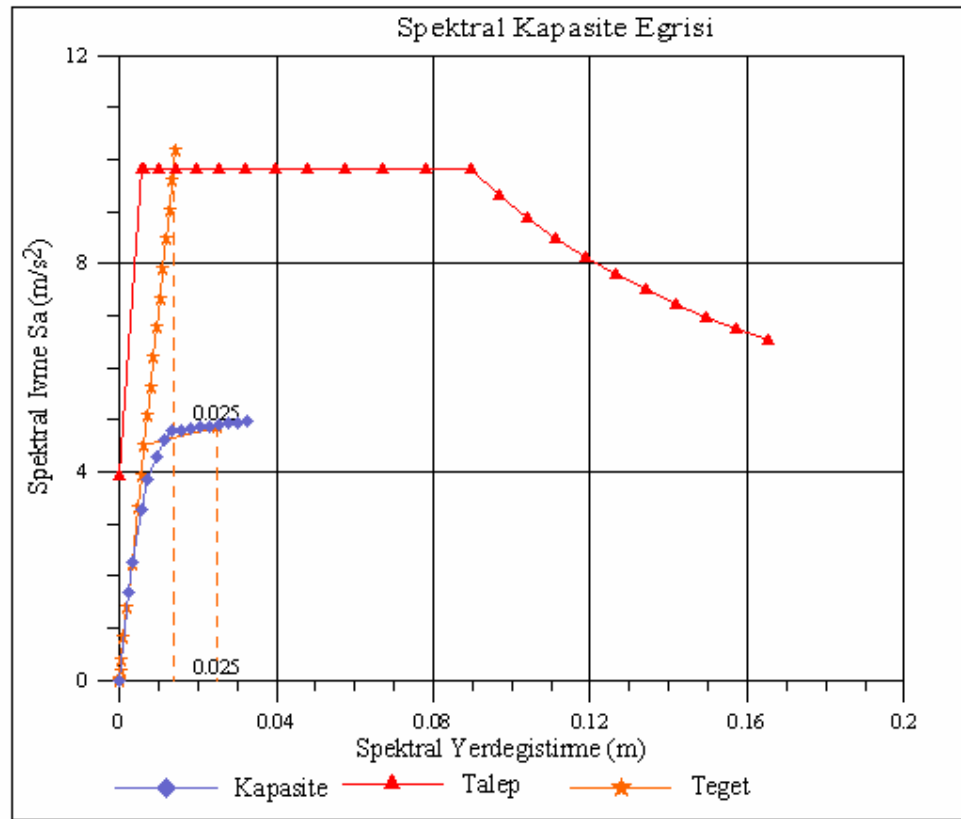
Bu bağıntıda R_{y1} birinci moda ait dayanım azaltma katsayısını göstermektedir.

$$R_{y1} = \frac{S_{ae1}}{a_{y1}}$$

$$R_{y1} = \frac{9.81}{4.49} = 2.18 \Rightarrow C_{R1} = \frac{1 + (2.18 - 1) \times 0.6 / 0.2364}{2.18} = 1.83$$

$$S_{di1} = C_{R1} S_{de1} \quad (3.24)$$

$$S_{di1} = 1.83 \times 13.90 = 25mm$$



Şekil 3.19: Spektral İvme – Spektral Yer Değiştirme Diyagramı (2.Adım)

a_{y1} esas alınarak C_{R1} aşağıdaki şekilde tanımlanır.

$$C_{R1} = \frac{1 + (R_{y1} - 1)T_B / T_1^{(1)}}{R_{y1}} \geq 1$$

Bu bağıntıda R_{y1} birinci moda ait dayanım azaltma katsayısını göstermektedir.

$$R_{y1} = \frac{S_{ae1}}{a_{y1}}$$

$$R_{y1} = \frac{9.81}{4.49} = 2.18 \Rightarrow C_{R1} = \frac{1 + (2.18 - 1) \times 0.6 / 0.2364}{2.18} = 1.83$$

$$S_{di1} = C_{R1} S_{de1} \quad S_{di1} = 1.83 \times 13.90 = 25 \text{ mm}$$

Tablo 3.18: Modal Yer Değiştirme İsteminin Hesabı

T_1 (s)	T_B (s)	S_{ae1} (m/s ²)	S_{de1} (mm)	C_{R1}	$S_{di1}=d_1^{(p)}$ (mm)
0.2346	0.6	9.81	13.90	1.83	25

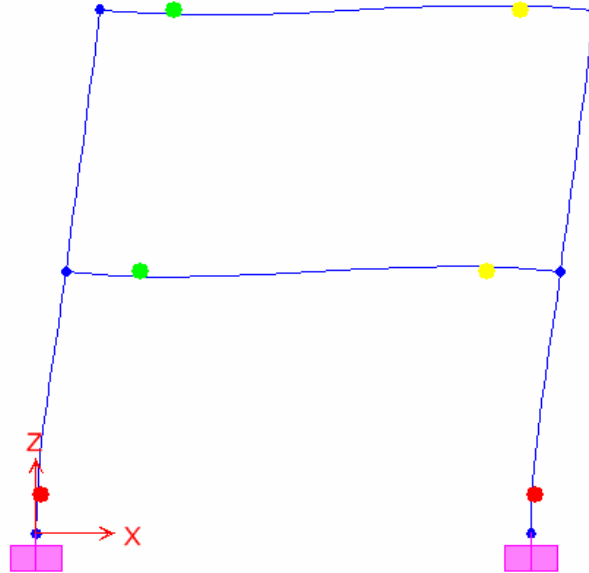
h) Deprem doğrultusundaki tepe yatay yer değiştirmesi istemi Denklem (3.25) yardımıyla hesaplanmıştır. (Tablo 3.19)

$$u_{xN1}^{(p)} = \phi_{xN1} \Gamma_{x1} d_1^{(p)} \quad (3.25)$$

Tablo 3.19: Tepe Noktası Yatay Yer Değiştirme İsteminin Belirlenmesi

Γ_{x1}	ϕ_{xN1}	$d_1^{(p)}$ (mm)	u_{xN1} (mm)
1.20	1	25	30

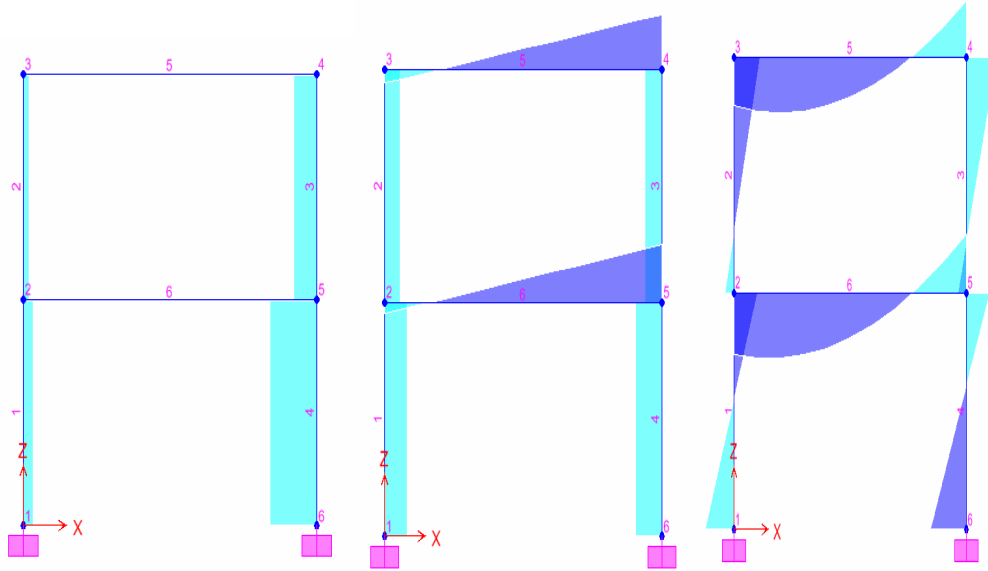
i) Yapı sistemi bu yatay yer değiştirme istemine kadar itilir. Bu itme sonucunda sistemde oluşan plastik mafsallar Şekil 3.20’de verilmiştir.



Şekil 3.20: Statik İtme Sonucunda Oluşan Plastik Mafsallar

Tablo 3.20: Son itme Adımındaki Plastik Mafsal Kesitlerinde Dönmeler

Plastik Mafsal Dönmeleri				
Eleman	Uç	Normal Kuvvet (kN)	Moment (kNm)	Plastik Dönme (radyan)
Kolon1	Alt	-45.43	-73.22	-0.00255
Kolon1	Üst	-45.43	16.24	-
Kolon2	Alt	-23.56	-15.49	-
Kolon2	Üst	-23.56	31.56	-
Kolon3	Alt	-57.64	33.33	-
Kolon3	Üst	-57.64	-53.66	-
Kolon4	Alt	-116.97	83.86	0.00238
Kolon4	Üst	-116.97	-28.55	-
Kiriş5	Sol	0	31.56	0.00322
Kiriş5	Sağ	0	-53.66	-0.00475
Kiriş6	Sol	0	31.72	0.00426
Kiriş6	Sağ	0	-61.89	-0.00568

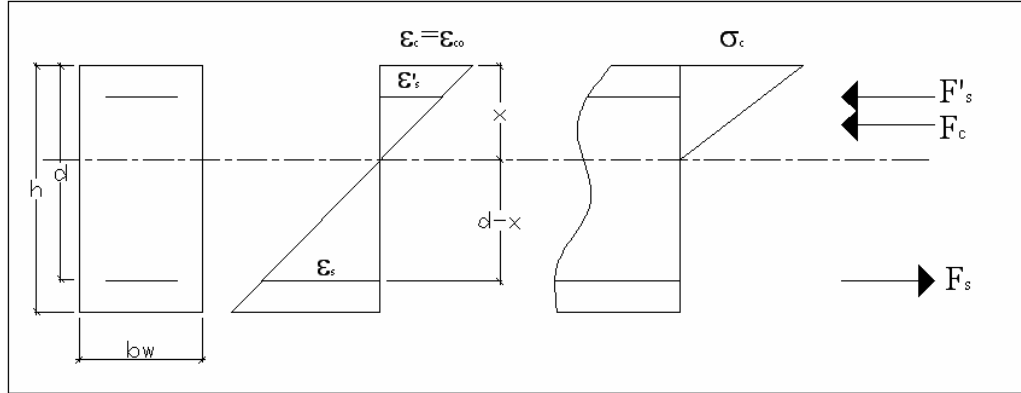
**Şekil 3.21:** Performans Durumunda Normal Kuvvet, Kesme Kuvveti ve Eğilme Momenti Değişimi

Kirişler İçin Hesap Adımları:

j) İtme analizi sonucunda tüm plastik kesitlerde elde edilen plastik mafsal dönmeleri plastik mafsal boyuna bölünerek, bu kesitlere ait plastik eğrilik istemleri Denklem (3.26) ile elde edilmiştir.

$$\phi_p = \frac{\theta_p}{L_p} \quad (3.26)$$

k) Eşdeğer akma eğriliği ϕ_y ;



Şekil 3.22: Kiriş Kesitin Gerilme Şekil Değiştirme Diyagramı

$$n = \frac{E_s}{E_c} \Rightarrow n = \frac{\frac{\sigma_s}{\epsilon_s}}{\frac{\sigma_c}{\epsilon_c}} \Rightarrow \frac{\sigma_s}{\epsilon_s} = n \frac{\sigma_c}{\epsilon_c} \Rightarrow \sigma_s = n \sigma_c \frac{\epsilon_s}{\epsilon_c}$$

$$\sigma_s = n \sigma_c \frac{d-x}{x}$$

$$\sigma'_s = n \sigma_c \frac{x-d'}{x}$$

$$F_s = F_c + F'_s$$

$$n \sigma_c A_s \frac{d-x}{x} = \frac{1}{2} \sigma_c b x + n \sigma_c A'_s \frac{x-d'}{x}$$

$$n A_s \frac{d-x}{x} = \frac{1}{2} b x + n A'_s \frac{x-d'}{x}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d}, \rho' = \frac{A'_s}{b d}$$

$$k_x = \frac{x}{d} = \left[(\rho + \rho')^2 n^2 + 2 \left(\rho + \rho' \frac{d'}{d} \right) n \right]^{1/2} - (\rho + \rho') n$$

$$\phi_y = \frac{\epsilon_y}{d-x} \text{ ile elde edilmiştir.}$$

l) Eşdeğer akma eğriliği plastik akma eğrilik istemine eklenerek toplam eğrilik istemi Denklem (3.27) ile elde edilmiştir.

$$\phi_t = \phi_y + \phi_p \quad (3.27)$$

m) Kirişler için hesapta (j-1) sayılı adımlar ile hesaplanan eğrilik istemi değerleri Tablo 3.23 da verilmiştir.

Kiriş Kesitlerin Akma Eğrilikleri:

Kiriş 6 için örnek hesap:

Negatif Eğilme Momenti:

$$A_s = 616 \text{ mm}^2 \quad \rho = \%5.35$$

$$A'_s = 308 \text{ mm}^2 \quad \rho' = \%2.68$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200}{28} = 7.14 \quad \epsilon_y = \frac{f_{ym}}{E_s} = \frac{220}{200000} = 0.0011$$

$$k_x = \frac{x}{d} = \left[(\rho + \rho')^2 n^2 + 2 \left(\rho + \rho' \frac{d'}{d} \right) n \right]^{1/2} - (\rho + \rho') n$$

$$k_x = 0.2309 \Rightarrow x = k_x d = 0.2309 \times 460 = 106 \text{ mm}$$

$$\phi_y = \frac{\epsilon_y}{d - x} = \frac{0.0011}{460 - 106} \times 1000 = 0.003109 \text{ rad / m}$$

Pozitif Eğilme Momenti:

$$A_s = 308 \text{ mm}^2 \quad \rho = \%2.68$$

$$A'_s = 616 \text{ mm}^2 \quad \rho' = \%5.35$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200}{28} = 7.14 \quad \epsilon_y = \frac{f_{ym}}{E_s} = \frac{220}{200000} = 0.0011$$

$$k_x = \left[(\rho + \rho')^2 n^2 + 2 \left(\rho + \rho' \frac{d'}{d} \right) n \right]^{1/2} - (\rho + \rho') n$$

$$k_x = 0.1622 \Rightarrow x = k_x d = 0.1622 \times 460 = 75 \text{ mm}$$

$$\phi_y = \frac{\epsilon_y}{d - x} = \frac{0.0011}{460 - 75} \times 1000 = 0.00285 \text{ rad / m}$$

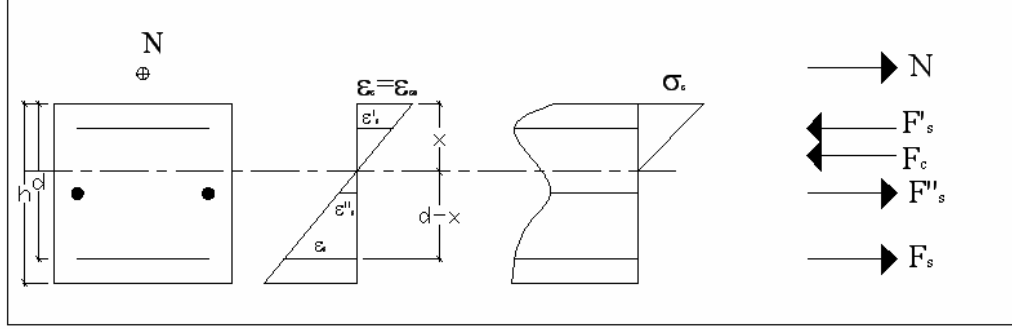
Tablo 3.21: Kiriş Kesitleri İçin Toplam Eğrilikler

Eleman	Uç	Plastik Dönme (rad×1000)	Plastik Eğrilik (1/m×1000)	Akma Eğriliği (1/m×1000)	Toplam Eğrilik (1/m×1000)
Kiriş 5	Sol	3.220	12.88	2.860	15.74
Kiriş 5	Sağ	4.750	19.00	3.050	22.05
Kiriş 6	Sol	4.260	17.04	2.850	19.89
Kiriş 6	Sağ	5.680	22.72	3.109	25.83

Kolonlar İçin Hesap Adımları:

n) İtme analizi sonucunda tüm plastik kesitlerde elde edilen plastik mafsalsal dönmeleri plastik mafsalsal boyuna bölünerek, bu kesitlere ait plastik eğrilik istemleri Denklem (3.26) ile elde edilmiştir.

o) Eşdeğer akma eğriliği ϕ_y ;



Şekil 3.23: Kolon Kesitin Gerilme Şekil Değiştirme Diyagramı

$$n = \frac{E_s}{E_c} \Rightarrow n = \frac{\frac{\sigma_s}{\epsilon_s}}{\frac{\sigma_c}{\epsilon_c}} \Rightarrow \frac{\sigma_s}{\epsilon_s} = n \frac{\sigma_c}{\epsilon_c} \Rightarrow \sigma_s = n \sigma_c \frac{\epsilon_s}{\epsilon_c}$$

$$\sigma_c = E_c \epsilon_c \quad \sigma_s = E_s \epsilon_s$$

$$\epsilon_c = \epsilon_s \frac{x}{d-x} \quad \epsilon'_s = \epsilon_s \frac{x-d'}{d-x} \quad \epsilon''_s = \epsilon_s \frac{\frac{h}{2} - x}{d-x}$$

$$\sigma_c = E_c \epsilon_s \frac{x}{d-x}$$

$$\sigma'_s = E_s \epsilon'_s = E_s \epsilon_s \frac{x-d'}{d-x} \quad \sigma''_s = E_s \epsilon''_s = E_s \epsilon_s \frac{\frac{h}{2} - x}{d-x}$$

$$N_{g+q+e} = F_c + F'_s - F_s - F''_s$$

$$N_{g+q+e} = \frac{1}{2} \sigma_c b x + \sigma'_s A'_s - \sigma_s A_s - \sigma''_s A''_s$$

$$N_{g+q+e} = \frac{1}{2} E_c \epsilon_s \frac{x}{d-x} b x + A'_s E_s \epsilon_s \frac{x-d'}{d-x} - f_y A_s - A''_s E_s \epsilon_s \frac{\frac{h}{2} - x}{d-x}$$

$$\phi_y = \frac{\epsilon_y}{d-x} \text{ ile elde edilmiştir.}$$

p) Eşdeğer akma eğriliği plastik akma eğrilik istemine eklenerek toplam eğrilik istemi Denklem (3.27) ile elde edilmiştir.

r) Kolonlar için hesapta (n-p) sayılı adımlar ile hesaplanan eğrilik istemi değerleri Tablo 3.24 da verilmiştir.

Kolon Kesitlerin Akma Eğrilikleri:

Kolon 4 için örnek hesap:

$$A_s = 603 \text{ mm}^2; A'_s = 603 \text{ mm}^2; A''_s = 402 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200}{28} = 7.14$$

$$\epsilon_y = \frac{f_{ym}}{E_s} = \frac{220}{200000} = 0.0011$$

$$N_{g+q+e} = \frac{1}{2} E_c \epsilon_s \frac{x}{d-x} bx + A'_s E_s \epsilon_s \frac{x-d'}{d-x} - f_y A_s - A''_s E_s \epsilon_s \frac{\frac{h}{2} - x}{d-x}$$

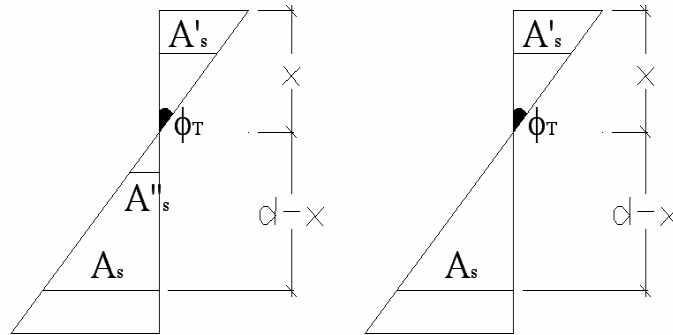
$$\text{Kolon 4} \quad N_{g+q+e} = -116.97 \text{ kN}$$

$$x = 102 \text{ mm} \quad \phi_y = \frac{\epsilon_y}{d-x} = \frac{0.0011}{360-102} \times 1000 = 0.0043 \text{ rad / m}$$

Tablo 3.22: Kolon Kesitler İçin Toplam Eğrilikler

Eleman	Uç	Plastik Dönme (rad × 1000)	Plastik Eğrilik (1/m × 1000)	Akma Eğriliği (1/m × 1000)	Toplam Eğrilik (1/m × 1000)
Kolon 1	Alt	2.55	12.75	3.96	16.71
Kolon 4	Alt	2.38	11.90	4.30	16.20

Kolon ve kirişlerdeki toplam eğrilik değerlerini bulduktan sonra donatı çeliğinin ve betonun aksenal kuvvet etkisi altındaki birim boy değişimlerinin hesaplanması gerekmektedir.



Şekil 3.24: Kesitte Toplam Eğrilik Sonucu Oluşan Şekil Değişirme Durumu

$$N = 0.85baf_{cm} - A_s \sigma_s + A'_s \sigma'_s - A''_s \sigma''_s$$

$$\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \quad \phi_t = \frac{\varepsilon_s}{d - x}$$

Kolon için:

$$N = 0.85baf_{cm} - A_s E_s \phi_t (d - x) + A'_s E_s \phi_t (x - d') - A''_s E_s \phi_t \left(\frac{h}{2} - x\right)$$

Kiriş için:

$$N = 0.85baf_{cm} - A_s E_s \phi_t (d - x) + A'_s E_s \phi_t (x - d')$$

Tablo 3.23: Kolon ve Kiriş Kesitlerinde Beton Birim Kısılması ve Donatı Birim Uzunlukları

Eleman	Uç	Toplam Eğrilik (1/m)×1000	N (kN)	a (mm)	x (mm)	$\varepsilon_c \times 1000$	$\varepsilon_s \times 1000$
Kolon 1	Alt	16.71	45.43	38	45	0.752	5.263
Kolon 4	Alt	16.30	116.97	46	54	0.880	4.987
Kiriş 5	Sol	15.74	-	32	38	0.598	6.642
Kiriş 5	Sağ	22.05	-	32	38	0.705	9.437
Kiriş 6	Sol	19.89	-	32	38	0.636	8.513
Kiriş 6	Sağ	25.83	-	32	38	0.826	11.055

Bulunan beton ve donatı birim kısılma ve/veya uzama değerleri bölüm 2.4.2.7’de verilmiş olan ilgili sınırlarla kıyaslanarak elemanların hasar bölgeleri belirlenir.

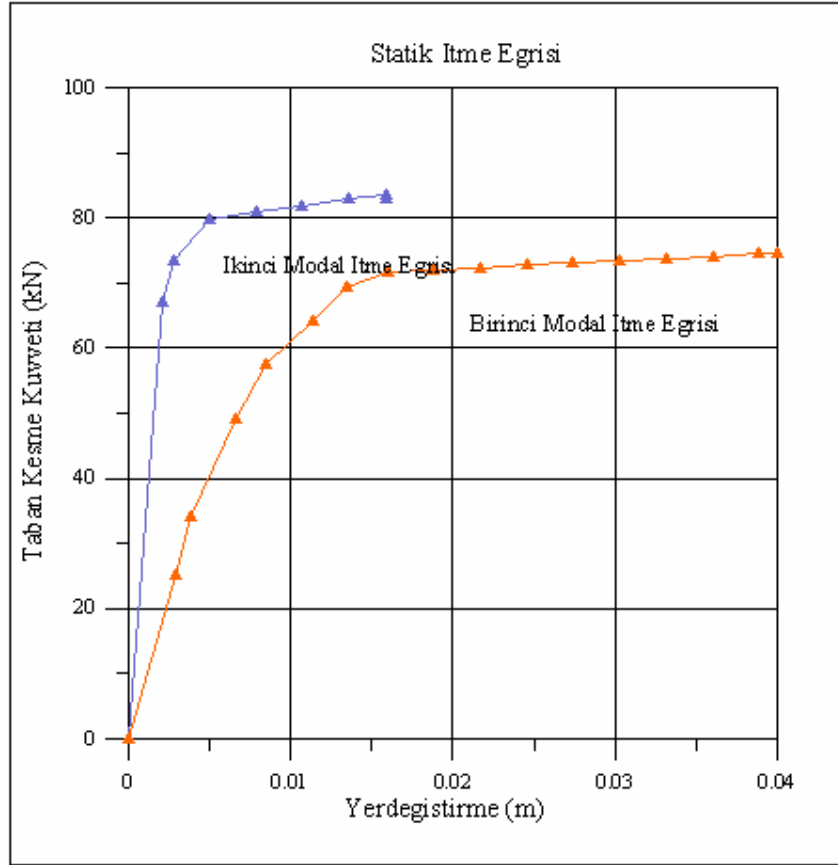
3.3.2 Doğrusal elastik olmayan hesap (Artımsal mod birleştirme yöntemi)

Çerçeve sistem modelinin, Deprem Yönetmeliği’nde öngörülen artımsal mod birleştirme yöntemiyle, kesit hasar bölgelerinin belirlenmesinde izlenen hesap adımları aşağıda sayısal olarak açıklanmıştır. Birinci doğal titreşim modu için hesap değerleri artımsal eşdeğer deprem yükü yönteminden alınmıştır, ikinci doğal titreşim modu içinde aşağıdaki benzer adımlar tekrarlanarak sonuçlar elde edilmiştir. Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemindeki 3.3.1.(a-d) adımları aynen uygulanmıştır.

e) İtme analizinin her bir adımı için taban kesme kuvveti ve tepe noktası yatay yer değiştirmesi bulunmuştur. Analiz sonucunda elde edilen değerler Tablo 3.24’de verilmiş, verilen değerlerden yararlanarak çizilen statik itme eğrisi Şekil 3.25’de gösterilmiştir.

Tablo 3.24: Taban Kesme Kuvveti – Tepe Noktası Yer Değiştirmesi Değerleri

Adım	u_{xN1}^i (m)	V_{xN1}^i (kN)	Plastik Mafsal Sayısı
1	0	0	0
2	0.0021	66.97	2
3	0.0028	73.38	3
4	0.0050	79.82	5
5	0.0079	80.83	5
6	0.0107	81.84	5
7	0.0136	82.85	5
8	0.0159	83.68	5
9	0.0159	82.89	5

**Şekil 3.25:** Çerçeve Sistem Statik İtme Eğrisi

f) Elde edilen statik itme eğrisine koordinat dönüşümü uygulanarak, ikinci moda ait modal yer değiştirme ve modal ivme değerlerinden oluşan modal kapasite diyagramı Denklem (3.21) ve Denklem (3.22)'den yararlanılarak elde edilmiştir.

Tablo 3.25: Etkin Kütle ve Modal Katkı Çarpanı Değerleri

Kat	Mod	W (kN)	m (kNs ² /m)	ϕ
1	2	81.25	8.28	-1.98
2	2	81.25	8.28	1.00
M (kNs ² /m)	L (kNs ² /m)	Γ	M_x (kNs ² /m)	
40.62	-8.08	-0.20	1.61	

Tablo 3.26: Modal Yer Değiştirme ve Modal İvme Değerleri

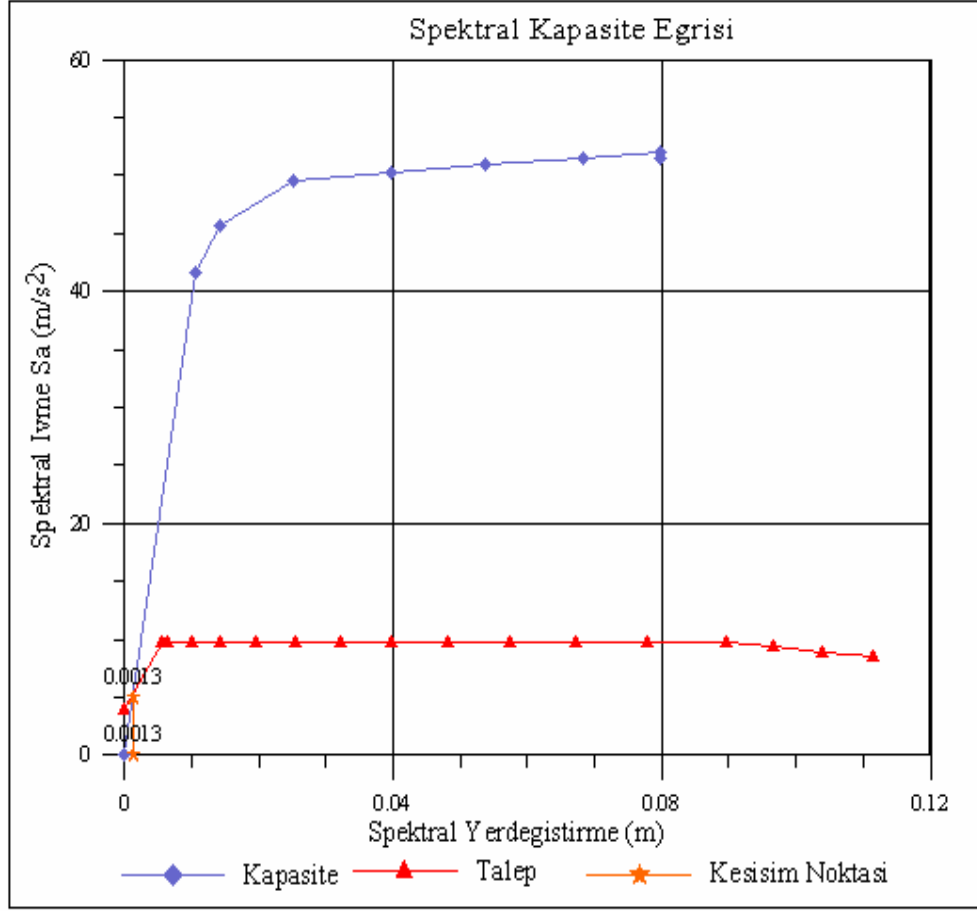
Adım	$u_{xN1}^{(i)}$ (m)	$V_{x1}^{(i)}$ (kN)	$d_1^{(i)}$ (m)	$a_1^{(i)}$ (m/sn ²)
1	0	0	0	0
2	0.0021	66.97	0.011	41.63
3	0.0028	73.38	0.014	45.62
4	0.005	79.82	0.025	49.62
5	0.0079	80.83	0.040	50.25
6	0.0107	81.84	0.054	50.88
7	0.0136	82.85	0.068	51.50
8	0.0159	83.68	0.080	52.02
9	0.0159	82.89	0.080	51.53

Denklemlerde geçen ikinci moda ait etkin kütle M_x ve modal katkı çarpanı Γ 'nın bulunmasına ilişkin hesap özeti Tablo 3.25'de gösterilmiştir.

Koordinat dönüşümü ile bulunan modal yer değiştirme ve modal ivme değerleri Tablo 3.26'da gösterilmiştir.

g) Bulunan modal kapasite diyagramı ile zemin sınıfına ait ivme spektrumu eğrisi göz önüne alınarak modal yer değiştirme istemi hesaplanmıştır. Modal yer değiştirme istemi $d_2^{(p)}$ doğrusal olmayan spektral yer değiştirme S_{d2} 'e eşittir.

Modal kapasite diyagramı ivme spektrumunu kestiği için doğrusal elastik (lineer) spektral yer değiştirme $C_{R1}=1$ alınarak kesişim noktasında hesaplanmıştır.



Şekil 3.26: Spektral İvme – Spektral Yer Değiştirme Diyagramı

Doğrusal elastik (linear) spektral yer değiştirme S_{de2} , itme analizinin ilk adımında ikinci moda ait elastik spektral ivme S_{ae2} 'den hesaplanmıştır. (Tablo 3.27)

$$S_{de2} = 1.30mm \quad S_{di2} = 1 \times 1.30 = 1.30mm$$

Tablo 3.27: Modal Yer Değiştirme İsteminin Hesabı

T_2 (s)	T_B (s)	S_{ae2} (m/s ²)	S_{de2} (mm)	C_{R1}	$S_{di2}=d_2^{(p)}$ (mm)
0.075	0.6	5	1.30	1	1.30

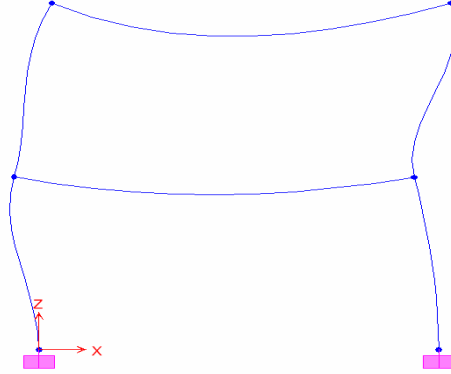
h) Deprem doğrultusundaki tepe yatay yer değiştirmesi istemi Denklem (3.30) yardımıyla hesaplanmıştır. (Tablo 3.28)

$$u_{xN2}^{(p)} = \phi_{xN2} \Gamma_{x2} d_2^{(p)} \quad (3.28)$$

Tablo 3.28: Tepe Noktası Yatay Yer Değiştirme İsteminin Belirlenmesi

Γ_{x2}	ϕ_{xN2}	$d_2^{(p)}$ (mm)	u_{xN1} (mm)
0.20	1	1.30	0.26

i) Yapı sistemi bu yatay yer değiştirme istemine kadar itilmiştir. Bu itme sonucunda sistemde plastik mafsallar oluşmamıştır.(Şekil 3.27)



Şekil 3.27: Statik İtme Sonucunda Oluşan Plastik Mafsallar

j) İtme analizi sonucunda tüm plastik kesitlerde elde edilen plastik mafsal dönmeleri plastik mafsal boyuna bölünerek, bu kesitlere ait plastik eğrilik istemleri Denklem (3.26) ile elde edilmiştir. Ancak yapılan itme analizi sonucunda çıkış bilgisi olarak herhangi bir kesitte plastik dönme istemi elde edilemediği için işlem burada durdurulmuştur. İkinci mod'un kapasiteye etkisi görülmemiştir.

4. DOĞRUSAL ELASTİK YÖNTEMLE PERFORMANS DEĞERLENDİRİLMESİ

4.1 Genel Yapı Bilgileri

İncelenen bina, planda boyutları 24.00m×15.00m olan, zemin kat ve iki normal kat olmak üzere üç katlı betonarme bir okul binasıdır. Kat yükseklikleri zeminde ve diğer katlarda 3.0m dir. Yapıda uzun doğrultuda yedi, kısa doğrultuda ise dört adet eksen mevcuttur. Taşıyıcı sistem 50cm×30cm ve 60cm× 40cm boyutlarında kolonlar, 25cm×50cm boyutlarında kirişler ve 12cm kalınlığında plak döşemeden oluşmaktadır. Yapıda perde eleman bulunmamaktadır. Kalıp planları ise her kat için Ek B de verilmiştir.

İncelenen bina DBYBHY'07'e göre inşa edilmiş ve projesi mevcut olan bir yapıdır. Yapının projesi ve hesap sonuçları alınarak mevcut olan yapı üzerinde bir inceleme yapılmıştır.

Bina projesine göre SAP2000 programında üç boyutlu olarak modellenmiştir. Döşemeler modellenmediği için döşemelerden gelen yükler TS498'e göre belirlenip üçgen ve yamuk şeklinde kirişlere dış yük olarak etkitilmiştir. Ayrıca her katta döşemelerin düzlemleri içinde rijit diyafram olarak davrandığı kabulü yapılmıştır.

Tablo 4.1: Kolon Boyutları ve Donatı Detayları

Kolon	Boyut(cm)	Boyuna Donatı	Etriye
S11-S21-S31	30x50	12φ16	φ8/100
S12-S22-S32	50x30	12φ16	φ8/100
S13-S23-S33	30x50	12φ16	φ8/100
S14-S24-S34	50x30	12φ16	φ8/100
S15-S25-S35	50x30	16φ16	φ8/100
S16-S26-S36	40x60	12φ20	φ8/100
S17-S27-S37	40x60	12φ20	φ8/100
S18-S28-S38	40x60	12φ20	φ8/100

Yapı analizinde kullanılan birimler: kN, m

Kat sayısı: Zemin + 2 Kat

Kat yüksekliği: 3.0m (zemin), 3.0m (normal katlar)

Döşeme kalınlığı: 0.12 m

Döşeme tipi: Kirişli plak döşeme

Hareketli yük katılım katsayısı: 0.6

Deprem bölgesi: 1. Deprem bölgesi

Etkin yer ivmesi katsayısı: $A_0=0.4$

Zemin sınıfı: Z1

Spektrum karakteristik periyotları: $T_A=0.10s$ $T_B=0.30s$

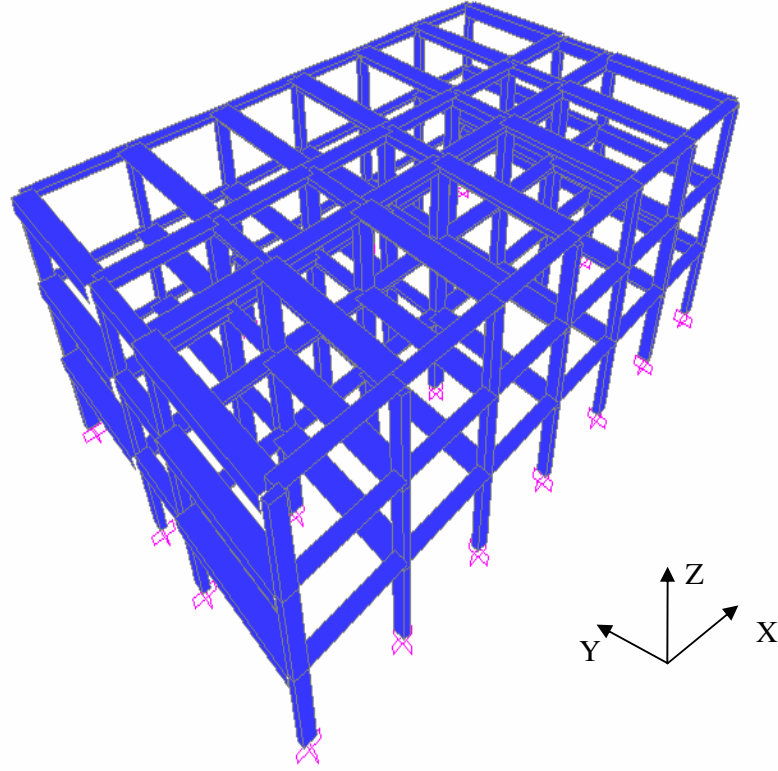
Beton sınıfı: C20 Çelik sınıfı: S220

Bilgi düzeyi: Kapsamlı Kullanım Türü: Okul

4.2 Yapının Bilgisayar Programında Modellenmesi

Yapı modellenirken ilk önce sistemin eksenleri tanımlanarak çubuk elamanlar atanmıştır. Beton ve donatı çeliğine ait malzeme özellikleri, kolon ve kirişlere ait kesit geometrileri tanımlanarak ilgili elemanlara atanmıştır. Daha sonra tanımlanan kesitler ilgili çubuk elemanlara atanarak sistemin geometrik şekli oluşturulmuştur. Buradaki en önemli unsur kesitler tanımlanırken mevcut donatılarında tanımlanması gerektiğidir. Mevcut donatılar da yapının projesinden alınmıştır.

Çalışmada döşemeler modellenmediği için döşemelerden gelen yükler dış yük olarak kirişlere aktarılmıştır. Kirişlerdeki üçgen ve yamuk yayılı yük dağılımları düzgün yayılı yüke çevrilerek kirişlere yüklenmiştir.



Şekil 4.1: Yapının Üçboyutlu Görünüşü

4.3 Betonarme Taşıyıcı Sistem Elemanlarının Rijitliklerinin Belirlenmesi

İncelenen yapı sistemi modellenip yapıya etkiyen düşey yükler tanımlandıktan sonra, yapı ilk önce düşey yükler altında analiz edilmiştir. Eğilme etkisindeki betonarme elemanların akma öncesi doğrusal davranışları için çatlamış kesite ait eğilme rijitlikleri tanımlanmalıdır. Bu amaçla kirişler için $0.40EI_0$ olarak dikkate alınmıştır. Kolonlar için ise düşey yükler altında okunan eksenel yüklere bağlı olarak,

$$N_D/(A_c f_{cm}) \leq 0.10 \text{ olması durumunda: } 0.40 EI_0$$

$$N_D/(A_c f_{cm}) \geq 0.40 \text{ olması durumunda: } 0.80 EI_0$$

değerleri kullanılmıştır. N_D 'nin ara değerleri için doğrusal enterpolasyon yapılarak çatlamış kesite ait eğilme rijitlikleri tüm sistem için tanımlanmıştır.

Tablo 4.2: Okul Binasının Doğal Titreşim Periyotları

Doğal Titreşim Periyodu		T_x (s)	T_y (s)	T_z (s)
	1	-	0.636	-
	2	-	-	0.590
	3	0.561	-	-
	4	-	0.203	-
	5	-	-	0.190
	6	0.175	-	-
	7	-	0.121	-
	8	-	-	0.115
	9	0.101	-	-

Tablo 4.3: Okul Binasının Etkin Kütle Oranları

Mod	Etkin Kütle Oranları(%)	
	X	Y
1	0	86.90
2	0	0
3	86.12	0
4	0	10.53
5	0	0
6	11	0
7	0	2.54
8	0	0
9	2.86	0

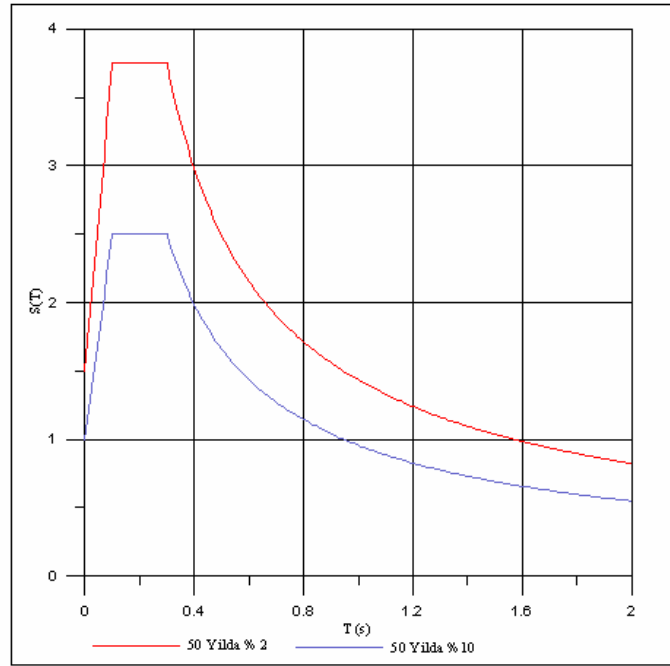
Bütün taşıyıcı sistem elemanlarının rijitlikleri tanımlandıktan sonra modal analiz yapıp her iki doğrultu için bulunan doğal titreşim periyotları T_x , T_y Tablo 4.1’de verilmiştir. Her iki deprem doğrultusuna ait etkin kütle oranları Tablo 4.2’de verilmiştir.

4.4 Kullanılan Yöntem

Yeni yapılacak binalar da deprem yüklerinin hesabı için tanımlanan ivme spektrumu 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan tasarım depremini esas almaktadır. Fakat bu depreme ek olarak mevcut binaların değerlendirilmesinde ve güçlendirme tasarımında kullanılmak üzere farklı deprem düzeyleri tanımlanmıştır (Şekil 4.2).

İncelenen yapı okul binası olduğu için minimum performans hedefi 50 yılda aşılma olasılığı % 10 olan deprem de hemen kullanım performans hedefini ve 50 yılda aşılma olasılığı % 2 olan deprem de ise can güvenliği performans hedefini sağlaması istenmektedir.

Öncelikle yapının X ve Y doğrultularındaki tasarım depremi altında kesit hasar bölgeleri belirlenmiş ve bu deprem etkisi altında hasarın kabul edilip edilemeyeceği ayrıntılı bir şekilde kontrol edilmiştir. Daha sonra 50 yılda aşılma olasılığı % 2 olan en büyük deprem için de benzer değerlendirme yapılmış ve iki performans hedefinin karşılaştırılması yapılmıştır.



Şekil 4.2: Farklı Deprem Etkileri İçin İvme Spektrumu

4.4.1 Doğrusal elastik hesap (Eşdeğer deprem yükü yöntemi)

Yapılan çalışmada öngörülen iki depremden öncelikle tasarım depremi göz önüne alınmıştır ve binanın hemen kullanım performans düzeyini sağlaması istendiği için tasarım depremi ivme spektrumu kullanılarak deprem yükleri hesaplanmıştır (Tablo 4.3). Deprem yüklerinin hesaplanmasında kullanılan formüllerdeki deprem yükü azaltma katsayısı $R_a=1$ ve bina önem katsayısı $I=1$ olarak alınmıştır. Ayrıca binanın yatay yükler altındaki analizinde ek dışmerkezlilik uygulanmamıştır. Söz konusu binanın kat sayısı ikiden fazla olduğu için birinci moda katkısı tüm bina kütlelerinden daha küçük olacağı için yönetmelikte de öngörüldüğü gibi deprem yükü $\lambda= 0.85$ ile

azaltılmıştır. Sistem bu deprem yükleri altında hesaplanarak tüm kesitlerdeki eğilme momentleri elde edilmiştir.

Tablo 4.4: Tasarım Depremine Göre Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yükleri

Kat	h_i (m)	H_i (m)	W_i (kN)	$W_i \times H_i$	F_{ix} (kN)	F_{iy} (kN)
2	3	9	3886	34977	3070	2775
1	3	6	3886	23318	1956	1769
Zemin	3	3	3886	11659	978	884
TOPLAM			11659	69953	6005	5428

4.4.1.1 Göreli kat ötelemelerinin kontrolü

X ve Y doğrultularında yapılan itme analizi sonucunda elde edilen göreli kat ötelemelerinin DBYBHY'07'de 7.5.3 ve Tablo 7.6' da "Hemen Kullanım" performans seviyesi için verilen 0.01 değerini ($(\delta_i)_{\max}/h = 0.01$) ve "Can Güvenliği" performans seviyesi için verilen 0.03 değerini ($(\delta_i)_{\max}/h = 0.03$) aşmaması gerekmektedir (Tablo 4.4 ve Tablo 4.5).

Tablo 4.5: Tasarım Depremi İçin Göreli Kat Ötelemeleri Kontrolü

X Deprem Doğrultusu				Y Deprem Doğrultusu			
Kat	$d_{i,\max}$ (m)	$\delta_{i,\max}$ (m)	$\delta_{i,\max}/h_i$	Kat	$d_{i,\max}$ (m)	$\delta_{i,\max}$ (m)	$\delta_{i,\max}/h_i$
2.Kat	0.059	0.016	0.005	2.Kat	0.068	0.018	0.006
1.Kat	0.043	0.024	0.008	1.Kat	0.051	0.028	0.009
Zemin	0.019	0.019	0.006	Zemin	0.023	0.023	0.008

Tablo 4.6: Şiddetli Deprem İçin Göreli Kat Ötelemeleri Kontrolü

X Deprem Doğrultusu				Y Deprem Doğrultusu			
Kat	$d_{i,\max}$ (m)	$\delta_{i,\max}$ (m)	$\delta_{i,\max}/h_i$	Kat	$d_{i,\max}$ (m)	$\delta_{i,\max}$ (m)	$\delta_{i,\max}/h_i$
2.Kat	0.089	0.024	0.008	2.Kat	0.102	0.027	0.009
1.Kat	0.065	0.036	0.012	1.Kat	0.076	0.041	0.014
Zemin	0.029	0.029	0.010	Zemin	0.035	0.035	0.012

4.4.1.2 Yapı elemanlarında hasar düzeylerinin belirlenmesi

Kolon ve kirişlerin eğilme kapasiteleri malzemelerin mevcut dayanım değerleri kullanılarak hesaplanmıştır. Okul binası DBYBHY'07 kurallarına uygun tasarlandığı için kolonların kirişlerden daha güçlü olma koşulu sağlanmıştır. Buna göre düğüm noktasındaki kirişler kolonlardan önce kapasite momentlerine ulaşacaklardır.

Tablo 4.7: X Deprem Doğrultusunda Kat Kirişlerinin Moment Kapasiteleri

X Deprem Doğrultusu					
Eleman	Kiriş Uçları	As (mm ²)	As' (mm ²)	Mr ⁺ (kNm)	Mr ⁻ (kNm)
K101	Sol Uç	951	1290	87.87	-119.20
K101	Sağ Uç	646	877	59.69	-81.03
K102	Sol Uç	646	877	59.69	-81.03
K102	Sağ Uç	830	1113	76.69	-102.84
K103	Sol Uç	830	1113	76.69	-102.84
K103	Sağ Uç	561	830	51.84	-76.69
K107	Sol Uç	830	1156	76.69	-106.81
K107	Sağ Uç	1167	2031	107.83	-187.66
K108	Sol Uç	1167	2031	107.83	-187.66
K108	Sağ Uç	1160	1987	107.18	-183.60
K109	Sol Uç	1160	1987	107.18	-183.60
K109	Sağ Uç	1145	1982	105.80	-183.14

Tablo 4.8: Y Deprem Doğrultusunda Kat Kirişlerinin Moment Kapasiteleri

Y Deprem Doğrultusu					
Eleman	Kiriş Uçları	As (mm ²)	As' (mm ²)	Mr ⁺ (kNm)	Mr ⁻ (kNm)
K125	Sol Uç	830	1366	76.69	-126.22
K125	Sağ Uç	1353	1720	125.02	-158.93
K126	Sol Uç	1350	1716	124.74	-158.56
K126	Sağ Uç	1350	1716	124.74	-158.56
K128	Sol Uç	1031	2383	95.26	-220.19
K128	Sağ Uç	1217	2338	112.45	-216.03
K129	Sol Uç	1214	2335	112.17	-215.75
K129	Sağ Uç	1214	2335	112.17	-215.75
K131	Sol Uç	830	1669	76.69	-154.22
K131	Sağ Uç	1179	2226	108.94	-205.68
K132	Sol Uç	1179	2226	108.94	-205.68
K132	Sağ Uç	1179	2226	108.94	-205.68
K134	Sol Uç	965	2243	89.17	-207.25
K134	Sağ Uç	1070	2222	98.87	-205.31
K135	Sol Uç	1070	2222	98.87	-205.31
K135	Sağ Uç	1070	2222	98.87	-205.31

Yapıdaki kirişlerin eğilme momenti kapasiteleri Denklem (3.6) ile hesaplanılmıştır. Bu kapasite hesabı, kirişlerdeki mevcut donatılar kullanılarak kirişin her iki ucu için negatif ve pozitif moment kapasitesi f_{ck} ve f_{yk} malzeme değerleri esas alınarak yapılmıştır (Tablo 4.6 ve Tablo 4.7). Fakat yapıdaki kiriş sayısının fazla olmasından dolayı bütün katlardaki kesitlerdeki donatıları ayrı ayrı modellemek yerine sadece zemin kat kirişlerindeki donatılar tanımlanmış ve bütün katlardaki donatıların aynı oldukları varsayılmıştır.

Kritik kolon kesitlerinin kesme kuvvetleri, yönetmelik bölüm 7.5.2 uyarınca verilen kurallara göre yapılmıştır. Kolonlarda 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 (4.1) ile hesaplanmıştır.

$$V_e = \frac{M_{\text{rafl}} + M_{\text{rişt}}}{l_n} \quad (4.1)$$

Kolonların sünek ve gevrek olarak sınıflandırılması için kesme kuvvetlerinin kontrolü yapılmıştır. Binadaki mevcut diğer kolonların da kesme kuvveti kapasiteleri hemen kullanım performans seviyesi için aşılmamıştır. Tablo 4.8 ve Tablo 4.9’de sadece zemin kat kolonları için elde edilen değerler yer almaktadır.

Tablo 4.9: X Deprem Doğrultusu Zemin Kat Kolonları İçin Tasarım Depremi Etkisi Altında Kesme Tahkiki

Eleman	$M_a(\text{kNm})$	$M_{ii}(\text{kNm})$	$V_e(\text{kN})$	$V_r(\text{kN})=V_c+V_w$
S ₁	103.50	59.60	65.24	257
S ₂	195.00	81.04	110.42	345
S ₃	99.00	102.84	80.74	257
S ₄	187.50	89.77	110.91	345
S ₅	255.00	53.41	123.36	345
S ₆	224.64	187.67	164.92	376
S ₇	220.80	183.60	161.76	376
S ₈	218.88	183.37	160.90	376

Tablo 4.10: Y Deprem Doğrultusu Zemin Kat Kolonları İçin Tasarım Depremi Etkisi Altında Kesme Tahkiki

Eleman	M _a (kNm)	M _ü (kNm)	V _e (kN)	V _r (kN)=V _c +V _w
S ₁	195.00	63.11	103.24	345
S ₂	121.50	110.10	92.64	257
S ₃	195.00	77.11	108.84	345
S ₄	126.00	103.63	91.85	257
S ₅	148.50	158.75	122.90	257
S ₆	403.20	215.89	247.64	464
S ₇	408.96	205.68	245.86	464
S ₈	391.68	205.32	238.80	464

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 (4.2) ile hesaplanmıştır. Her kat için kesme kuvvetine maruz olan kirişlerde sargılı durum için kontrol yapılmış ve kirişlerin kesme kuvveti kapasitelerinin aşılmadığı görülmüştür. Yani kirişlerin sünek kabul edilebileceği görülmüştür.

$$V_e = V_{dy} \pm \frac{(M_{pi} + M_{pj})}{l_n} \quad (4.2)$$

Tablo 4.11: X Deprem Doğrultusu Zemin Kat Kirişleri İçin Tasarım Depremi Etkisi Altında Kesme Tahkiki

X Deprem Doğrultusu -Zemin Kat						
Eleman	Kiriş Uçları	V _{dy} (kN)	M _r ⁻ (kNm)	M _r ⁺ (kNm)	$V_e = V_{dy} + \frac{(M_{ri} + M_{rj})}{l_n}$	V _r =V _c +V _w (kN)
K101	Sol Uç	30.42	119.20	87.87	71.41	345
K101	Sağ Uç	31.12	81.03	59.69	72.11	345
K102	Sol Uç	30.56	81.03	59.69	68.44	345
K102	Sağ Uç	30.97	102.84	76.69	68.85	345
K103	Sol Uç	30.88	102.84	76.69	66.58	345
K103	Sağ Uç	30.65	76.69	51.84	66.35	345
K107	Sol Uç	41.57	106.81	76.69	124.52	345
K107	Sağ Uç	52.31	187.66	107.83	135.26	345
K108	Sol Uç	47.25	187.66	107.83	156.45	345
K108	Sağ Uç	46.63	183.60	107.18	155.83	345
K109	Sol Uç	46.70	183.60	107.18	154.56	345
K109	Sağ Uç	47.05	183.14	105.80	154.91	345

Tablo 4.12: Y Deprem Doğrultusu Zemin Kat Kirişleri İçin Tasarım Depremi Etkisi Altında Kesme Tahkiki

Y Deprem Doğrultusu -Zemin Kat						
Eleman	Kiriş Uçları	V_{dy} (kN)	M_r^- (kNm)	M_r^+ (kNm)	$V_e = V_{dy} + \frac{(M_{ri} + M_{rj})}{l_n}$	$V_r = V_c + V_w$ (kN)
K125	Sol Uç	51.64	126.22	76.69	87.66	345
K125	Sağ Uç	58.55	158.93	125.02	94.57	345
K126	Sol Uç	22.15	158.56	124.74	121.94	345
K126	Sağ Uç	22.15	158.56	124.74	93.43	345
K128	Sol Uç	81.44	220.19	95.26	159.34	345
K128	Sağ Uç	85.27	216.03	112.45	163.17	345
K129	Sol Uç	31.43	215.75	112.17	200.65	345
K129	Sağ Uç	31.43	215.75	112.17	200.65	345
K131	Sol Uç	77.39	154.22	76.69	141.09	345
K131	Sağ Uç	89.31	205.68	108.94	153.01	345
K132	Sol Uç	31.43	205.68	108.94	189.65	345
K132	Sağ Uç	31.43	205.68	108.94	189.65	345
K134	Sol Uç	81.37	207.25	89.17	155.71	345
K134	Sağ Uç	85.33	205.31	98.87	159.67	345
K135	Sol Uç	31.43	205.31	98.87	189.36	345
K135	Sağ Uç	31.43	205.31	98.87	189.36	345

Kiriş ve kolonların etki/kapasite oranları (r), uygulanan deprem yönü dikkate alınarak, sadece deprem etkisi altında hesaplanan kesit eğilme momentinin kesitin artık eğilme momenti kapasitesine bölünmesi ile elde edilmiştir. Kesitlerin artık eğilme momenti kapasiteleri, kesitlerin eğilme momenti kapasiteleri ile düşey yükler altında bu kesitlerde hesaplanan eğilme momentlerinin farkları alınarak elde edilmiştir. Kiriş ve kolonlar için hesaplanan etki/kapasite oranlarının ilgili sınır değerler ile karşılaştırılması suretiyle bu elemanların kesit hasar bölgeleri belirlenmiştir. Yapıdaki kiriş ve kolon elemanlarında sarılma bölgesindeki enine donatı koşulları bakımından betonarme kolonlar yönetmelikte 3.3.4'ü ve betonarme kirişler yönetmelikte bölüm 3.4.4'ü sağladığından dolayı sargılanmış eleman oldukları kabul edilerek etki/kapasite oranlarının belirlenmesinde sargılı durum göz önüne alınmıştır.

Doğrusal elastik hesap yöntemleri ile betonarme sünek elemanların hasar düzeylerinin belirlenmesinde kiriş ve kolon elemanlarının kesitlerinin etki/kapasite (r) oranı olarak ifade edilen sayısal değerler kullanılmıştır (Tablo 4.12- 4.13- 4.14- 4.15).

Tablo 4.13: X Doğrultusunda Tasarım Depremi Sonucunda Oluşan Zemin Kat Kolonları Hasar Durumları

X Deprem Doğrultusu -Zemin Kat					
Eleman	$\frac{N_k}{A_c f_{cm}}$	Sargılama	$\frac{V_e}{b_w df_{ctm}}$	r_x	Hasar Bölgesi
S ₁ Alt Uç	0.12	Var	0.65	2.50	MH
S ₁ Üst Uç	0.16	Var	0.65	1.13	MH
S ₂ Alt Uç	0.14	Var	0.46	2.19	MH
S ₂ Üst Uç	0.14	Var	0.46	2.00	MH
S ₃ Alt Uç	0.14	Var	0.82	2.66	BH
S ₃ Üst Uç	0.14	Var	0.82	1.70	MH
S ₄ Alt Uç	0.14	Var	0.48	2.13	MH
S ₄ Üst Uç	0.14	Var	0.48	1.92	MH
S ₅ Alt Uç	0.20	Var	0.38	1.49	MH
S ₅ Üst Uç	0.21	Var	0.38	1.22	MH
S ₆ Alt Uç	0.14	Var	1.01	2.83	BH
S ₆ Üst Uç	0.15	Var	1.01	1.44	MH
S ₇ Alt Uç	0.13	Var	1.02	2.94	BH
S ₇ Üst Uç	0.13	Var	1.02	1.59	MH
S ₈ Alt Uç	0.13	Var	1.01	2.95	BH
S ₈ Üst Uç	0.13	Var	1.01	1.60	MH

Tablo 4.14: Y Doğrultusunda Tasarım Depremi Sonucunda Oluşan Zemin Kat Kolonları Hasar Durumları

Y Deprem Doğrultusu -Zemin Kat					
Eleman	$\frac{N_k}{A_c f_{cm}}$	Sargılama	$\frac{V_e}{b_w df_{ctm}}$	r_y	Hasar Bölgesi
S ₁ Alt Uç	0.10	Var	0.42	2.58	MH
S ₁ Üst Uç	0.11	Var	0.42	2.05	MH
S ₂ Alt Uç	0.17	Var	0.93	3.03	BH
S ₂ Üst Uç	0.19	Var	0.93	1.63	MH
S ₃ Alt Uç	0.17	Var	0.48	2.31	MH
S ₃ Üst Uç	0.17	Var	0.48	1.86	MH
S ₄ Alt Uç	0.17	Var	0.92	3.05	BH
S ₄ Üst Uç	0.19	Var	0.92	1.64	MH
S ₅ Alt Uç	0.17	Var	1.06	2.63	BH
S ₅ Üst Uç	0.18	Var	1.06	1.97	BH
S ₆ Alt Uç	0.16	Var	0.79	2.68	BH
S ₆ Üst Uç	0.17	Var	0.79	2.16	BH
S ₇ Alt Uç	0.16	Var	0.77	2.64	BH
S ₇ Üst Uç	0.17	Var	0.77	2.11	BH
S ₈ Alt Uç	0.16	Var	0.77	2.69	BH
S ₈ Üst Uç	0.16	Var	0.77	2.19	BH

Tablo 4.15: X Doğrultusunda Tasarım Depremi Sonucunda Oluşan Zemin Kat Kirişleri Hasar Durumları

X Deprem Doğrultusu -Zemin Kat						
Eleman	Kiriş Uçları	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b}$	Sargılama	$\frac{V_e}{b_w df_{ctm}}$	r_x	Hasar Bölgesi
K101	Sol Uç	-0.06	Var	0.47	2.09	MH
K101	Sağ Uç	-0.04	Var	0.47	4.77	BH
K102	Sol Uç	-0.04	Var	0.44	1.59	MH
K102	Sağ Uç	-0.05	Var	0.45	4.17	BH
K103	Sol Uç	-0.05	Var	0.44	1.92	MH
K103	Sağ Uç	-0.05	Var	0.44	5.36	BH
K107	Sol Uç	-0.06	Var	0.68	2.83	MH
K107	Sağ Uç	-0.16	Var	0.74	2.23	MH
K108	Sol Uç	-0.16	Var	0.85	2.87	BH
K108	Sağ Uç	-0.15	Var	0.85	2.61	MH
K109	Sol Uç	-0.15	Var	0.84	2.85	BH
K109	Sağ Uç	-0.15	Var	0.84	2.59	MH

Tablo 4.16: Y Doğrultusunda Tasarım Depremi Sonucunda Oluşan Zemin Kat Kirişleri Hasar Durumları

Y Deprem Doğrultusu -Zemin Kat						
Eleman	Kiriş Uçları	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b}$	Sargılama	$\frac{V_e}{b_w df_{ctm}}$	r_y	Hasar Bölgesi
K125	Sol Uç	-0.10	Var	0.56	1.44	MH
K125	Sağ Uç	-0.07	Var	0.59	3.40	BH
K126	Sol Uç	-0.07	Var	0.81	2.07	MH
K126	Sağ Uç	-0.07	Var	0.61	3.54	BH
K128	Sol Uç	-0.24	Var	0.87	2.03	MH
K128	Sağ Uç	-0.20	Var	0.89	2.11	MH
K129	Sol Uç	-0.20	Var	1.09	2.77	BH
K129	Sağ Uç	-0.20	Var	1.09	2.07	MH
K131	Sol Uç	-0.15	Var	0.77	1.98	MH
K131	Sağ Uç	-0.19	Var	0.83	2.12	MH
K132	Sol Uç	-0.19	Var	1.03	2.89	BH
K132	Sağ Uç	-0.19	Var	1.03	2.27	MH
K134	Sol Uç	-0.23	Var	0.85	2.11	MH
K134	Sağ Uç	-0.21	Var	0.87	2.28	MH
K135	Sol Uç	-0.21	Var	1.03	3.03	BH
K135	Sağ Uç	-0.21	Var	1.03	2.19	MH

4.4.1.3 Yapı elemanlarında kolon-kiriş birleşim bölgeleri

DBYBHY'07'in 7.5.2.6 maddesi uyarınca betonarme kolon-kiriş birleşimlerinde tüm sınır durumları için birleşime etki eden ve yönetmelik denklem (3.11)'den hesaplanacak kesme kuvvetlerinin yönetmelik bölüm 3.5.2.2'de verilen kesme dayanımlarını aşmadığı aşağıdaki Tablo 4.16 ve Tablo 4.17'da gösterilmiştir. “Hemen Kullanım” ve “Can Güvenliği” performans seviyeleri için yapılan kolon, kiriş kesme kuvveti ve birleşim bölgeleri tahkikleri ayrı ayrı yapılmış ve her iki durum için de sağladığı görülmüştür. Tablolarda sadece zemin kat kolonlarının “Hemen Kullanım” performans seviyesi için her iki deprem doğrultusunda kontrolleri gösterilmiştir.

Tablo 4.17: X Doğrultusundaki Tasarım Depremi Etkisi Altında Kolon Birleşim Bölgesi Kesme Kuvveti Kontrolü

	X Deprem Doğrultusu -Zemin Kat		
Eleman	V_{kolx} (kN)	$V_{ex}=1.25f_{ym}(A_{s1}+A_{s2})-V_{kolx}$ (kN)	$0.45bh f_{cm}$ (kN)
S ₁	107.94	153.59	1125
S ₂	102.29	316.54	675
S ₃	170.29	364.04	1125
S ₄	100.74	359.61	675
S ₅	84.49	233.41	1350
S ₆	276.10	603.35	2160
S ₇	289.43	588.10	2160
S ₈	292.45	568.85	2160

Tablo 4.18: Y Doğrultusundaki Tasarım Depremi Etkisi Altında Kolon Birleşim Bölgesi Kesme Kuvveti Kontrolü

	Y Deprem Doğrultusu - Zemin Kat		
Eleman	V_{koly} (kN)	$V_{ey}=1.25f_{yk}(A_{s1}+A_{s2})-V_{koly}$ (kN)	$0.45bh f_{cm}$ (kN)
S ₁	76.19	295.89	675
S ₂	124.80	530.53	1350
S ₃	81.05	531.10	1350
S ₄	124.55	492.28	1350
S ₅	210.61	633.37	1125
S ₆	235.11	741.69	1620
S ₇	228.87	707.51	1620
S ₈	234.18	671.12	1620

4.4.1.4 Bulunan performans noktalarında hasar kontrolü

Eşdeğer deprem yükü yöntemine göre doğrusal analizi yapılan okul binasının, 50 yılda aşılma olasılığı % 10 olan tasarım depreminde hemen kullanım performans düzeyini sağlayacak şekilde karşılaması istenmektedir. Tasarım depremi için X ve Y doğrultularında deprem yükü azaltma katsayısı $R_a=1$ alınarak analiz yapılmış ve oluşan hasar durumları Tablo 4.18’de kolon ve kirişler için verilmiştir. Hasar oranları eleman bazında değil kesit bazında değerlendirilmiştir.

Tablo 4.19: Tasarım Depremi Etkisinde X ve Y Doğrultusunda Kiriş ve Kolonların Hasar Durumları

		MHB	BHB	İHB	GB	Yönetmelik Sınırı (%)
X Doğrultusu	Kirişler (%)	2.Kat	100	0	0	10
		1.Kat	75	25	0	
		Zemin Kat	58	42	0	
	Kolonlar (%)	2.Kat	100	0	0	-
		1.Kat	100	0	0	
		Zemin Kat	71	29	0	
Y Doğrultusu	Kirişler (%)	2.Kat	100	0	0	10
		1.Kat	100	0	0	
		Zemin Kat	74	26	0	
	Kolonlar (%)	2.Kat	79	21	0	-
		1.Kat	57	43	0	
		Zemin Kat	39	61	0	

Tablo 4.18’den anlaşıldığı gibi X doğrultusunda zemin katta kirişlerin ve kolonların bir kısmı minimum hasar bölgesini geçmiştir. Aynı durum Y doğrultusunda da mevcuttur.

Hemen kullanım performans düzeyinin sağlanabilmesi için hesap yapılan her bir deprem doğrultusunda kirişlerin en fazla % 10 u belirgin hasar bölgesine geçebilir ve diğer taşıyıcı sistem elemanlarının tamamının minimum hasar bölgesinde kalması gerekmektedir. İncelenen yapıda X ve Y doğrultuları için bu oran aşılmaktadır ve dolayısıyla 50 yılda aşılma olasılığı % 10 olan tasarım depremi etkisi altında hemen kullanım performans düzeyi sağlanmamıştır.

Tablo 4.20: Şiddetli Deprem Etkisinde X ve Y Doğrultusunda Kiriş ve Kolonların Hasar Durumları

						Yönetmelik Sınırı (%)	
		MHB	BHB	İHB	GB		
X Doğrultusu	Kirişler (%)	2.Kat	92	8	0	0	30
		1.Kat	34	58	8	0	
		Zemin Kat	17	67	16	0	
	Kolonlar (%)	2.Kat	71	29	0	0	Bir Kısım
		1.Kat	35	65	0	0	
		Zemin Kat	50	50	0	0	
Y Doğrultusu	Kirişler (%)	2.Kat	100	0	0	0	30
		1.Kat	63	37	0	0	
		Zemin Kat	9	91	0	0	
	Kolonlar (%)	2.Kat	33	57	10	0	Bir Kısım
		1.Kat	6	94	0	0	
		Zemin Kat	14	86	0	0	

Tablo 4.19’den anlaşıldığı gibi X doğrultusunda zemin katta ve 1. kattaki kirişlerin bir kısmı ileri hasar bölgesini geçmiştir. Aynı durum Y doğrultusunda da mevcuttur.

Can güvenliği performans düzeyinin sağlanabilmesi için hesap yapılan her bir deprem doğrultusunda kirişlerin en fazla % 30 u belirgin hasar bölgesine geçebilir. İleri hasar bölgesindeki kolonların ise kattaki bütün kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetine toplam katkısı % 20’nin altında olmalıdır. En üst kattaki ileri hasar bölgesindeki kolonların kesme kuvvetleri toplamının, o kattaki tüm kolonların kesme kuvvetlerinin toplamına oranı en fazla % 40 olmalıdır.

Bu sınır şartlara göre 50 yılda aşılma olasılığı % 2 olan şiddetli deprem etkisi altında can güvenliği performans düzeyi sağlanmıştır.

4.4.2 Doğrusal elastik hesap (Mod birleştirme yöntemi)

Mod birleştirme yöntemi ile hesapta, eşdeğer deprem yükü yönteminde olduğu gibi deprem yükü azaltma katsayısı ($R_a=1$) ve bina önem katsayısı da uygulanmamıştır ($I=1$).Uygulanan deprem doğrultusu ve yönü ile uyumlu eleman iç kuvvetlerinin ve kapasitelerinin hesabında, bu doğrultuda hakim olan modda elde edilen iç kuvvet doğrultuları esas alınmıştır. Mod birleştirme yöntemini uygularken sayısal çözümde Elastik İvme Spektrumuna ihtiyaç vardır.

4.4.2.1 Elastik ivme spektrumu

Herhangi bir n'inci titreşim modunda göz önüne alınacak ivme spektrumu ordinatları Denklem (3.18) ile belirlenmiştir.

Yerel Zemin Sınıfı Z1 için Karakteristik Periyotlar $T_A=0.10s$ ve $T_B=0.30s$

4.4.2.2 Göreli kat ötelemelerinin kontrolü

DBYBHY'07'nin bölüm 2.8.4'de göreli kat ötelemelerinin her titreşim modu için hesaplanan ve eşzamanlı olmayan maksimum katkıların istatistiksel olarak birleştirilmesi için yer alan kurala göre okul binasının periyot oranlarının 0.80'den büyük olması dolayısıyla maksimum mod katkılarının birleştirilmesi için tam karesel birleştirme (CQC) kuralı uygulanmıştır. X ve Y doğrultularında yapılan itme analizi sonucunda elde edilen göreli kat ötelemelerinin DBYBHY'07'nin bölüm 7.5.3 ve Tablo 7.6' da "Hemen Kullanım" performans seviyesi için verilen 0.01 değerini $((\delta_i)_{\max}/h = 0.01)$ ve "Can Güvenliği" performans seviyesi için verilen 0.03 değerini $((\delta_i)_{\max}/h = 0.03)$ aşmaması gerekmektedir. (Tablo 4.20-4.21)

Tablo 4.21: Tasarım Depremi İçin Göreli Kat Ötelemeleri Kontrolü

X Deprem Doğrultusu				Y Deprem Doğrultusu			
Kat	$d_{i,\max}$ (m)	$\delta_{i,\max}$ (m)	$\delta_{i,\max}/h_i$	Kat	$d_{i,\max}$ (m)	$\delta_{i,\max}$ (m)	$\delta_{i,\max}/h_i$
2.Kat	0.059	0.015	0.005	2.Kat	0.069	0.017	0.006
1.Kat	0.044	0.024	0.008	1.Kat	0.052	0.028	0.009
Zemin	0.020	0.020	0.007	Zemin	0.024	0.024	0.008

Tablo 4.22: Şiddetli Deprem İçin Göreli Kat Ötelemeleri Kontrolü

X Deprem Doğrultusu				Y Deprem Doğrultusu			
Kat	$d_{i,\max}$ (m)	$\delta_{i,\max}$ (m)	$\delta_{i,\max}/h_i$	Kat	$d_{i,\max}$ (m)	$\delta_{i,\max}$ (m)	$\delta_{i,\max}/h_i$
2.Kat	0.089	0.023	0.008	2.Kat	0.103	0.026	0.009
1.Kat	0.066	0.036	0.012	1.Kat	0.078	0.042	0.014
Zemin	0.030	0.030	0.010	Zemin	0.036	0.036	0.012

4.4.2.3 Yapı elemanlarında hasar düzeylerinin belirlenmesi

Doğrusal elastik hesap yöntemleri ile betonarme sünek elemanların hasar düzeylerinin belirlenmesinde kiriş ve kolon elemanlarının kesitlerinin etki/kapasite (r) olarak ifade edilen sayısal değerler kullanılmıştır.

Yapıdaki kirişlerin eğilme momenti kapasiteleri Denklem (3.6) ile hesaplanmıştır. Bu kapasite hesabı, kirişlerdeki mevcut donatılar kullanılarak kirişin her iki ucu için negatif ve pozitif moment kapasitesi şeklinde yapılmıştır. Fakat yapıdaki kiriş sayısının fazla olmasından dolayı bütün katlardaki kesitlerdeki donatıları ayrı ayrı modellemek yerine sadece zemin kat kirişlerindeki donatılar tanımlanmış ve bütün katlardaki donatıların aynı oldukları varsayılmıştır (Tablo 4.6 ve Tablo 4.7).

Kritik kolon kesitlerinin kesme kuvvetleri, yönetmelik bölüm 7.5.2 uyarınca verilen kurallara göre hesap edilmiştir. Kolonlarda 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 (4.1) ile hesaplanmıştır.

Kolonların sünek ve gevrek olarak sınıflandırılması için Tablo 4.8 ve Tablo 4.9’da kesme kuvvetlerinin kontrolü yapılmıştır. Yapıdaki mevcut diğer kolonların da kesme kuvveti kapasiteleri hemen kullanım performans seviyesi için aşılmamıştır. Tablo 4.8 ve Tablo 4.9’da sadece zemin kat kolonları için elde edilen değerler yer almaktadır.

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 (4.2) ile hesaplanmıştır. Her kat için kesme kuvvetine maruz olan kirişlerde sargılı durum için kontrol yapılmış ve kirişlerin kesme kuvveti kapasitelerinin aşılmadığı görülmüştür. (Tablo 4.10-Tablo 4.11)

Kiriş ve kolonların etki/kapasite oranları (r), uygulanan deprem yönü dikkate alınarak, sadece deprem etkisi altında hesaplanan kesit eğilme momentinin kesitin artık eğilme momenti kapasitesine bölünmesi ile elde edilmiştir. Kesitlerin artık eğilme momenti kapasiteleri, kesitlerin eğilme momenti kapasiteleri ile düşey yükler altında bu kesitlerde hesaplanan eğilme momentlerinin farkları alınarak elde edilmiştir. Kiriş ve kolonlar için hesaplanan etki/kapasite oranlarının ilgili sınır değerler ile karşılaştırılması suretiyle bu elemanların kesit hasar bölgeleri belirlenmiştir.

Tablo 4.23: X Doğrultusunda Tasarım Depremi Sonucunda Oluşan Zemin Kat Kolonları Hasar Durumları

X Deprem Doğrultusu -Zemin Kat					
Eleman	$\frac{N_k}{A_c f_{cm}}$	Sargılama	$\frac{V_e}{b_w d f_{ctm}}$	r_x	Hasar Bölgesi
S ₁ Alt Uç	0.12	Var	0.67	2.53	MH
S ₁ Üst Uç	0.15	Var	0.67	1.22	MH
S ₂ Alt Uç	0.15	Var	0.47	2.18	MH
S ₂ Üst Uç	0.15	Var	0.47	1.99	MH
S ₃ Alt Uç	0.14	Var	0.84	2.75	BH
S ₃ Üst Uç	0.14	Var	0.84	1.78	MH
S ₄ Alt Uç	0.14	Var	0.49	2.20	MH
S ₄ Üst Uç	0.14	Var	0.49	1.99	MH
S ₅ Alt Uç	0.20	Var	0.39	1.47	MH
S ₅ Üst Uç	0.21	Var	0.39	1.27	MH
S ₆ Alt Uç	0.14	Var	1.04	2.93	BH
S ₆ Üst Uç	0.15	Var	1.04	1.52	MH
S ₇ Alt Uç	0.13	Var	1.05	3.04	BH
S ₇ Üst Uç	0.13	Var	1.05	1.68	MH
S ₈ Alt Uç	0.13	Var	1.04	3.05	BH
S ₈ Üst Uç	0.13	Var	1.04	1.71	MH

Tablo 4.24: Y Doğrultusunda Tasarım Depremi Sonucunda Oluşan Zemin Kat Kolonları Hasar Durumları

Y Deprem Doğrultusu -Zemin Kat					
Eleman	$\frac{N_k}{A_c f_{cm}}$	Sargılama	$\frac{V_e}{b_w d f_{ctm}}$	r_y	Hasar Bölgesi
S ₁ Alt Uç	0.10	Var	0.43	2.69	MH
S ₁ Üst Uç	0.11	Var	0.43	2.18	MH
S ₂ Alt Uç	0.17	Var	0.96	3.18	BH
S ₂ Üst Uç	0.19	Var	0.96	1.79	MH
S ₃ Alt Uç	0.17	Var	0.49	2.41	MH
S ₃ Üst Uç	0.17	Var	0.49	1.98	MH
S ₄ Alt Uç	0.17	Var	0.95	3.19	BH
S ₄ Üst Uç	0.18	Var	0.95	1.80	MH
S ₅ Alt Uç	0.17	Var	1.10	2.76	BH
S ₅ Üst Uç	0.18	Var	1.10	2.09	BH
S ₆ Alt Uç	0.16	Var	0.81	2.81	BH
S ₆ Üst Uç	0.17	Var	0.81	2.28	BH
S ₇ Alt Uç	0.16	Var	0.79	2.76	BH
S ₇ Üst Uç	0.17	Var	0.79	2.24	BH
S ₈ Alt Uç	0.16	Var	0.79	2.82	BH
S ₈ Üst Uç	0.16	Var	0.79	2.32	BH

Yapıdaki kiriş ve kolon elemanlarında sarılma bölgesindeki enine donatı koşulları bakımından betonarme kolonlar yönetmelikte 3.3.4'ü ve betonarme kirişler yönetmelikte bölüm 3.4.4'ü sağladığından dolayı sargılanmış eleman oldukları kabul edilerek etki/kapasite oranlarının belirlenmesinde sargılı durum göz önüne alınmıştır.

Tablo 4.25: X Doğrultusunda Tasarım Depremi Sonucunda Oluşan Zemin Kat Kirişleri Hasar Durumları

X Deprem Doğrultusu -Zemin Kat						
Eleman	Kiriş Uçları	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b}$	Sargılama	$\frac{V_e}{b_w df_{ctm}}$	r_x	Hasar Bölgesi
K101	Sol Uç	-0.06	Var	0.47	2.13	MH
K101	Sağ Uç	-0.04	Var	0.47	4.85	BH
K102	Sol Uç	-0.04	Var	0.44	1.61	MH
K102	Sağ Uç	-0.05	Var	0.45	4.23	BH
K103	Sol Uç	-0.05	Var	0.44	1.96	MH
K103	Sağ Uç	-0.05	Var	0.44	5.43	BH
K107	Sol Uç	-0.06	Var	0.68	2.88	MH
K107	Sağ Uç	-0.16	Var	0.74	2.27	MH
K108	Sol Uç	-0.16	Var	0.85	2.93	BH
K108	Sağ Uç	-0.15	Var	0.85	2.66	MH
K109	Sol Uç	-0.15	Var	0.84	2.91	BH
K109	Sağ Uç	-0.15	Var	0.84	2.64	MH

Tablo 4.26: Y Doğrultusunda Tasarım Depremi Sonucunda Oluşan Zemin Kat Kirişleri Hasar Durumları

Y Deprem Doğrultusu -Zemin Kat						
Eleman	Kiriş Uçları	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b}$	Sargılama	$\frac{V_e}{b_w df_{ctm}}$	r_y	Hasar Bölgesi
K125	Sol Uç	-0.10	Var	0.56	1.47	MH
K125	Sağ Uç	-0.07	Var	0.59	3.47	BH
K126	Sol Uç	-0.07	Var	0.81	2.12	MH
K126	Sağ Uç	-0.07	Var	0.61	3.62	BH
K128	Sol Uç	-0.24	Var	0.87	2.08	MH
K128	Sağ Uç	-0.20	Var	0.89	2.15	MH
K129	Sol Uç	-0.20	Var	1.09	2.83	BH
K129	Sağ Uç	-0.20	Var	1.09	2.12	MH
K131	Sol Uç	-0.15	Var	0.77	2.02	MH
K131	Sağ Uç	-0.19	Var	0.83	2.17	MH
K132	Sol Uç	-0.19	Var	1.03	2.95	BH
K132	Sağ Uç	-0.19	Var	1.03	2.32	MH
K134	Sol Uç	-0.23	Var	0.85	2.16	MH
K134	Sağ Uç	-0.21	Var	0.87	2.33	MH
K135	Sol Uç	-0.21	Var	1.03	3.10	BH
K135	Sağ Uç	-0.21	Var	1.03	2.23	MH

4.4.2.4 Yapı elemanlarında kolon-kiriş birleşim bölgeleri

DBYBHY'07'nin 7.5.2.6 maddesi uyarınca betonarme kolon-kiriş birleşimlerinde tüm sınır durumları için birleşime etki eden ve yönetmelik denklem (3.11)'den hesaplanacak kesme kuvvetlerinin yönetmelik 3.5.2.2'de verilen kesme dayanımlarını aşmadığı aşağıdaki Tablo 4.26 ve Tablo 4.27'de gösterilmiştir. “Hemen Kullanım” ve “Can Güvenliği” performans seviyeleri için yapılan kolon, kiriş kesme kuvveti ve birleşim bölgeleri tahkikleri ayrı ayrı yapılmış ve her iki durum için de sağladığı görülmüştür. Tablolarda sadece zemin kat kolonlarının “Hemen Kullanım” performans seviyesi için her iki deprem doğrultusunda kontrolleri gösterilmiştir.

Tablo 4.27: X Doğrultusundaki Tasarım Depremi Etkisi Altında Kolon Birleşim Bölgesi Kesme Kuvveti Kontrolü

	X Deprem Doğrultusu -Zemin Kat		
Eleman	V_{kolx} (kN)	$V_{ex}=1.25f_{ym}(A_{s1}+A_{s2})-V_{kolx}$ (kN)	$0.45bh f_{cm}$ (kN)
S ₁	111.27	150.26	1125
S ₂	105.55	313.28	675
S ₃	174.23	360.10	1125
S ₄	103.96	356.39	675
S ₅	87.41	230.49	1350
S ₆	284.23	595.22	2160
S ₇	297.65	579.88	2160
S ₈	300.65	560.65	2160

Tablo 4.28: Y Doğrultusundaki Tasarım Depremi Etkisi Altında Kolon Birleşim Bölgesi Kesme Kuvveti Kontrolü

	Y Deprem Doğrultusu -Zemin Kat		
Eleman	V_{koly} (kN)	$V_{ey}=1.25f_{yk}(A_{s1}+A_{s2})-V_{koly}$ (kN)	$0.45bh f_{cm}$ (kN)
S ₁	77.97	294.11	675
S ₂	129.50	525.83	1350
S ₃	82.96	529.19	1350
S ₄	129.25	487.58	1350
S ₅	215.61	628.37	1125
S ₆	240.53	736.27	1620
S ₇	234.22	702.16	1620
S ₈	239.55	665.75	1620

4.4.2.5 Bulunan performans noktalarında hasar kontrolü

Mod birleştirme yöntemine göre doğrusal analizi yapılan okul binasının, 50 yılda asılma olasılığı % 10 olan tasarım depreminde hemen kullanım performans düzeyini sağlayacak şekilde karşılaması istenmektedir. Tasarım depremi için X ve Y doğrultularında deprem yükü azaltma katsayısı $R_a=1$ alınarak analiz yapılmış ve oluşan hasar durumları Tablo 4.28’de kolon ve kirişler için verilmiştir. Hasar oranları eleman bazında değil kesit bazında değerlendirilmiştir.

Tablo 4.29: Tasarım Depremi Etkisinde X ve Y Doğrultusunda Kiriş ve Kolonların Hasar Durumları

						Yönetmelik Sınırı (%)	
		MHB	BHB	İHB	GB		
X Doğrultusu	Kirişler (%)	2.Kat	100	0	0	10	
		1.Kat	75	25	0		0
		Zemin Kat	58	42	0		0
	Kolonlar (%)	2.Kat	100	0	0	-	
		1.Kat	100	0	0		0
		Zemin Kat	71	29	0		0
Y Doğrultusu	Kirişler (%)	2.Kat	100	0	0	10	
		1.Kat	100	0	0		0
		Zemin Kat	74	26	0		0
	Kolonlar (%)	2.Kat	75	25	0	-	
		1.Kat	52	48	0		0
		Zemin Kat	39	61	0		0

Tablo 4.28’den anlaşıldığı gibi X doğrultusunda zemin katta kirişlerin ve kolonların bir kısmı minimum hasar bölgesini geçmiştir. Aynı durum Y doğrultusunda da mevcuttur.

Hemen kullanım performans düzeyinin sağlanabilmesi için hesap yapılan her bir deprem doğrultusunda kirişlerin en fazla % 10 u belirgin hasar bölgesine geçebilir ve diğer taşıyıcı sistem elemanlarının tamamının minimum hasar bölgesinde kalması gerekmektedir. İncelenen yapıda X ve Y doğrultuları için bu oran aşılmaktadır ve dolayısıyla 50 yılda asılma olasılığı % 10 olan tasarım depremi etkisi altında hemen kullanım performans düzeyi sağlanmamıştır.

Tablo 4.30: Şiddetli Deprem Etkisinde X ve Y Doğrultusunda Kiriş ve Kolonların Hasar Durumları

		MHB	BHB	İHB	GB	Yönetmelik Sınırı (%)
X Doğrultusu	2.Kat	92	8	0	0	30
	Kirişler (%) 1.Kat	33	58	9	0	
	Zemin Kat	17	66	17	0	
	2.Kat	71	29	0	0	Bir Kısım
	Kolonlar (%) 1.Kat	25	75	0	0	
	Zemin Kat	43	57	0	0	
Y Doğrultusu	2.Kat	100	0	0	0	30
	Kirişler (%) 1.Kat	59	41	0	0	
	Zemin Kat	9	91	0	0	
	2.Kat	28	63	9	0	Bir Kısım
	Kolonlar (%) 1.Kat	5	95	0	0	
	Zemin Kat	5	95	0	0	

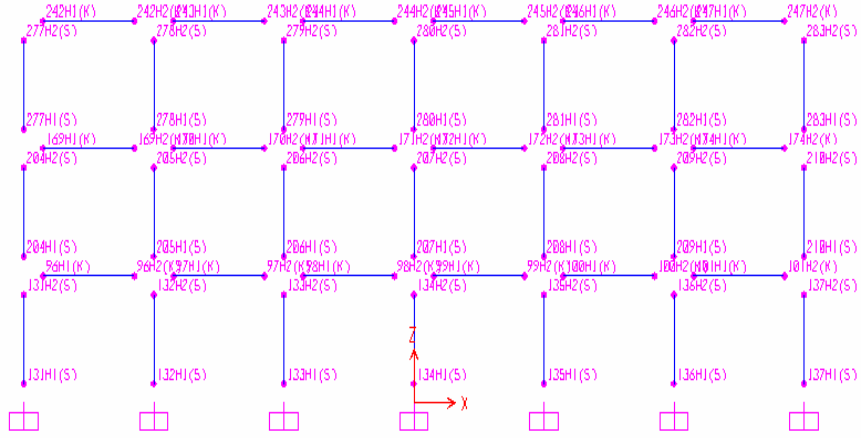
Tablo 4.29'dan anlaşıldığı gibi X doğrultusunda zemin katta ve 1. kattaki kirişlerin bir kısmı ileri hasar bölgesini geçmiştir. Aynı durum Y doğrultusunda da mevcuttur.

Can güvenliği performans düzeyinin sağlanabilmesi için hesap yapılan her bir deprem doğrultusunda kirişlerin en fazla % 30 u belirgin hasar bölgesine geçebilir. İleri hasar bölgesindeki kolonların ise kattaki bütün kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetine toplam katkısı % 20'nin altında olmalıdır. En üst kattaki ileri hasar bölgesindeki kolonların kesme kuvvetleri toplamının, o kattaki tüm kolonların kesme kuvvetlerinin toplamına oranı en fazla % 40 olmalıdır.

Bu sınır şartlara göre 50 yılda aşılma olasılığı % 2 olan şiddetli deprem etkisi altında can güvenliği performans düzeyi sağlanmıştır.

5. DOĞRUSAL ELASTİK OLMAYAN YÖNTEMLE PERFORMANS DEĞERLENDİRİLMESİ

Doğrusal elastik olmayan yöntemle performans değerlendirilmesinde kullanılan yapı bölüm 4 de verilen okul binasıdır yapı bilgileri bölüm 4.1’de verilmiştir. Bütün taşıyıcı sistem elemanlarının rijitlikleri bölüm 4.3’de anlatıldığı gibi belirlenmiştir. Bölüm 3.3.1.b maddesinde anlatıldığı gibi tanımlanan plastik mafsallar, kolon ve kiriş uçlarına yerleştirilmiştir. Şekil 5.1 de kolon ve kiriş uçlarına kabul edilen olası plastik mafsallar ve isimleri gösterilmiştir.



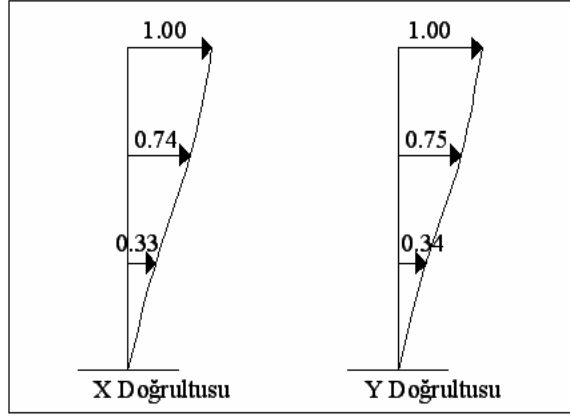
Şekil 5.1: Kolon ve Kiriş Uçlarındaki Olası Plastik Mafsallar

5.1 Doğrusal Elastik Olmayan Hesap (Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi)

Artımsal itme analizinden önce, kütlelerle uyumlu olan düşey yüklerin ($G+0.6Q$) göz önüne alındığı bir doğrusal olmayan taşıyıcı sistem çözümü yapılmıştır. Bu analizin sonuçları artımsal itme analizinin başlangıç koşulları olarak kabul edilmiştir. Bir yapı sisteminin artan yükler altındaki hesabı aşağıdaki şekilde yapılmıştır:

Düşey yükler etkitildikten sonra, artan yatay yükler için hesap yapılmış ve güç tükenme yükü bulunmuştur.

Eşdeğer deprem yükü dağılımı, taşıyıcı sistemdeki plastik kesitlerin oluşumlarından bağımsız biçimde sabit kaldığı varsayımı yapılarak, analizin başlangıç adımında doğrusal elastik davranış için hesaplanan birinci doğal titreşim mod şekli genliği ile ilgili kütlenin çarpımından elde edilen değerle orantılı olacak şekilde tanımlanmıştır.



Şekil 5.2: X ve Y Doğrultusu Birinci Titreşim Mod Şekli Genliği

Eşdeğer deprem yükündeki kuvvetler, sadece göz önüne alınan deprem doğrultusundaki kuvvetlerden oluşur. İncelenen yapı sistem modeli üç boyutlu olduğu için iki doğrultuda bu kuvvetler göz önüne alınmıştır. Bu aşamada, yapı sisteminin her iki deprem doğrultusundaki etkin moda ait özellikler elde edilmiştir (Şekil 5.2). Statik itme analizine, başlangıçta verilen bir yatay yer değiştirme değerine kadar devam edilmiştir.

Uygulanan yatay yükler sonucunda yapı şekil değiştirme yapmakta ve plastik mafsallar oluşmaya başlamaktadır. Bu işlem yapı mekanizma durumuna gelene kadar, belirlenen maksimum şekil değiştirmeye ulaşana kadar veya yapıdaki herhangi bir eleman göçme durumuna gelinceye kadar devam etmiştir. Yapılan analiz sonucunda, her bir ötelenme adımı için binanın karşıladığı taban kesme kuvveti ile yapının tepe noktası yer değiştirmesi değerleri hesaplanır.

Analizin sona erdiği noktadaki yatay kuvvet binanın taşıyabildiği maksimum taban kesme kuvvetine ve oluşabilecek maksimum yer değiştirmeye karşılık gelmektedir.

Performans değerlendirmesi 50 yılda aşılma olasılığı % 50 olan hafif şiddetli depremi, 50 yılda aşılma olasılığı % 10 olan tasarım depremi ve 50 yılda aşılma olasılığı % 2 olan maksimum deprem etki seviyeleri için yapılacaktır.

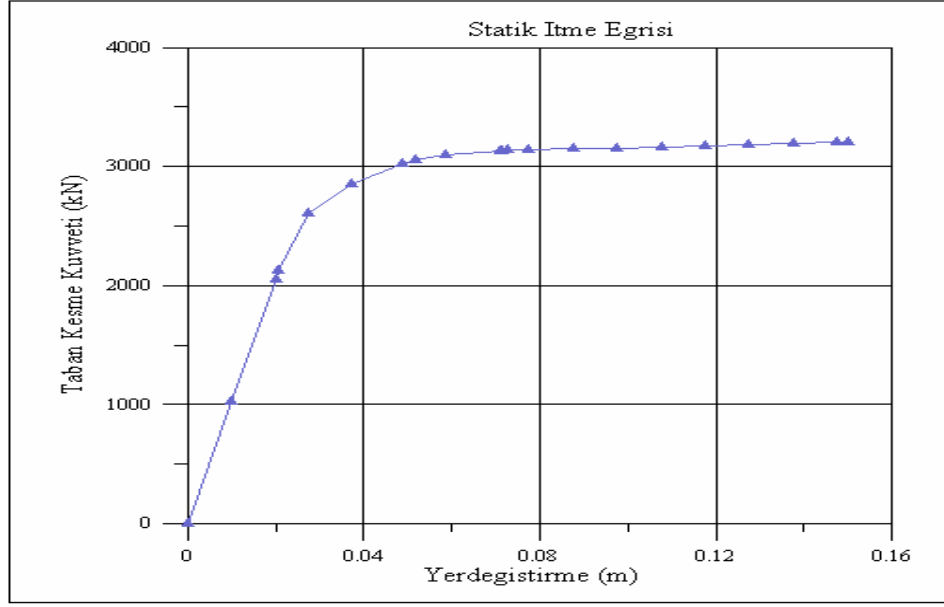
İncelenen yapı okul binası olması nedeniyle performans değerlendirmesi yapılırken 50 yılda aşılma olasılığı % 10 olan tasarım depreminde hemen kullanım performans seviyesini, 50 yılda aşılma olasılığı % 2 olan maksimum depremde de can güvenliği performans seviyesini sağlaması istenmektedir.

Tablo 5.1: Tasarım Depremi İçin Taban Kesme Kuvveti – Tepe Noktası Yer Değiştirmesi Değerleri

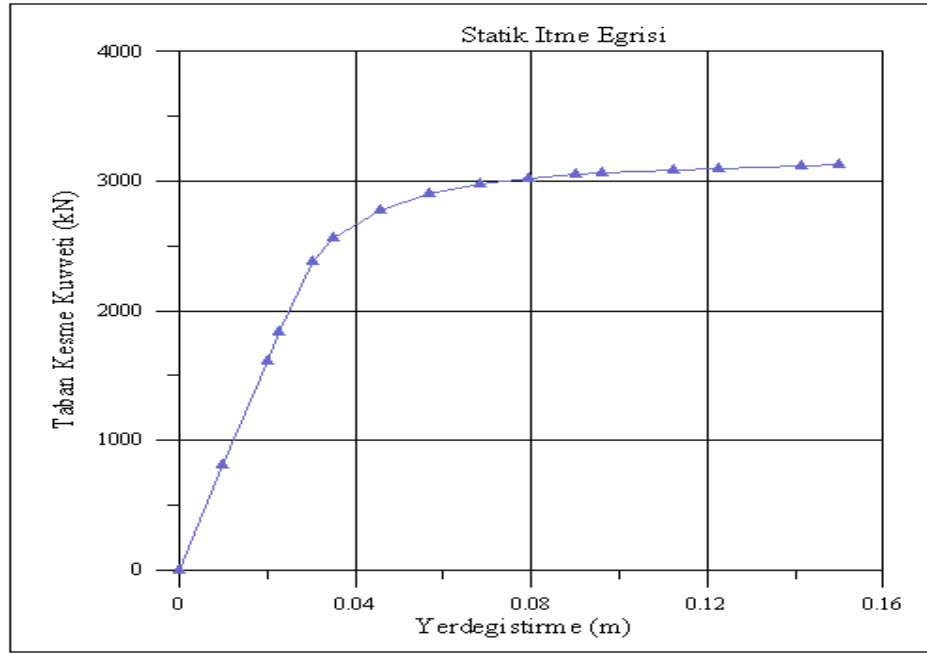
X Deprem Doğrultusu			Y Deprem Doğrultusu		
Adım	u_{xN1}^i (m)	V_{xN1}^i (kN)	Adım	u_{xN1}^i (m)	V_{xN1}^i (kN)
1	0	0	1	0	0
2	0.010	1028	2	0.010	807
3	0.020	2056	3	0.020	1614
4	0.021	2132	4	0.023	1836
5	0.027	2606	5	0.030	2379
6	0.037	2858	6	0.035	2561
7	0.049	3025	7	0.046	2773
8	0.052	3059	8	0.057	2902
9	0.058	3096	9	0.068	2977
10	0.071	3134	10	0.080	3025
11	0.072	3136	11	0.090	3056
12	0.073	3139	12	0.096	3068
13	0.078	3144	13	0.113	3088
14	0.088	3151	14	0.123	3099
15	0.098	3157	15	0.141	3121
16	0.108	3166	16	0.150	3132
17	0.118	3176			
18	0.128	3186			
19	0.138	3198			
20	0.148	3205			
21	0.150	3208			

Öncelikle yapının tasarım depremindeki performans seviyesi için yapılan hesaplar ayrıntılı bir şekilde gösterilmiş, maksimum deprem etkisi için de elde edilen performans değerleri karşılaştırmalı şekilde verilmiştir.

Analiz sonucunda elde edilen değerler Tablo 5.1’de verilmiş, verilen değerlerden yararlanarak çizilen statik itme eğrisi Şekil 5.3 ve Şekil 5.4’de gösterilmiştir.



Şekil 5.3: Tasarım Depreminin X Doğrultusundaki Statik İtme Eğrisi



Şekil 5.4: Tasarım Depreminin Y Doğrultusundaki Statik İtme Eğrisi

Elde edilen statik itme eğrisine koordinat dönüşümü uygulanarak, her iki deprem doğrultusunda hakim moda ait modal yer değıştirme ve modal ivme değeri lerinden oluşan modal kapasite diyagramı Denklem (3.21) ve Denklem (3.22)’den yararlanılarak elde edilmiştir. Denklemlerde geçen hakim moda ait etkin kütle M_{x1}, M_{y1} ve modal katkı çarpanı Γ_{x1}, Γ_{y1} ’in bulunmasına ilişkin hesap özeti Tablo 5.2 ve Tablo 5.3’de gösterilmiştir.

Tablo 5.2: X Doğrultusunda Tasarım Depremi İçin Etkin Kütle ve Modal Katkı Çarpanı Değerleri

Kat	Mod	W (kN)	m (kNs ² /m)	ϕ
Zemin	X	3886	396.13	0.33
1	X	3886	396.13	0.74
2	X	3886	396.13	1.00
M (kNs ² /m)	L (kNs ² /m)	Γ_x	M_x (kNs ² /m)	
656.32	819.68	1.25	1023.70	

Tablo 5.3: Y Doğrultusunda Tasarım Depremi İçin Etkin Kütle ve Modal Katkı Çarpanı Değerleri

Kat	Mod	W (kN)	m (kNs ² /m)	ϕ
Zemin	Y	3886	396.13	0.34
1	Y	3886	396.13	0.75
2	Y	3886	396.13	1.00
M (kNs ² /m)	L (kNs ² /m)	Γ_y	M_y (kNs ² /m)	
666.89	830.13	1.24	1033.32	

Koordinat dönüşümü ile bulunan her iki doğrultudaki modal yer değiştirme ve modal ivme değerleri Tablo 5.4 ve Tablo 5.5’de gösterilmiştir.

Tablo 5.4: Tasarım Depremi İçin X Doğrultusunda Modal Yer Değiştirme ve Modal İvme Değerleri

X DEPREM DOĞRULTUSU				
Adım	$u_{xN1}^{(i)}(m)$	$V_{x1}^{(i)}(kN)$	$d_1^{(i)}(m)$	$a_1^{(i)}(m/s^2)$
1	0	0	0	0
2	0.0100	1028	0.008	1.00
3	0.0200	2056	0.016	2.01
4	0.0207	2132	0.017	2.08
5	0.0273	2606	0.022	2.55
6	0.0375	2858	0.030	2.79
7	0.0487	3025	0.039	2.95
8	0.0520	3059	0.042	2.99
9	0.0585	3096	0.047	3.02
10	0.0709	3134	0.057	3.06
11	0.0716	3136	0.057	3.06
12	0.0729	3139	0.058	3.07
13	0.0776	3144	0.062	3.07
14	0.0876	3151	0.070	3.08
15	0.0976	3157	0.078	3.08
16	0.1076	3166	0.086	3.09
17	0.1176	3176	0.094	3.10
18	0.1276	3186	0.102	3.11
19	0.1376	3198	0.110	3.12
20	0.1476	3205	0.118	3.13
21	0.1500	3208	0.120	3.13

Bulunan modal kapasite diyagramı ile zemin sınıfına ait talep ivme spektrumu eğrisi göz önüne alınarak modal yer değiştirme istemi hesaplanmıştır. Modal yer değiştirme istemi $d_1^{(p)}$, doğrusal olmayan spektral yer değiştirme S_{d1} 'e eşittir.

X ve Y deprem doğrultularındaki hakim $T_1^{(1)}$ periyodunun, deprem yönetmeliğinde tanımlanan ivme spektrumundaki karakteristik periyot T_B den daha uzun olmasından dolayı, doğrusal elastik olmayan spektral yer değiştirme S_{d1} , eşit yer değiştirme kuralı uyarınca doğal periyodu $T_1^{(1)}$ olan eşlenik doğrusal elastik sisteme ait lineer elastik spektral yer değiştirme S_{del} 'e eşit alınmıştır. Buna göre spektral yer değiştirme oranı $C_{R1}=1$ alınmıştır.

Tablo 5.5: Tasarım Depremi İçin Y Doğrultusunda Modal Yer Değiştirme ve Modal İvme Değerleri

Y DEPREM DOĞRULTUSU				
Adım	$u_{xN1}^{(i)}(m)$	$V_{x1}^{(i)}(kN)$	$d_{11}^{(i)}(m)$	$a_{11}^{(i)}(m/s^2)$
1	0	0	0	0
2	0.010	807	0.008	0.78
3	0.020	1615	0.016	1.56
4	0.023	1836	0.018	1.78
5	0.030	2379	0.024	2.30
6	0.035	2561	0.028	2.48
7	0.046	2773	0.037	2.68
8	0.057	2902	0.046	2.81
9	0.068	2977	0.055	2.88
10	0.080	3025	0.064	2.93
11	0.090	3056	0.072	2.96
12	0.096	3068	0.077	2.97
13	0.113	3088	0.090	2.99
14	0.123	3099	0.098	3.00
15	0.141	3121	0.113	3.02
16	0.150	3132	0.121	3.03

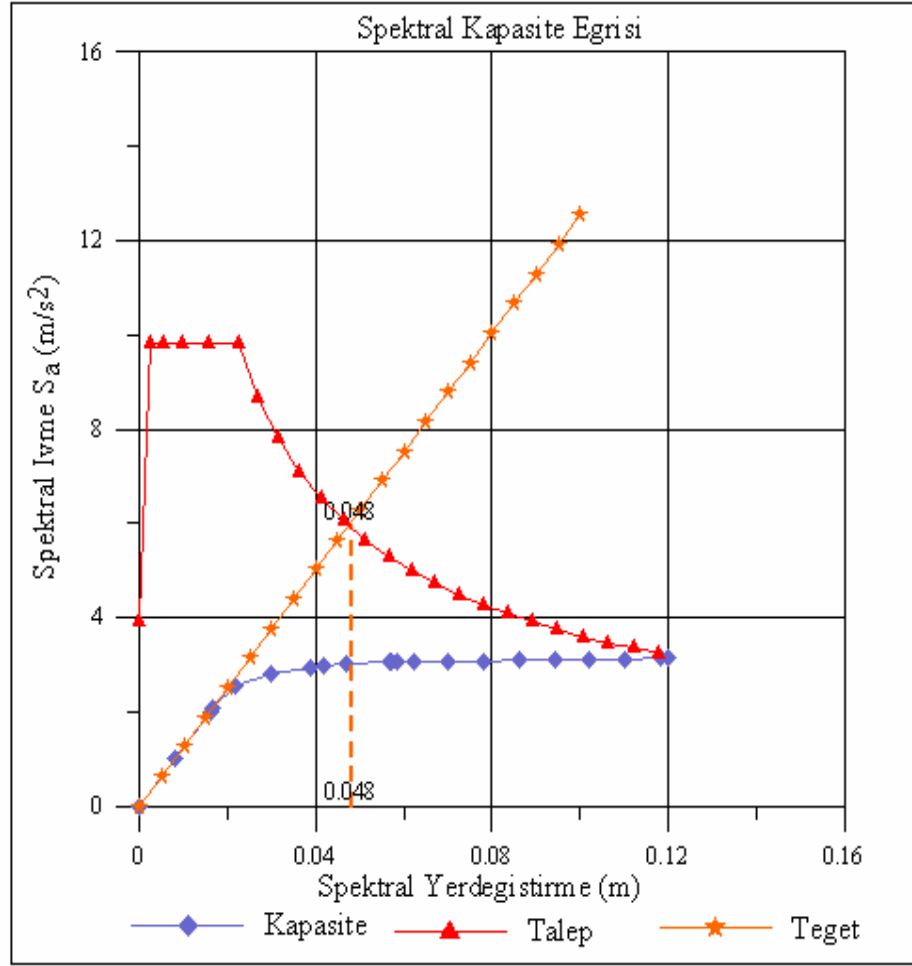
Doğrusal elastik (lineer) spektral yer değiştirme S_{del} , X deprem doğrultusundaki itme analizinin ilk adımında birinci moda ait elastik spektral ivme S_{ael} 'den hesaplanmıştır.

$$S_{del} = \frac{S_{ael}}{(\omega_1^{(1)})^2} \quad (5.1)$$

$$S_{ael} = 5.95 m / s^2$$

$$(\omega_1^{(1)})^2 = 125.35 \text{ } 1/s^2$$

$$S_{del} = \frac{S_{ael}}{(\omega_1^{(1)})^2} = 48 mm$$



Şekil 5.5: Tasarım Depremi İçin X Doğrultusunda Spektral İvme – Spektral Yer Değiştirme Diyagramı

Tablo 5.6: Tasarım Depremi İçin X Doğrultusu Modal Yer Değiştirme İsteminin Hesabı

T_{1x} (s)	T_B (s)	S_{ae1} (m/s ²)	S_{de1} (mm)	C_{R1}	$S_{di1}=d_1^{(p)}$ (mm)
0.56	0.3	5.95	48	1.00	48

X deprem doğrultusundaki tepe yatay yer değiştirmesi istemi Denklem (5.2) yardımıyla hesaplanmıştır. (Tablo 5.7)

$$u_{xN1}^{(p)} = \phi_{xN1} \Gamma_{x1} d_1^{(p)} \quad (5.2)$$

Tablo 5.7: Tasarım Depremi İçin X Doğrultusu Tepe Noktası Yatay Yer Değiştirme İsteminin Belirlenmesi

Γ_{x1}	ϕ_{xN1}	$d_1^{(p)}$ (mm)	u_{xN1} (mm)
1.25	1	48	60

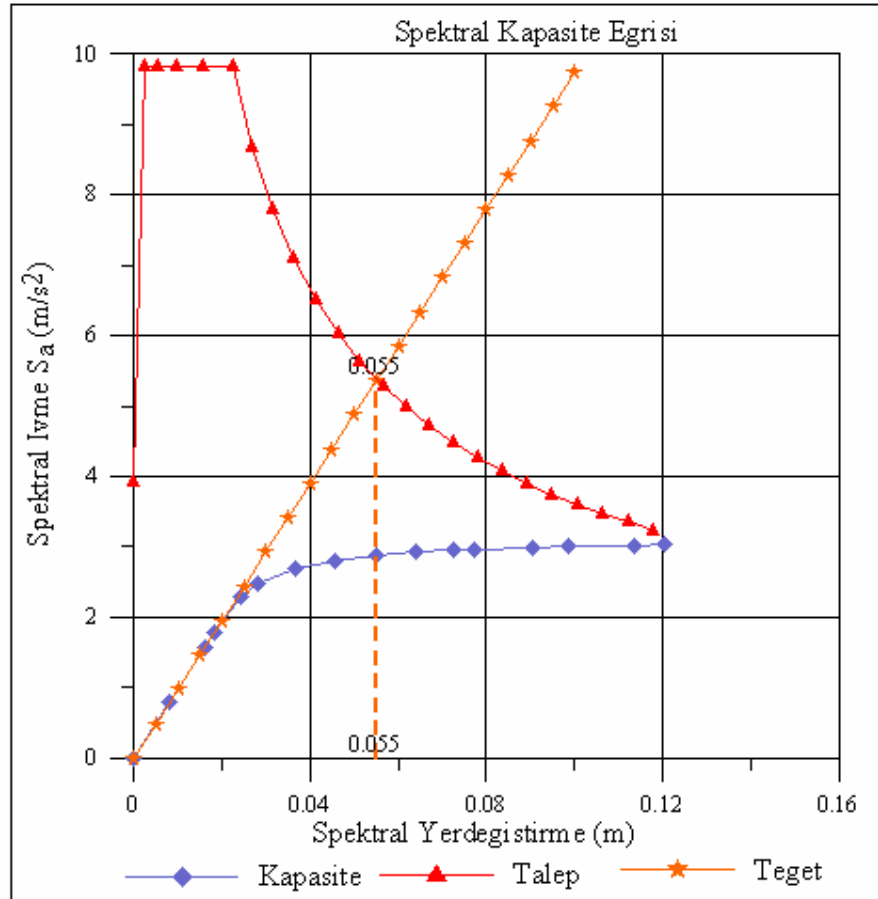
Doğrusal elastik (linear) spektral yer değiştirme S_{del} , Y deprem doğrultusundaki itme analizinin ilk adımında birinci moda ait elastik spektral ivme S_{ae1} 'den hesaplanmıştır.

$$S_{del} = \frac{S_{ae1}}{(\omega_1^{(1)})^2} \quad (5.3)$$

$$S_{ae1} = 5.36 \text{ m/s}^2$$

$$(\omega_1^{(1)})^2 = 97.4 \text{ 1/s}^2$$

$$S_{del} = \frac{S_{ae1}}{(\omega_1^{(1)})^2} = 55 \text{ mm}$$



Şekil 5.6: Tasarım Depremi İçin Y Doğrultusunda Spektral İvme – Spektral Yer Değiştirme Diyagramı

Tablo 5.8: Tasarım Depremi İçin Y Doğrultusu Modal Yer Değiştirme İsteminin Hesabı

T_{1y} (s)	T_B (s)	S_{ae1} (m/s ²)	S_{de1} (mm)	C_{R1}	$S_{di1}=d_1^{(p)}$ (mm)
0.64	0.3	5.36	55	1.00	55

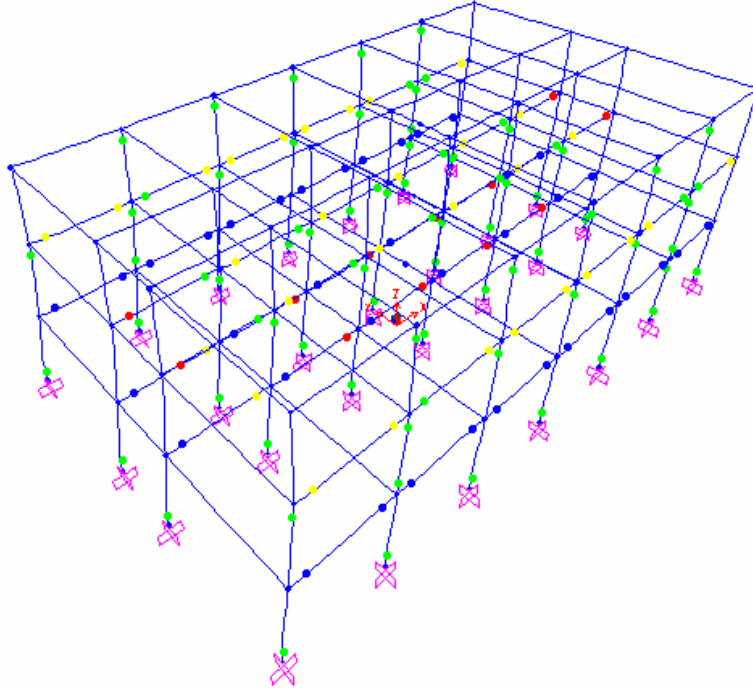
Y deprem doğrultusundaki tepe yatay yer değiştirmesi istemi Denklem (5.4) yardımıyla hesaplanmıştır. (Tablo 5.9)

$$u_{yN1}^{(p)} = \phi_{yN1} \Gamma_{y1} d_1^{(p)} \quad (5.4)$$

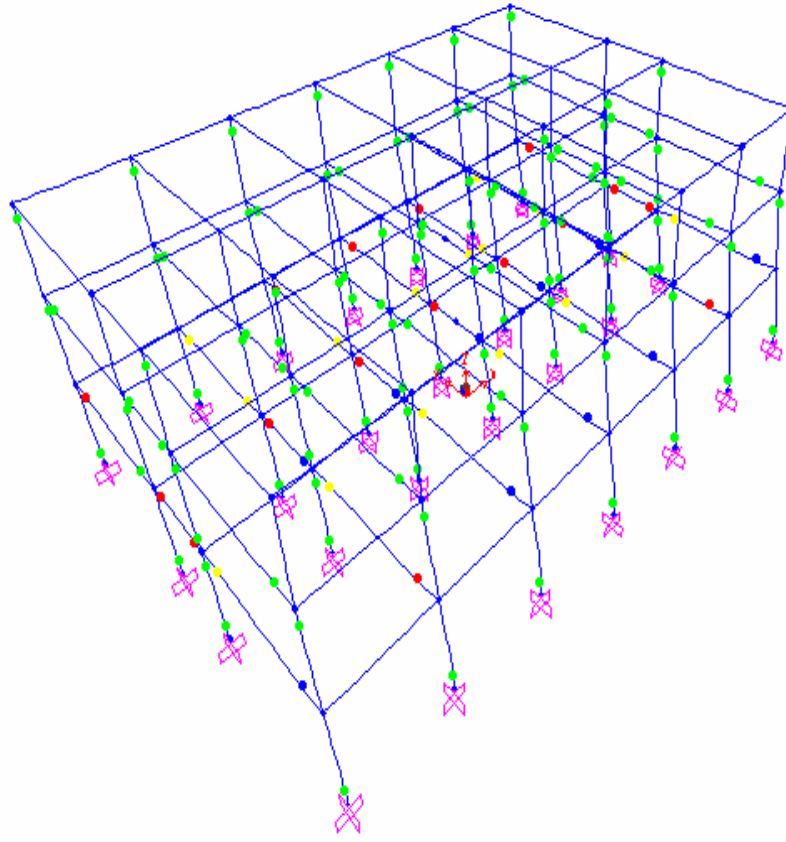
Tablo 5.9: Tasarım Depremi İçin Y Doğrultusu Tepe Noktası Yatay Yer Değiştirme İsteminin Belirlenmesi

Γ_{y1}	ϕ_{yN1}	$d_1^{(p)}$ (mm)	u_{yN1} (mm)
1.24	1	55	68

Yapı sistemi bu yatay yer değiştirme istemlerine kadar X ve Y deprem doğrultularında itilmiştir. Bu itme sonucunda sistemde oluşan plastik mafsallar Şekil 5.6 ve Şekil 5.7’de verilmiştir.



Şekil 5.7: Tasarım Depremi İçin X Doğrultusunda Statik İtme Son Adımında Elde Edilen Plastik Mafsallar



Şekil 5.8: Tasarım Depremi İçin Y Doğrultusunda Statik İtme Son Adımında Elde Edilen Plastik Mafsallar

5.1.1 Bulunan performans noktalarında hasar kontrolü

Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemine göre doğrusal olmayan analizi yapılan okul binasının, 50 yılda asılma olasılığı % 10 olan tasarım depreminde hemen kullanım performans düzeyini sağlayacak şekilde karşılaması istenmektedir. Tasarım depremi için X ve Y doğrultularında analiz yapılmış ve oluşan hasar durumları Tablo 5.10'da kolon ve kirişler için verilmiştir. Hasar oranları eleman bazında değil kesit bazında değerlendirilmiştir.

Tablo 5.10'dan anlaşıldığı gibi X doğrultusunda zemin katta kirişlerin bir kısmı minimum hasar bölgesini geçmiştir. Aynı durum Y doğrultusunda hem kolon hem kirişlerde mevcuttur.

Tablo 5.10: Tasarım Depremi Etkisinde X ve Y Doğrultusunda Kiriş ve Kolonların Hasar Durumları

		MHB	BHB	İHB	GB	Yönetmelik Sınırı (%)
X Doğrultusu	Kirişler (%)	2.Kat	100	0	0	10
		1.Kat	100	0	0	
		Zemin Kat	67	33	0	
	Kolonlar (%)	2.Kat	100	0	0	-
		1.Kat	100	0	0	
		Zemin Kat	100	0	0	
Y Doğrultusu	Kirişler (%)	2.Kat	100	0	0	10
		1.Kat	100	0	0	
		Zemin Kat	69	31	0	
	Kolonlar (%)	2.Kat	100	0	0	-
		1.Kat	100	0	0	
		Zemin Kat	61	39	0	

Hemen kullanım performans düzeyinin sağlanabilmesi için hesap yapılan her bir deprem doğrultusunda kirişlerin en fazla % 10 u belirgin hasar bölgesine geçebilir ve diğer taşıyıcı sistem elemanlarının tamamının minimum hasar bölgesinde kalması gerekmektedir. İncelenen yapıda X ve Y doğrultuları için bu oran aşılmaktadır ve dolayısıyla 50 yılda asılma olasılığı % 10 olan tasarım depremi etkisi altında hemen kullanım performans düzeyi sağlanmamıştır.

Tablo 5.11’den anlaşıldığı gibi X ve Y doğrultusunda hiçbir kolon ve kirişte ileri hasar bölgesine geçilmemiştir.

Can güvenliği performans düzeyinin sağlanabilmesi için hesap yapılan her bir deprem doğrultusunda kirişlerin en fazla % 30 u belirgin hasar bölgesine geçebilir. İleri hasar bölgesindeki kolonların ise kattaki bütün kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetine toplam katkısı % 20’nin altında olmalıdır. En üst kattaki ileri hasar bölgesindeki kolonların kesme kuvvetleri toplamının, o kattaki tüm kolonların kesme kuvvetlerinin toplamına oranı en fazla % 40 olmalıdır.

Bu sınır şartlara göre 50 yılda asılma olasılığı % 2 olan şiddetli deprem etkisi altında can güvenliği performans düzeyi sağlanmıştır.

Tablo 5.11: Şiddetli Deprem Etkisinde X ve Y Doğrultusunda Kiriş ve Kolonların Hasar Durumları

		MHB	BHB	İHB	GB	Yönetmelik Sınırı (%)
X Doğrultusu	2.Kat	100	0	0	0	30
	Kirişler (%) 1.Kat	100	0	0	0	
	Zemin Kat	0	100	0	0	
	2.Kat	100	0	0	0	Bir Kısım
	Kolonlar (%) 1.Kat	93	7	0	0	
	Zemin Kat	54	46	0	0	
Y Doğrultusu	2.Kat	100	0	0	0	30
	Kirişler (%) 1.Kat	100	0	0	0	
	Zemin Kat	24	76	0	0	
	2.Kat	100	0	0	0	Bir Kısım
	Kolonlar (%) 1.Kat	87	13	0	0	
	Zemin Kat	50	50	0	0	

Kritik kolon kesitlerinin kesme kuvvetleri, yönetmelik 7.5.2 uyarınca verilen kurallara göre hesap edilmiştir. Kolonlarda 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 (4.1) ile hesaplanmıştır.

Kolonların sünek ve gevrek olarak sınıflandırılması için Tablo 4.8 ve Tablo 4.9’da kesme kuvvetlerinin kontrolü yapılmıştır. Yapıdaki mevcut diğer kolonların da kesme kuvveti kapasiteleri hemen kullanım performans seviyesi için aşılmamıştır. Tablo 4.8 ve Tablo 4.9’da sadece zemin kat kolonları için elde edilen değerler yer almaktadır.

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 (4.2) ile hesaplanmıştır. Her kat için kesme kuvvetine maruz olan kirişlerde sargılı durum için kontrol yapılmış ve kirişlerin kesme kuvveti kapasitelerinin aşılmadığı görülmüştür (Tablo 4.10-Tablo 4.11).

5.1.2 Yapı elemanlarında kolon-kiriş birleşim bölgeleri

DBYBHY’07’nin 7.5.2.6 maddesi uyarınca betonarme kolon-kiriş birleşimlerinde tüm sınır durumları için birleşime etki eden ve Yönetmelik Denklem (3.11)’den hesaplanacak kesme kuvvetlerinin DBYBHY’07’nin 3.5.2.2’de verilen kesme

dayanımlarını aşmadığı aşağıdaki Tablo 5.12 ve Tablo 5.13’de gösterilmiştir. Tablolarda sadece Zemin Kat kolonlarının her iki deprem yönü için kontrolleri gösterilmiştir diğer katlarda da kesme dayanımlarının aşılmadığı kontrol edilmiştir.

Tablo 5.12: X Doğrultusundaki Tasarım Depremi Etkisi Altında Kolon Birleşim Bölgesi Kesme Kuvveti Kontrolü

X Deprem Doğrultusu -Zemin Kat			
Eleman	V_{kolx} (kN)	$V_{ex}=1.25f_{ym}(A_{s1}+A_{s2})-V_{kolx}$ (kN)	$0.45bhf_{cm}$ (kN)
S ₁	70.55	190.98	1125
S ₂	55.06	363.77	675
S ₃	86.75	447.58	1125
S ₄	52.46	407.89	675
S ₅	38.40	279.50	1350
S ₆	150.87	728.58	2160
S ₇	149.27	728.26	2160
S ₈	149.79	711.51	2160

Tablo 5.13: Y Doğrultusundaki Tasarım Depremi Etkisi Altında Kolon Birleşim Bölgesi Kesme Kuvveti Kontrolü

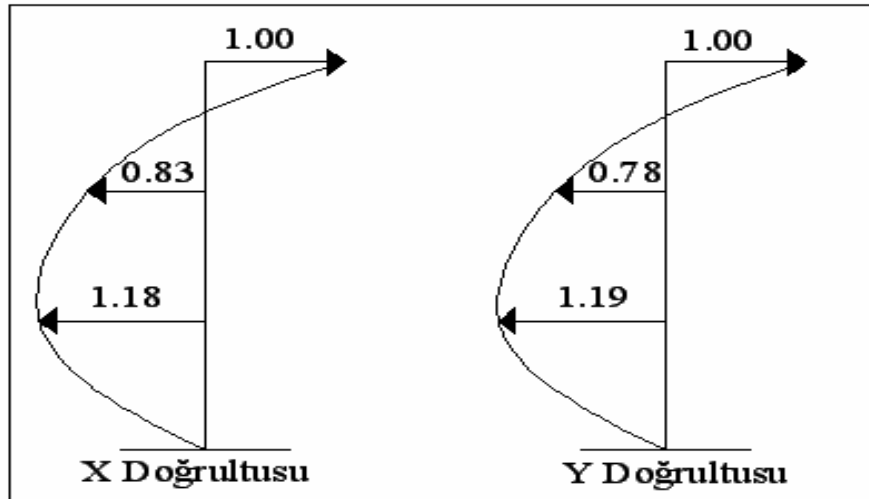
Y Deprem Doğrultusu -Zemin Kat			
Eleman	V_{koly} (kN)	$V_{ey}=1.25f_{yk}(A_{s1}+A_{s2})-V_{koly}$ (kN)	$0.45bhf_{cm}$ (kN)
S ₁	38.60	333.48	675
S ₂	66.44	588.89	1350
S ₃	40.66	571.49	1350
S ₄	65.36	551.47	1350
S ₅	112.13	731.85	1125
S ₆	118.97	857.83	1620
S ₇	117.97	818.41	1620
S ₈	115.46	789.84	1620

5.2 Doğrusal Elastik Olmayan Hesap (Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi)

Tez kapsamında incelenen sistem modelinin, Deprem Yönetmeliği'nde öngörülen artımsal mod birleştirme yöntemiyle, kesit hasar bölgelerinin belirlenmesinde izlenen hesap adımları aşağıda sayısal olarak açıklanmıştır. Birinci doğal titreşim modu için hesap değerleri artımsal eşdeğer deprem yükü yönteminden alınmıştır, her iki doğrultudaki diğer doğal titreşim modları içinde aşağıdaki benzer adımlar tekrarlanarak sonuçlar elde edilmiştir.

Artımsal itme analizinden önce, kütlelerle uyumlu olan düşey yüklerin ($G+0.6Q$) göz önüne alındığı bir doğrusal olmayan statik analiz yapılmıştır. Bu analizin sonuçları artımsal itme analizinin başlangıç koşulları olarak dikkate alınmıştır.

Kütlelerle uyumlu düşey yüklerin göz önüne alındığı doğrusal olmayan statik analizin ardından sistem, orantılı olarak artırılan eşdeğer deprem yükleri altında doğrusal olmayan teoriye göre hesaplanmıştır. Eşdeğer deprem yükü dağılımı, taşıyıcı sistemdeki plastik kesitlerin oluşumlarından bağımsız biçimde sabit kaldığı varsayımı yapılarak, analizin başlangıç adımında doğrusal elastik davranış için hesaplanan her iki doğrultudaki ikinci doğal titreşim mod şekli genlikleri ile ilgili kütlelerin çarpımından elde edilen değerle orantılı olacak şekilde tanımlanmıştır.



Şekil 5.9: X ve Y Doğrultusu İkinci Titreşim Mod Şekli Genliği

Eşdeğer deprem yükündeki kuvvetler, sadece göz önüne alınan deprem doğrultusundaki kuvvetlerden oluşur. İncelenen sistem modeli uzay sistem olduğu için iki doğrultu göz önüne alınmıştır. Bu aşamada, yapı sisteminin her bir deprem

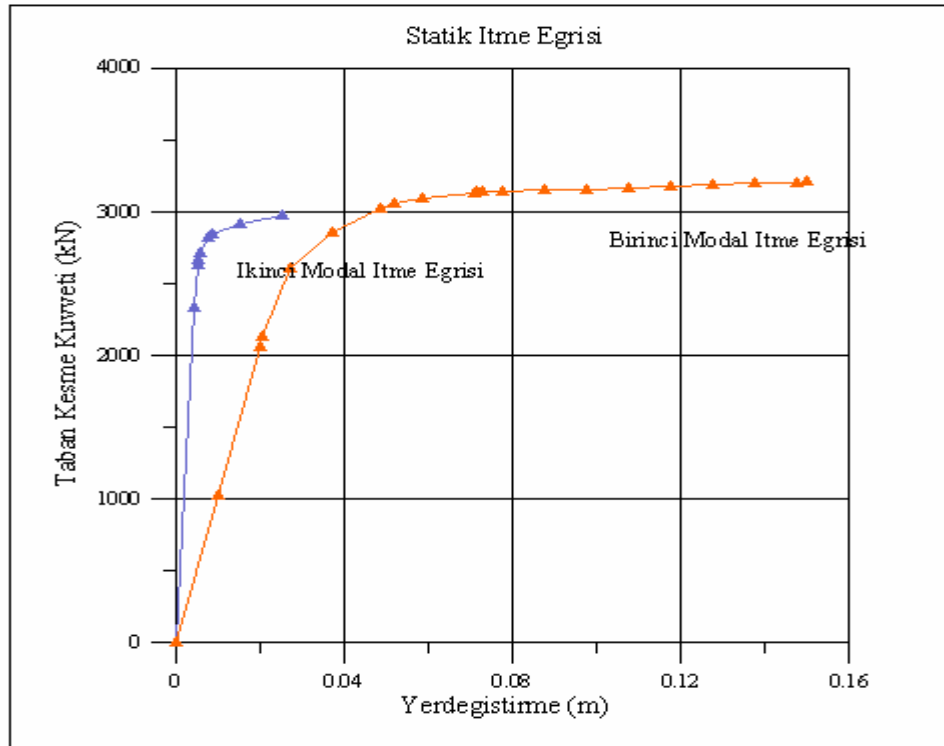
doğrultusundaki ikinci titreşim moduna ait özellikler elde edilmiştir (Şekil 5.9). Statik itme analizine, başlangıçta verilen bir yatay yer değiştirme değerine kadar devam edilmiştir.

Uygulanan yatay yükler sonucunda yapı şekil değiştirme yapmakta ve plastik mafsallar oluşmaya başlamaktadır. Bu işlem mekanizma durumuna gelene kadar, belirlenen maksimum şekil değiştirmeye ulaşana kadar veya yapıdaki herhangi bir eleman göçme durumuna gelinceye kadar devam etmektedir. Yapılan analiz sonucunda, her bir ötelenme adımı için binanın karşıladığı taban kesme kuvveti ile yapının tepe noktası yer değiştirmesi değerleri program tarafından kaydedilmiştir.

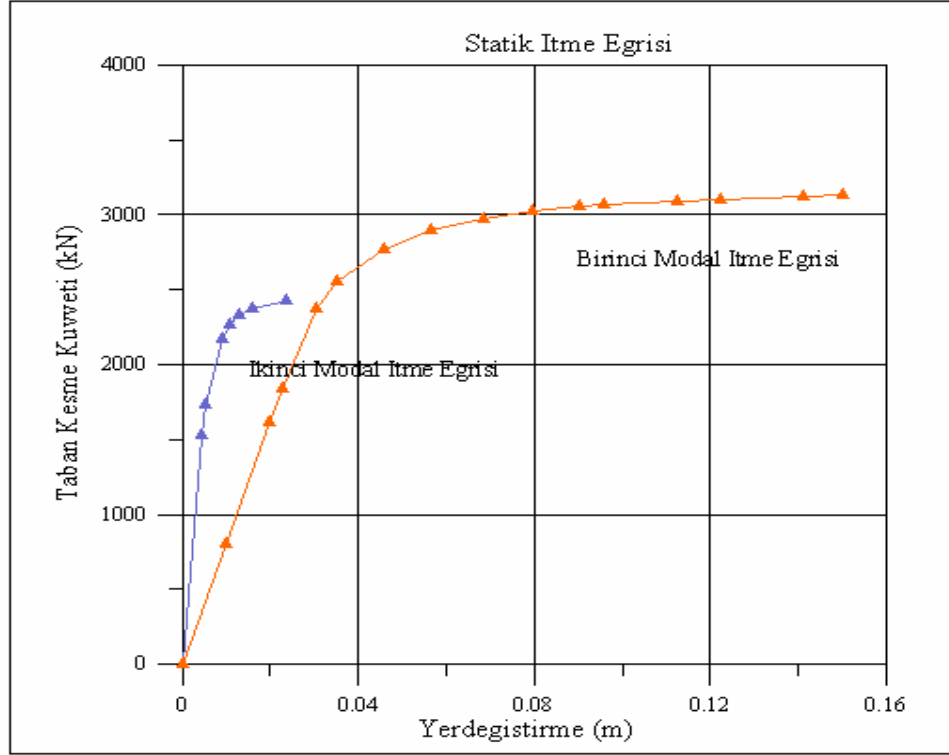
Analizin sona erdiği noktadaki yatay kuvvet binanın taşıyabildiği maksimum taban kesme kuvvetine ve oluşabilecek maksimum yer değiştirmeye karşılık gelmektedir.

Öncelikle yapının tasarım depremindeki performans seviyesi için yapılan hesaplar ayrıntılı bir şekilde gösterilmiş, maksimum deprem etkisi için de elde edilen performans değerleri karşılaştırmalı şekilde verilmiştir.

Analiz sonucunda elde edilen değerler Tablo 5.14’de verilmiş, verilen değerlerden yararlanarak çizilen statik itme eğrisi Şekil 5.10 ve Şekil 5.11’de gösterilmiştir.



Şekil 5.10: Tasarım Depreminin X Doğrultusundaki Statik İtme Eğrisi



Şekil 5.11: Tasarım Depreminin Y Doğrultusundaki Statik İtme Eğrisi

Tablo 5.14: Tasarım Depremi İçin Taban Kesme Kuvveti – Tepe Noktası Yer Değiştirmesi Değerleri

X Deprem Doğrultusu			Y Deprem Doğrultusu		
Adım	u_{xN1}^i (m)	V_{xN1}^i (kN)	Adım	u_{xN1}^i (m)	V_{xN1}^i (kN)
1	0	0	1	0	0
2	0.005	2337	2	0.004	1534
3	0.005	2632	3	0.005	1736
4	0.005	2661	4	0.009	2170
5	0.006	2715	5	0.011	2273
6	0.008	2823	6	0.013	2333
7	0.009	2849	7	0.016	2380
8	0.015	2916	8	0.024	2430
9	0.025	2975			

Elde edilen statik itme eğrisine koordinat dönüşümü uygulanarak, her iki deprem doğrultusunda hakim moda ait modal yer değiştirme ve modal ivme değerlerinden oluşan modal kapasite diyagramı Denklem (3.21) ve Denklem (3.22)’den yararlanılarak elde edilmiştir. Denklemlerde geçen hakim moda ait etkin kütle M_{x1}, M_{y1} ve modal katkı çarpanı Γ_{x2}, Γ_{y2} ’in bulunmasına ilişkin hesap özeti Tablo 5.15 ve Tablo 5.16’da gösterilmiştir.

Tablo 5.15: X Doğrultusunda Tasarım Depremi İçin Etkin Kütle ve Modal Katkı Çarpanı Değerleri

Kat	Mod	W (kN)	m (kNs ² /m)	ϕ
Zemin	X	3886	396.13	-1.18
1	X	3886	396.13	-0.83
2	X	3886	396.13	1.00
M (kNs ² /m)	L (kNs ² /m)	Γ	M _x (kNs ² /m)	
1221.41	-400.28	-0.33	131.18	

Tablo 5.16: Y Doğrultusunda Tasarım Depremi İçin Etkin Kütle ve Modal Katkı Çarpanı Değerleri

Kat	Mod	W (kN)	M (kNs ² /m)	ϕ
Zemin	Y	3886	396.13	-1.19
1	Y	3886	396.13	-0.78
2	Y	3886	396.13	1.00
M (kNs ² /m)	L (kNs ² /m)	Γ	M _y (kNs ² /m)	
1205.21	-387.87	-0.32	124.83	

Koordinat dönüşümü ile bulunan her iki doğrultudaki modal yer değiştirme ve modal ivme değerleri Tablo 5.15 ve Tablo 5.16’da gösterilmiştir.

Tablo 5.17: Tasarım Depremi İçin X Doğrultusunda Modal Yer Değiştirme ve Modal İvme Değerleri

X Deprem Doğrultusu				
Adım	$u^{(i)}_{xN1}(m)$	$V^{(i)}_{x1}(kN)$	$d^{(i)}_1(m)$	$a^{(i)}_1(m/sn^2)$
1	0	0	0	0
2	0.005	2337	0.014	17.82
3	0.005	2632	0.016	20.07
4	0.005	2661	0.016	20.28
5	0.006	2715	0.018	20.70
6	0.008	2823	0.023	21.52
7	0.009	2849	0.027	21.72
8	0.015	2916	0.047	22.23
9	0.025	2975	0.077	22.68
10	0.040	3093	0.122	23.58
11	0.043	3128	0.133	23.85
12	0.053	3182	0.163	24.25
13	0.067	3251	0.203	24.78
14	0.077	3323	0.236	25.33

Tablo 5.18: Tasarım Depremi İçin Y Doğrultusunda Modal Yer Değiştirme ve Modal İvme Değerleri

Y Deprem Doğrultusu				
Adım	$u_{xN1}^{(i)}(m)$	$V_{x1}^{(i)}(kN)$	$d_1^{(i)}(m)$	$a_1^{(i)}(m/sn^2)$
1	0	0	0	0
2	0.004	1534	0.013	12.29
3	0.005	1736	0.016	13.91
4	0.009	2170	0.028	17.38
5	0.011	2273	0.034	18.21
6	0.013	2333	0.040	18.69
7	0.016	2380	0.049	19.06
8	0.024	2430	0.074	19.46
9	0.034	2470	0.105	19.79
10	0.044	2515	0.136	20.14
11	0.054	2559	0.167	20.50
12	0.064	2612	0.198	20.92
13	0.081	2696	0.252	21.60
14	0.097	2768	0.300	22.18

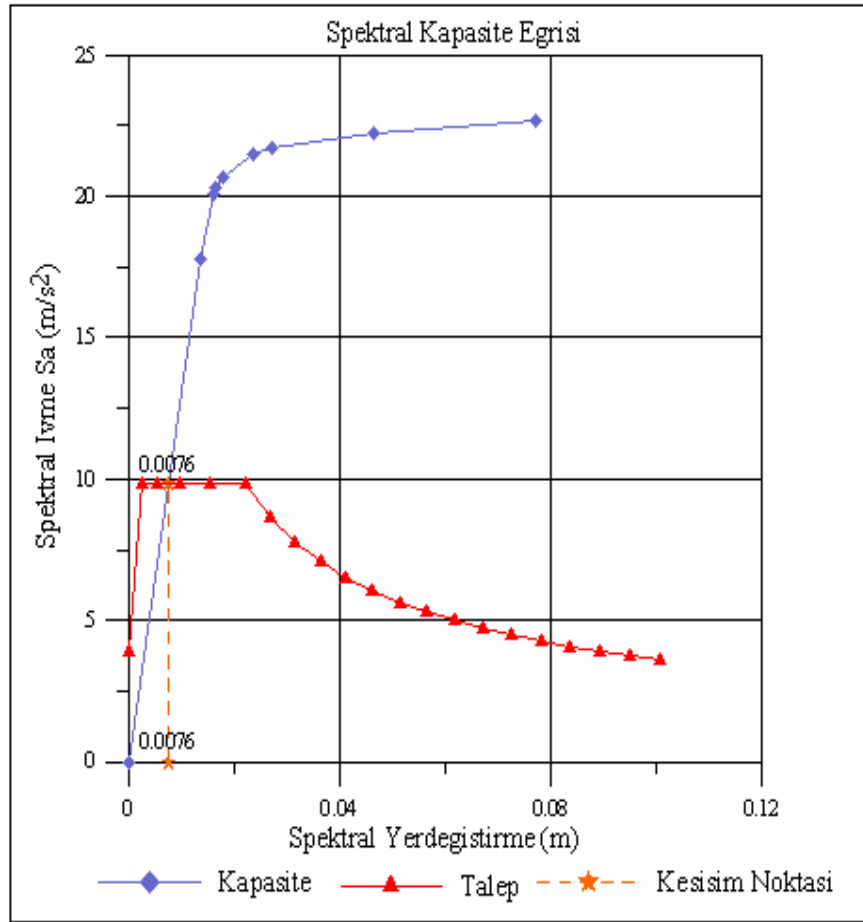
Bulunan modal kapasite diyagramı ile zemin sınıfına ait ivme spektrumu eğrisi göz önüne alınarak modal yer değiştirme istemi hesaplanmıştır. Modal yer değiştirme istemi, $d_2^{(p)}$, doğrusal olmayan spektral yer değiştirme S_{d2} 'ye eşittir.

X ve Y deprem doğrultularındaki hakim $T_2^{(1)}$ periyodunun, deprem yönetmeliğinde tanımlanan ivme spektrumundaki karakteristik periyot T_B den daha uzun olmasından dolayı, doğrusal elastik olmayan spektral yer değiştirme S_{di2} , eşit yer değiştirme kuralı uyarınca doğal periyodu $T_2^{(1)}$ olan eşlenik doğrusal elastik sistem'e ait lineer elastik spektral yer değiştirme S_{de2} 'e eşit alınmıştır. Buna göre spektral yer değiştirme oranı $C_{R1}=1$ alınmıştır.

Doğrusal elastik (lineer) spektral yer değiştirme S_{de2} , X deprem doğrultusundaki ivme analizinin ilk adımında birinci moda ait elastik spektral ivme S_{ae2} 'den hesaplanmıştır.

$$S_{de2} = \frac{S_{ae2}}{(\omega_2^{(1)})^2} \quad (5.7)$$

$$S_{ae2} = 9.81m/s^2 \quad (\omega_2^{(1)})^2 = 1288 \text{ } 1/s^2 \quad S_{de2} = \frac{S_{ae2}}{(\omega_2^{(1)})^2} = 7.60mm$$



Şekil 5.12: Tasarım Depremi İçin X Doğrultusunda Spektral İvme – Spektral Yer Değiştirme Diyagramı

Tablo 5.19: Tasarım Depremi İçin X Doğrultusu Modal Yer Değiştirme İsteminin Hesabı

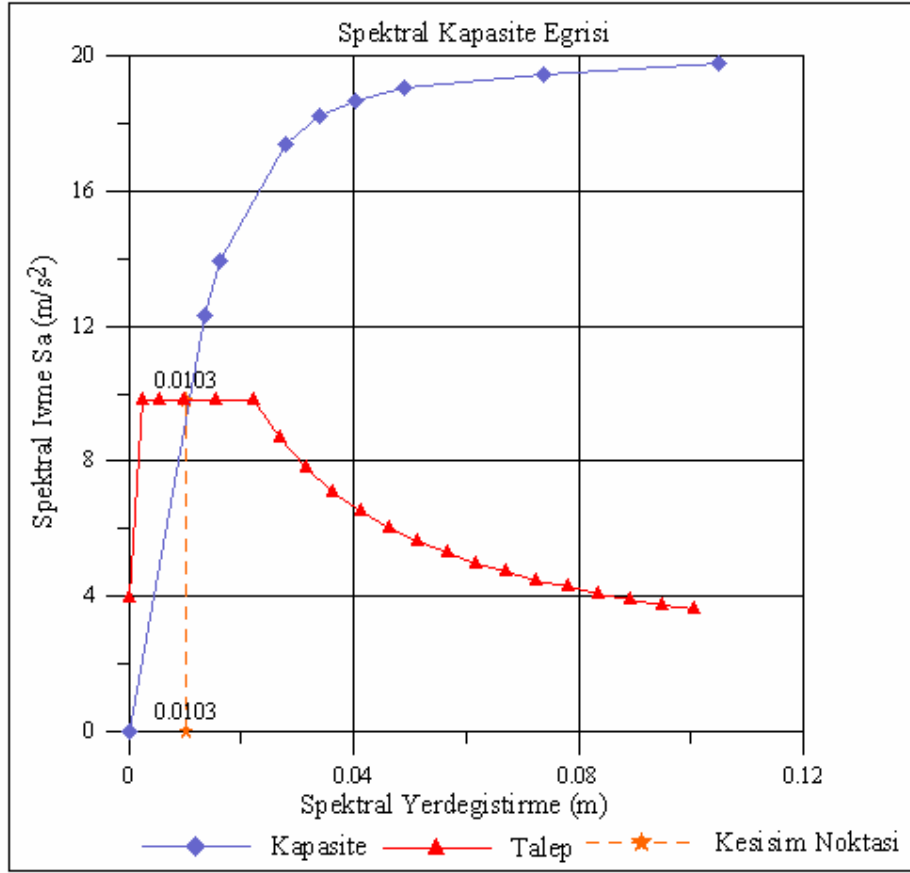
T_{2x} (s)	T_B (s)	S_{ae2} (m/s ²)	S_{de2} (mm)	C_{R1}	$S_{di2}=d_2^{(p)}$ (mm)
0.175	0.300	9.81	7.60	1.00	7.60

X deprem doğrultusundaki tepe yatay yer değiştirmesi istemi Denklem (5.8) yardımı ile hesaplanmıştır. (Tablo 5.20)

$$u_{xN2}^{(p)} = \phi_{xN2} \Gamma_{x2} d_2^{(p)} \quad (5.8)$$

Tablo 5.20: Tasarım Depremi İçin X Doğrultusu Tepe Noktası Yatay Yer Değiştirme İsteminin Belirlenmesi

Γ_{x2}	ϕ_{xN2}	$d_2^{(p)}$ (mm)	u_{xN2} (mm)
0.33	1	7.60	2.50



Şekil 5.13: Tasarım Depremi İçin Y Doğrultusunda Spektral İvme – Spektral Yer Değiştirme Diyagramı

Doğrusal elastik (linear) spektral yer değiştirme S_{de2} , Y deprem doğrultusundaki itme analizinin ilk adımında birinci moda ait elastik spektral ivme S_{ae2} 'den hesaplanmıştır.

$$S_{de2} = \frac{S_{ae2}}{(\omega_2^{(1)})^2} \quad (5.9)$$

$$S_{ae2} = 9.81 \text{ m/s}^2 \quad (\omega_2^{(1)})^2 = 959 \text{ 1/s}^2 \quad S_{de2} = \frac{S_{ae2}}{(\omega_2^{(1)})^2} = 0.0103 \text{ m}$$

Tablo 5.21: Y Deprem Doğrultusu Modal Yer Değiştirme İsteminin Hesabı

T_{2y} (s)	T_B (s)	S_{ae2} (m/s ²)	S_{de2} (mm)	C_{R1}	$S_{di2}=d_2^{(p)}$ (mm)
0.203	0.3	9.81	10.30	1.00	10.30

Y deprem doğrultusundaki tepe yatay yer değiştirmesi istemi Denklem (5.10) yardımıyla hesaplanmıştır. (Tablo 5.22)

$$u_{yN2}^{(p)} = \phi_{yN2} \Gamma_{y2} d_2^{(p)} \quad (5.10)$$

Tablo 5.22: Y Deprem Doğrultusu Tepe Noktası Yatay Yer Değiştirme İsteminin Belirlenmesi

Γ_{y2}	ϕ_{yN2}	$d_2^{(p)}$ (mm)	u_{yN2} (mm)
0.32	1	10.30	3.30

Yapı sistemi bu yatay yer değiştirme istemlerine kadar X ve Y deprem doğrultularında itilmiştir. Ancak yapılan itme analizi sonucunda çıkış bilgisi olarak herhangi bir kesitte plastik dönme istemi elde edilemediği için işlem burada durdurulmuştur. İkinci mod'un kapasiteye etkisi görülmemiştir. Dolayısıyla her iki doğrultuda da üçüncü modların katkıları incelenmemiştir. Performans değerlendirmesine son verilmiştir.

5.2.1 Bulunan performans noktalarında hasar kontrolü

Artımsal mod birleştirme yöntemine göre doğrusal olmayan analizi yapılan okul binasının, 50 yılda asılma olasılığı % 10 olan tasarım depreminde hemen kullanım performans düzeyini sağlayacak şekilde karşılaması istenmektedir. Tasarım depremi için X ve Y doğrultularında analiz yapılmış ve oluşan hasar durumları Tablo 5.23'de kolon ve kirişler için verilmiştir. Hasar yüzdeleri eleman bazında değil kesit bazında değerlendirilmiştir.

Tablo 5.23: Tasarım Depremi Etkisinde X ve Y Doğrultusunda Kiriş ve Kolonların Hasar Durumları

		MHB	BHB	İHB	GB	Yönetmelik Sınırı (%)
X Doğrultusu	2.Kat	100	0	0	0	10
	Kirişler (%) 1.Kat	100	0	0	0	
	Zemin Kat	67	33	0	0	
	2.Kat	100	0	0	0	-
	Kolonlar (%) 1.Kat	100	0	0	0	
	Zemin Kat	100	0	0	0	
Y Doğrultusu	2.Kat	100	0	0	0	10
	Kirişler (%) 1.Kat	100	0	0	0	
	Zemin Kat	69	31	0	0	
	2.Kat	100	0	0	0	-
	Kolonlar (%) 1.Kat	100	0	0	0	
	Zemin Kat	61	39	0	0	

Tablo 5.23'den anlaşıldığı gibi X doğrultusunda zemin katta kirişlerin bir kısmı minimum hasar bölgesini geçmiştir. Aynı durum Y doğrultusunda hem kolon hem kirişlerde mevcuttur.

Tablo 5.24: Şiddetli Deprem Etkisinde X ve Y Doğrultusunda Kiriş ve Kolonların Hasar Durumları

		MHB	BHB	İHB	GB	Yönetmelik Sınırı (%)
X Doğrultusu	2.Kat	100	0	0	0	30
	Kirişler (%) 1.Kat	100	0	0	0	
	Zemin Kat	0	100	0	0	
	2.Kat	100	0	0	0	Bir Kısım
	Kolonlar (%) 1.Kat	93	7	0	0	
	Zemin Kat	54	46	0	0	
Y Doğrultusu	2.Kat	100	0	0	0	30
	Kirişler (%) 1.Kat	100	0	0	0	
	Zemin Kat	24	76	0	0	
	2.Kat	100	0	0	0	Bir Kısım
	Kolonlar (%) 1.Kat	87	13	0	0	
	Zemin Kat	50	50	0	0	

Tablo 5.24'den anlaşıldığı gibi X ve Y doğrultusunda hiçbir kolon ve kirişte ileri hasar bölgesine geçilmemiştir.

Bu sınır şartlara göre 50 yılda aşılma olasılığı % 2 olan şiddetli deprem etkisi altında can güvenliği performans düzeyi sağlanmıştır

6. SONUÇLAR

Yapılan tez çalışmasında, mevcut bir yapının deprem güvenliğinin doğrusal ve doğrusal olmayan yöntemlerle performansının değerlendirilmesi üzerine bir çalışma yapılmıştır. Deprem Yönetmeliği esas alınmış ve bu yöntemlerle elde edilen sayısal sonuçlar karşılaştırılmıştır.

Doğrusal hesap yöntemi ile deprem performansının belirlenmesi kuvvet esaslı olup betonarme yapı elemanları için hasar sınırlarını tanımlayan etki/kapasite oranları kullanılmıştır. Doğrusal olmayan hesap yöntemi ile deprem performansı belirlenmesi ise şekil değiştirme esaslı olup malzemelerin birim boy değişimleri dikkate alınmıştır.

Ayrıca yönetmeliklerde verilen yöntemler oldukça ayrıntılı olup, belirsizlikleri hemen hemen hiç olmayan düzgün taşıyıcı sisteme sahip binalar için uygundur. Çok sayıda ve kısa zamanda uygulanması zordur.

Yapılan uygulamalarda yapının türü sebebiyle tasarım depremi altında hemen kullanım ve en büyük deprem altında can güvenliği performans seviyeleri doğrusal ve doğrusal olmayan yöntemlerle karşılaştırılmıştır. Çalışmanın sayısal sonuçlarını inceleyerek varılan bazı sonuçlar aşağıda sıralanmıştır:

a) Doğrusal elastik hesap yöntemlerinden birincisi olan eşdeğer deprem yükü yöntemine göre analizde hemen kullanım performans seviyesi için binanın zemin kattaki kirişlerinde minimum ve belirgin hasar bölgesinde elemanlar bulunmaktadır. Özellikle en belirgin hasarlar zemin kattaki kirişler ve kolonlarda oluşmuştur. Diğer katlardaki hasarlar minimum hasar bölgesi seviyesinde kalmıştır. Doğrusal elastik hesap yöntemlerinden ikincisi olan mod birleştirme yöntemine göre analizde de benzer ama az da olsa belirgin hasar bölgesindeki hasar oranları biraz fazla olmuştur. Bu fark ise eşdeğer deprem yükü yönteminde bodrum hariç iki kat üzerindeki binalarda $\lambda = 0.85$ ile deprem etkisi azaltıldığı ve çok azda olsa diğer modların katkısından dolayı oluşmuştur.

b) Can güvenliği performans seviyesi için ise zemin kat ve birinci normal kattaki

kirişlerde ileri hasar bölgesine geçen elemanlar mevcut ve kolonlarda ise genel olarak minimum ve belirgin hasar bölgesinde hasarlar oluşmuştur. Eşdeğer deprem yükü yöntemi ve mod birleştirme yöntemlerinin arasındaki farklar yukarıda belirtildiği sebeplerden dolayı can güvenliği performans seviyesi içinde mevcuttur.

c) Doğrusal elastik olmayan analiz yöntemlerinden birincisi olan artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemine göre hemen kullanım performans seviyesinde çok az oranda zemin kat kirişlerinde belirgin hasar oluşmuştur. Doğrusal elastik olmayan hesap yöntemlerinden ikincisi olan artımsal mod birleştirme yönteminde hemen kullanım performans seviyesi için diğer modların katkısı olmadığı için artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemine göre elde edilen hasar durumu aynen kabul edilmiştir.

d) Can güvenliği performans seviyesi için ise hiçbir katta ileri hasar bölgesine geçen eleman bulunmamıştır. Doğrusal elastik olmayan hesap yöntemlerinden ikincisi olan artımsal mod birleştirme yönteminde can güvenliği performans seviyesi için diğer modların katkısı olmadığı için artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemine göre elde edilen hasar durumu aynen kabul edilmiştir.

e) Doğrusal olmayan hesap yöntemiyle belirlenen kesit hasar bölgeleri uygulanan bu örnek için genelde daha elverişli sonuçlar vermiştir.

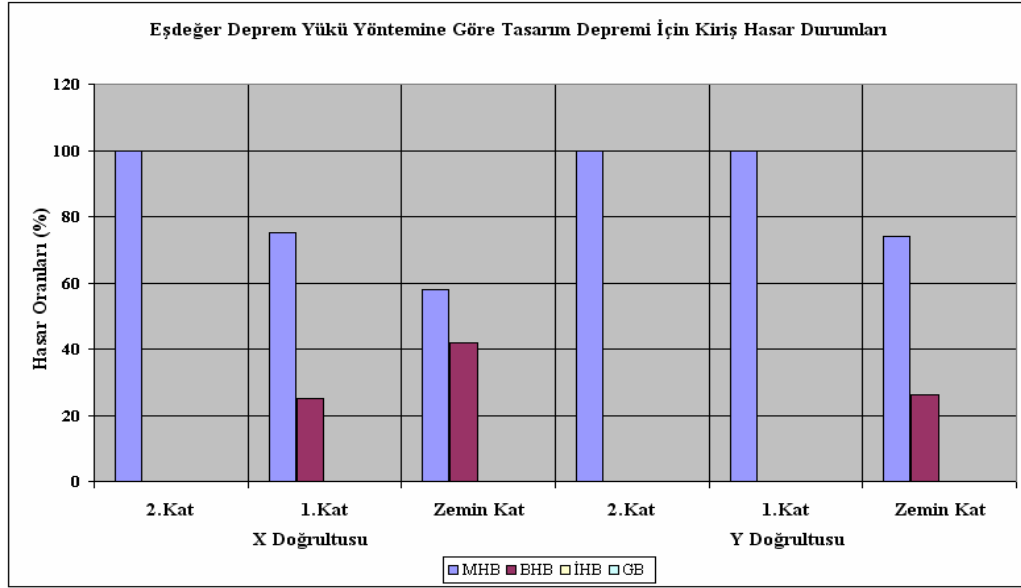
f) İncelenen yapıda doğrusal ve doğrusal olmayan analizler sonucunda elemanlarda oluşan hasar durumları her iki doğrultu için ayrı ayrı yüzde oranı olarak Ek A da gösterilmiştir.

İncelenen yapıda kesit ve geometri özellikleri alt katlardan başlayarak üst katlara kadar değişmemiştir. Alt katlara etkiyen kuvvetlerin daha fazla olması nedeniyle buralarda oluşabilecek hasarların diğer katlara oranla fazla olması beklenmektedir.

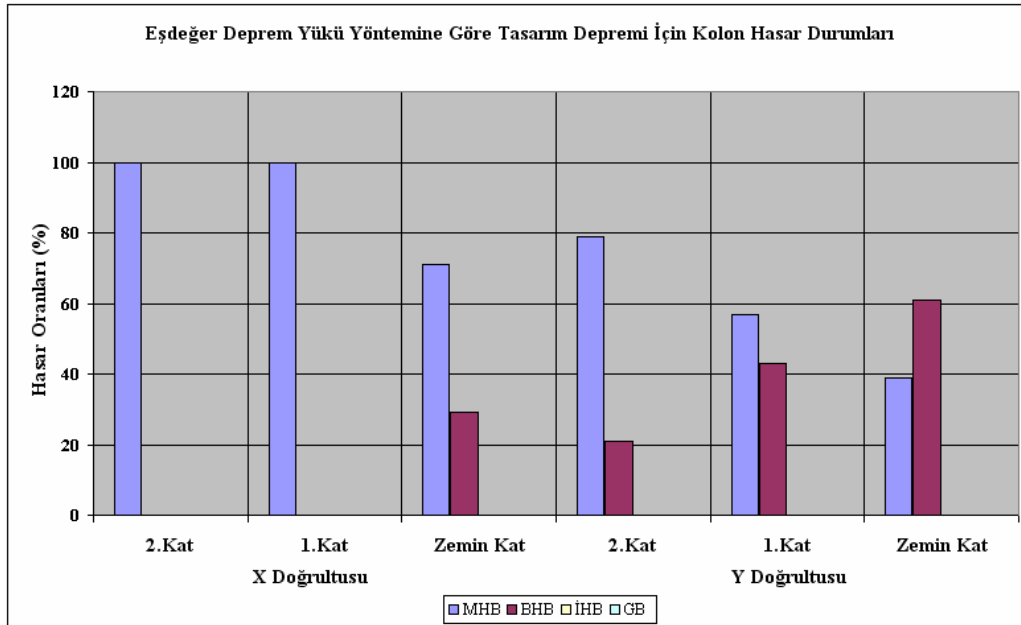
Üst katlara doğru etkiyen kuvvetler azalması nedeniyle oluşabilecek hasar durumlarının da daha az olması beklenmektedir. Sonuçlardan görüldüğü üzere yapıdan beklenildiği gibi alt katlarda hasar oranları daha fazla, üst katlara doğru gidildikçe bu hasar oranları gittikçe azalmaktadır.

Doğrusal ve doğrusal olmayan yöntemlerle elde edilen sayısal sonuçlara göre yapının tasarım depremi altında hemen kullanım performans seviyesini sağlayamadığı fakat en büyük deprem altında can güvenliği performans seviyesini sağladığı gözlenmiştir.

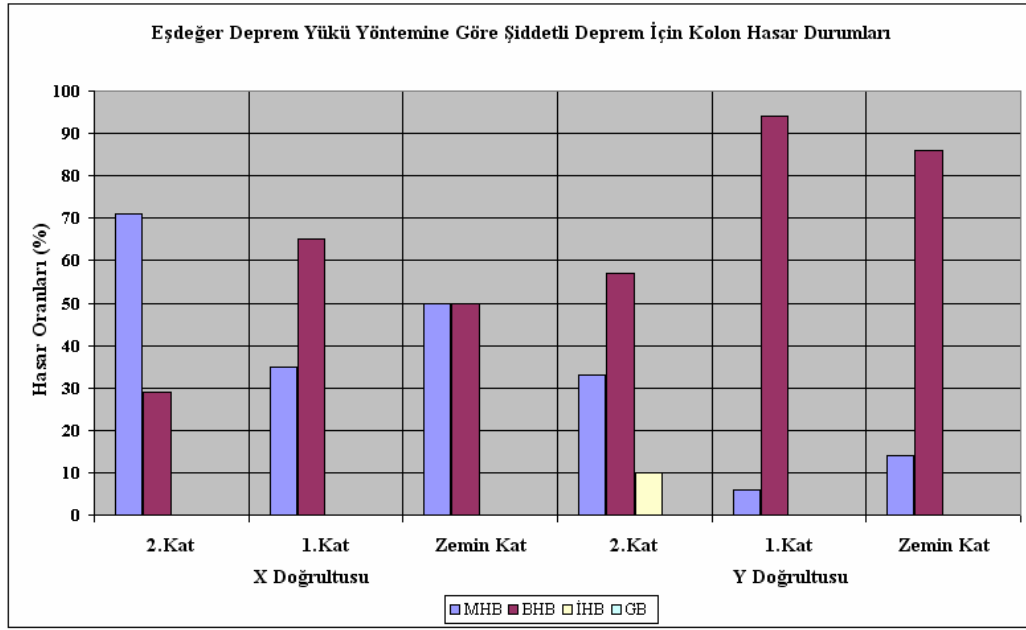
Ek A



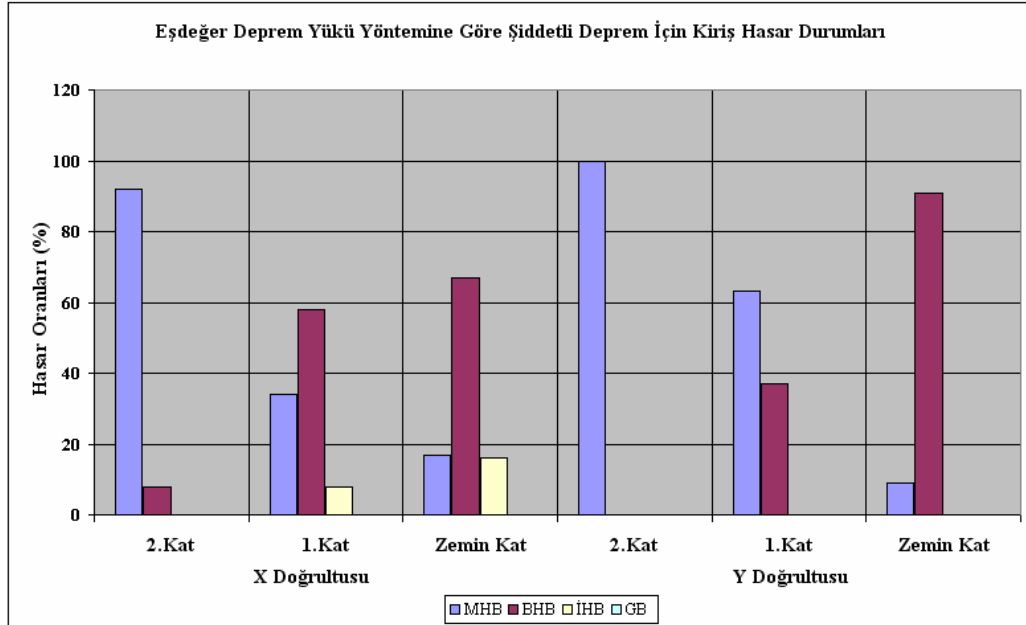
Şekil A.1: Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemine Göre Tasarım Depremi İçin Kolon Hasar Durumları



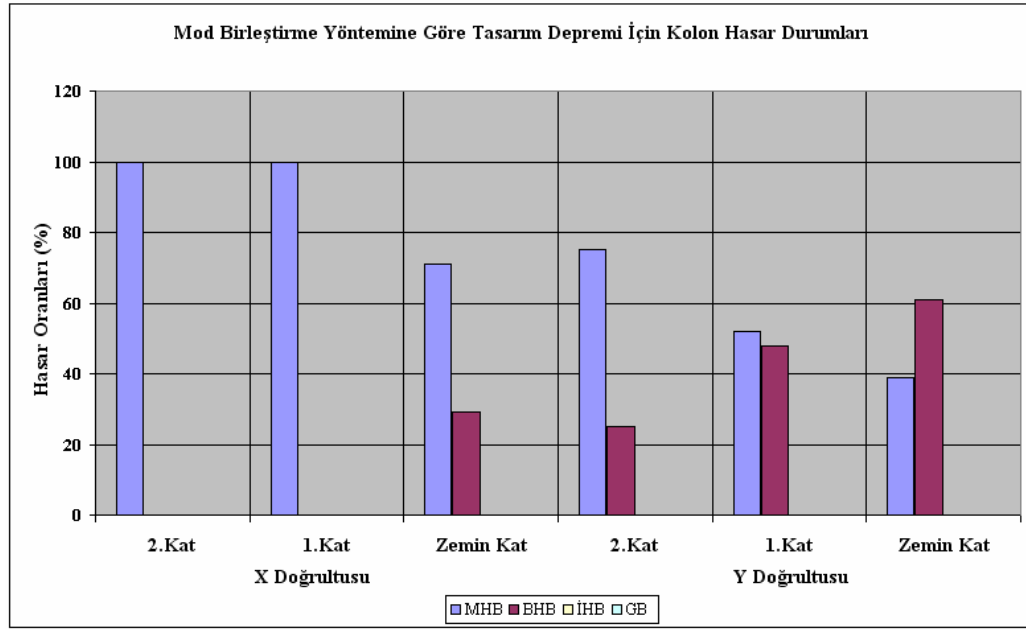
Şekil A.2: Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemine Göre Tasarım Depremi İçin Kiriş Hasar Durumları



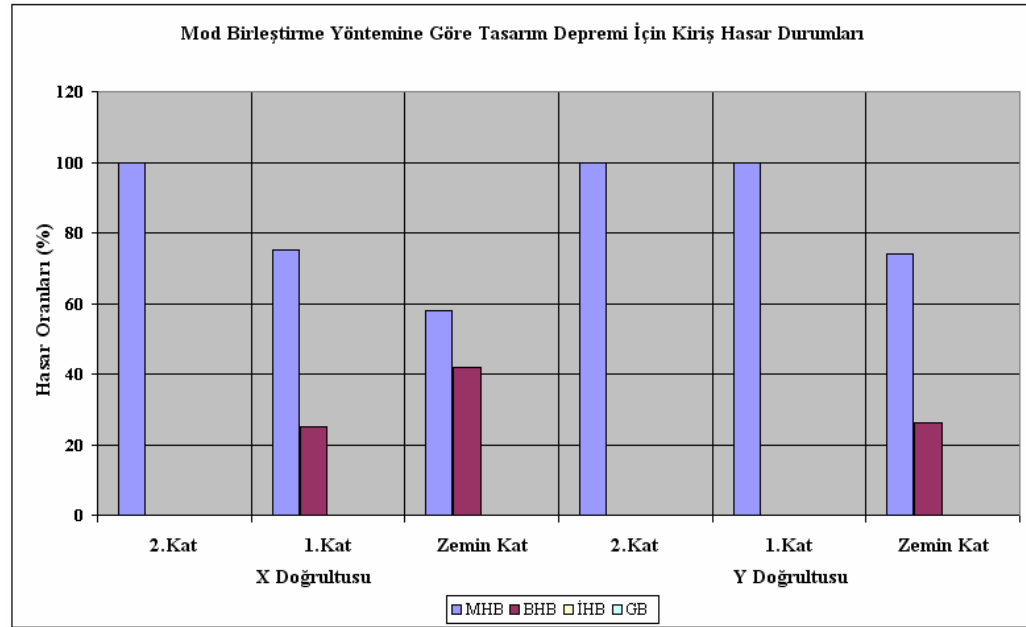
Şekil A.3: Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemine Göre Şiddetli Deprem İçin Kolon Hasar Durumları



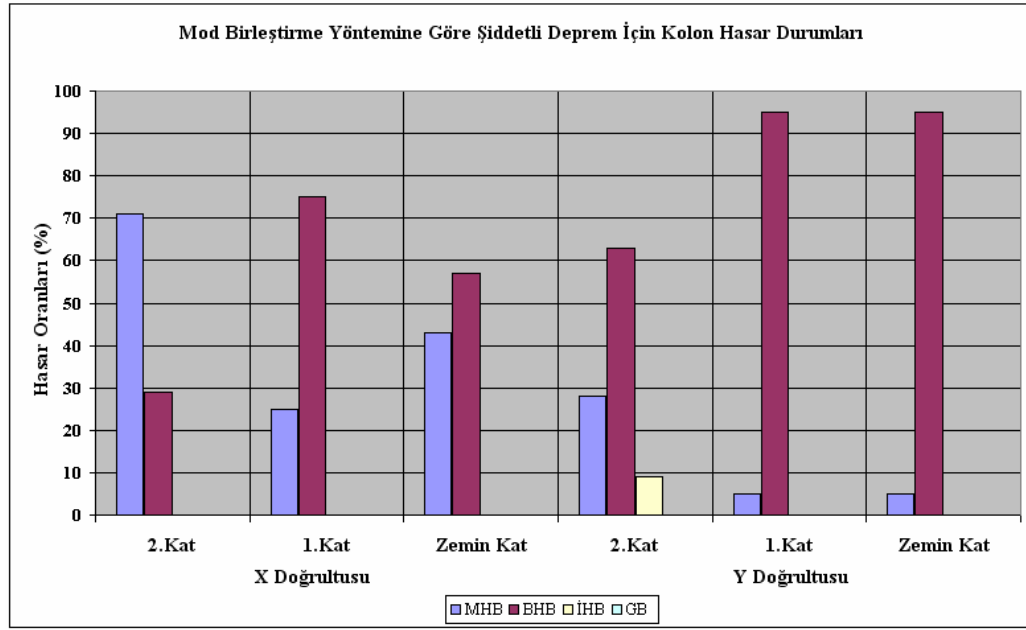
Şekil A.4: Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemine Göre Şiddetli Deprem İçin Kiriş Hasar Durumları



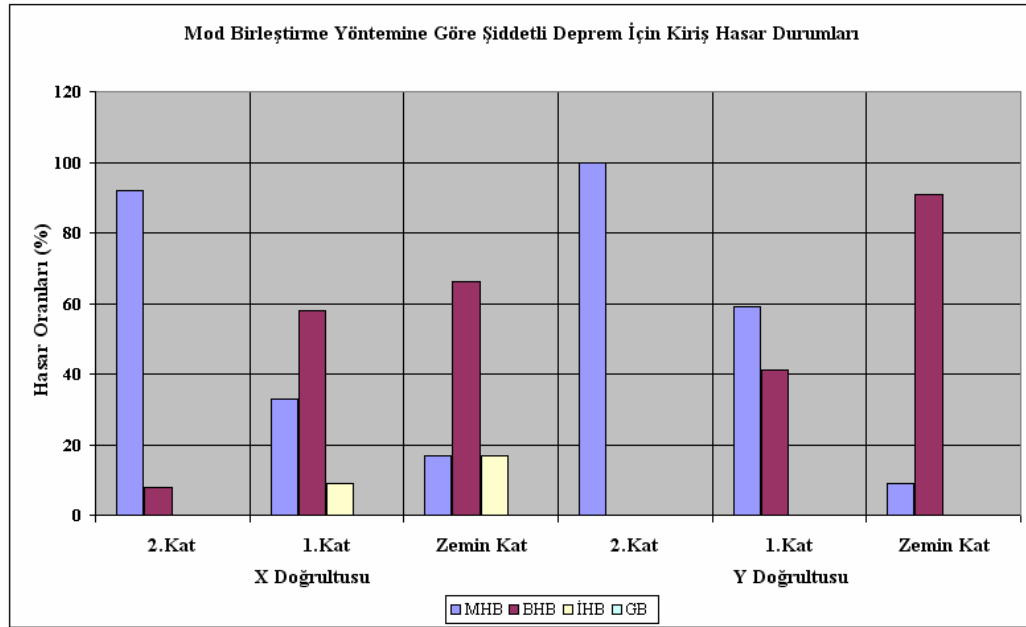
Şekil A.5: Mod Birleştirme Yöntemine Göre Tasarım Depremi İçin Kolon Hasar Durumları



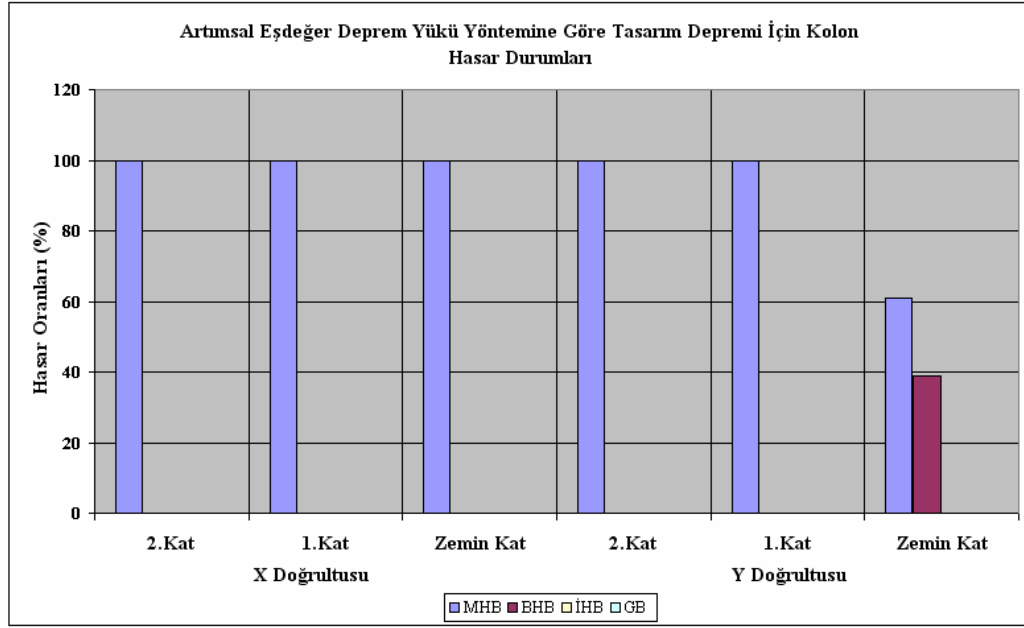
Şekil A.6: Mod Birleştirme Yöntemine Göre Tasarım Depremi İçin Kiriş Hasar Durumları



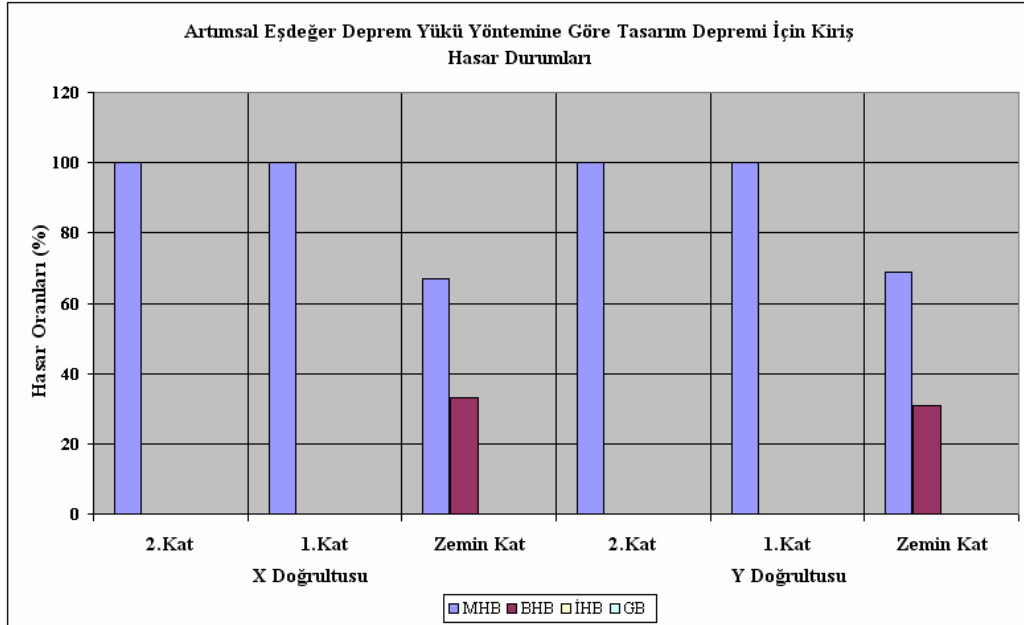
Şekil A.7: Mod Birleştirme Yöntemine Göre Şiddetli Deprem İçin Kolon Hasar Durumları



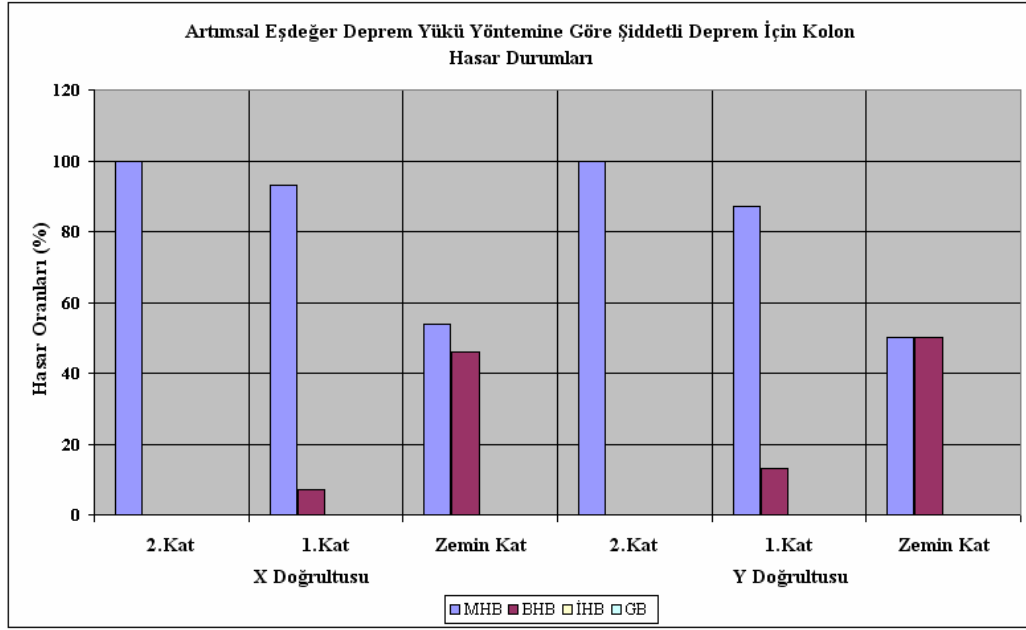
Şekil A.8: Mod Birleştirme Yöntemine Göre Şiddetli Deprem İçin Kiriş Hasar Durumları



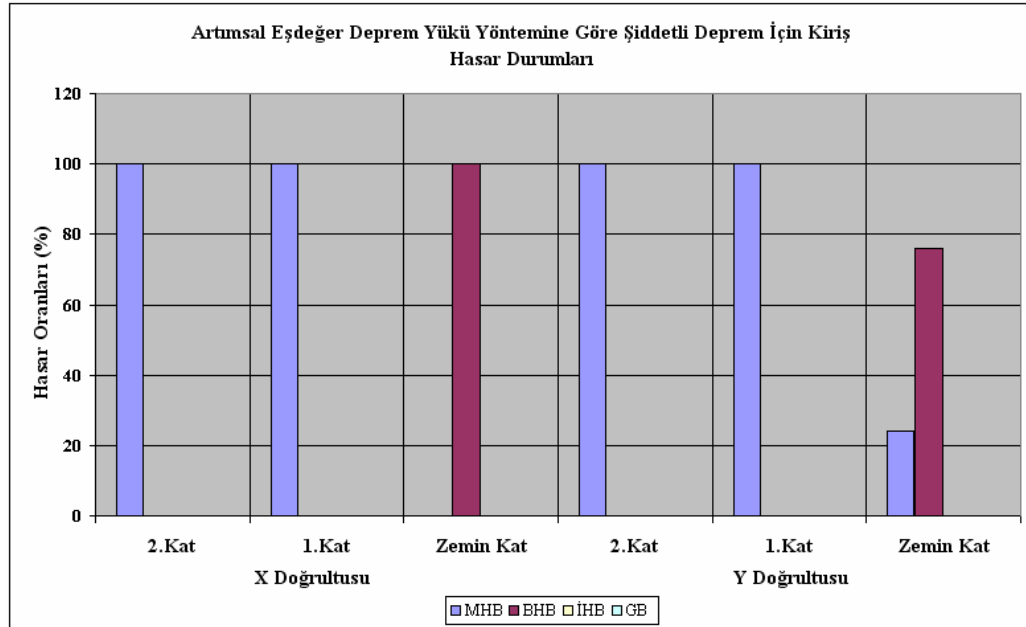
Şekil A.9: Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemine Göre Tasarım Depremi İçin Kolon Hasar Durumları



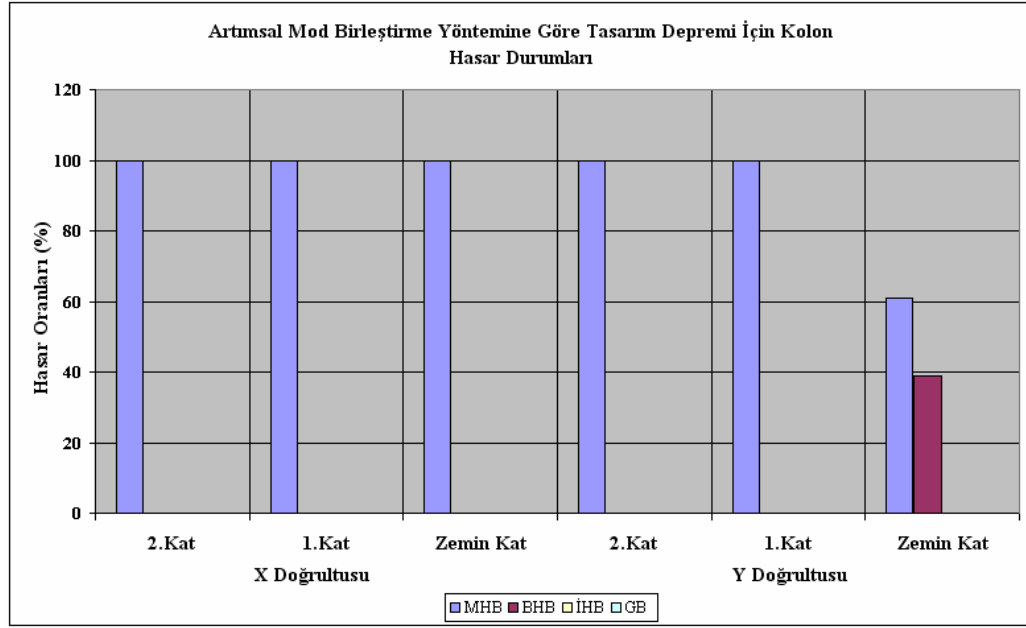
Şekil A.10: Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemine Göre Tasarım Depremi İçin Kiriş Hasar Durumları



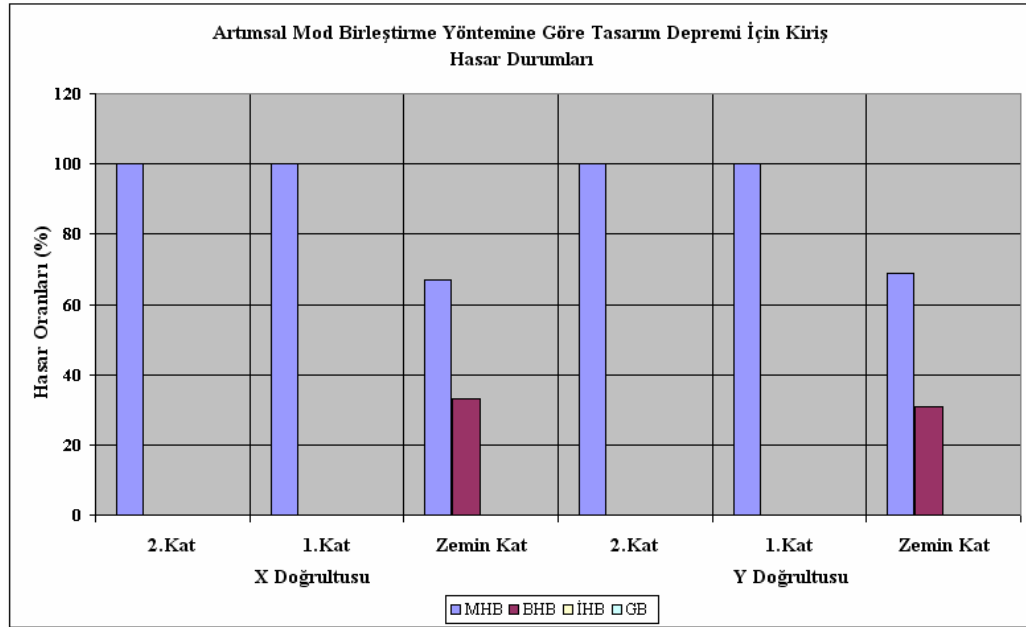
Şekil A.11: Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemine Göre Şiddetli Deprem İçin Kolon Hasar Durumları



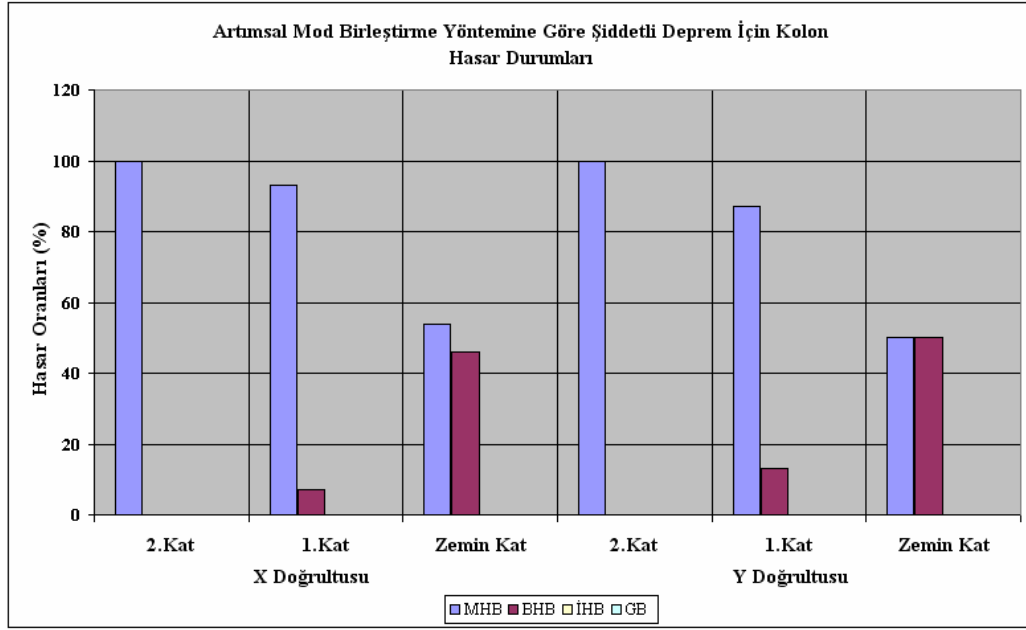
Şekil A.12: Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemine Göre Şiddetli Deprem İçin Kiriş Hasar Durumları



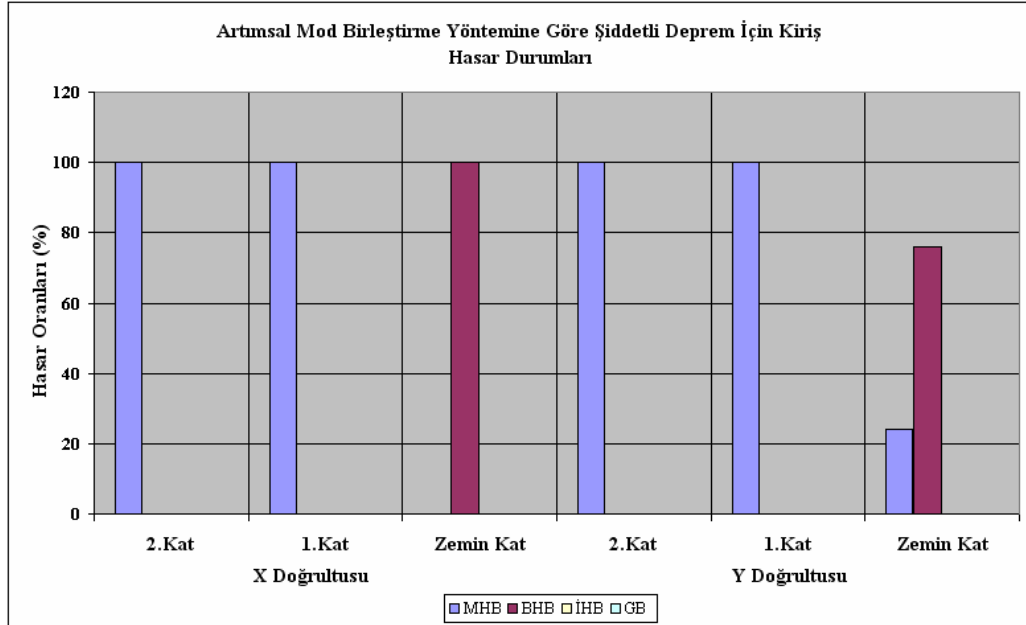
Şekil A.13: Artımsal Mod Birleştirme Yöntemine Göre Tasarım Depremi İçin Kolon Hasar Durumları



Şekil A.14: Artımsal Mod Birleştirme Yöntemine Göre Tasarım Depremi İçin Kiriş Hasar Durumları

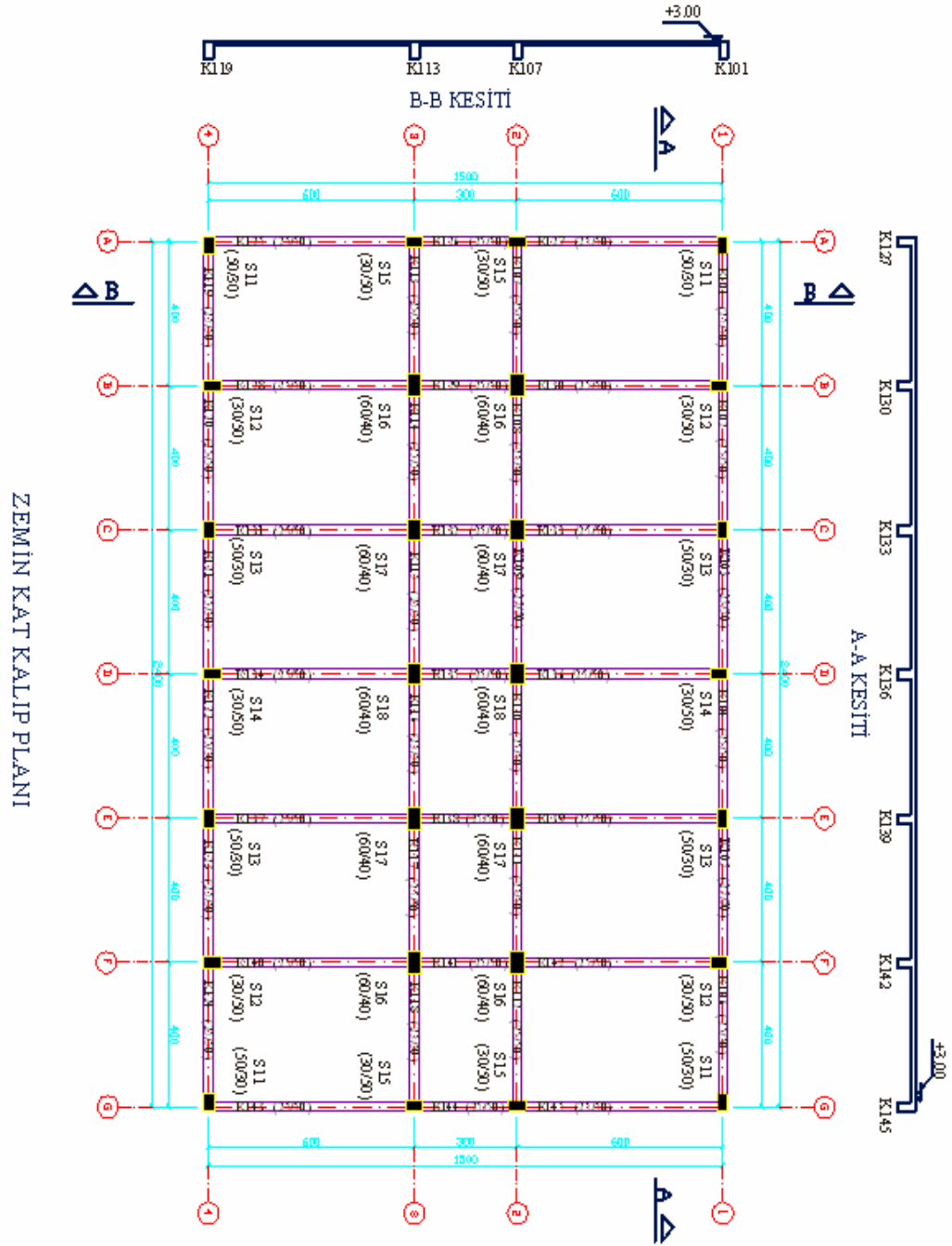


Şekil A.15: Artımsal Mod Birleştirme Yöntemine Göre Şiddetli Deprem İçin Kolon Hasar Durumları

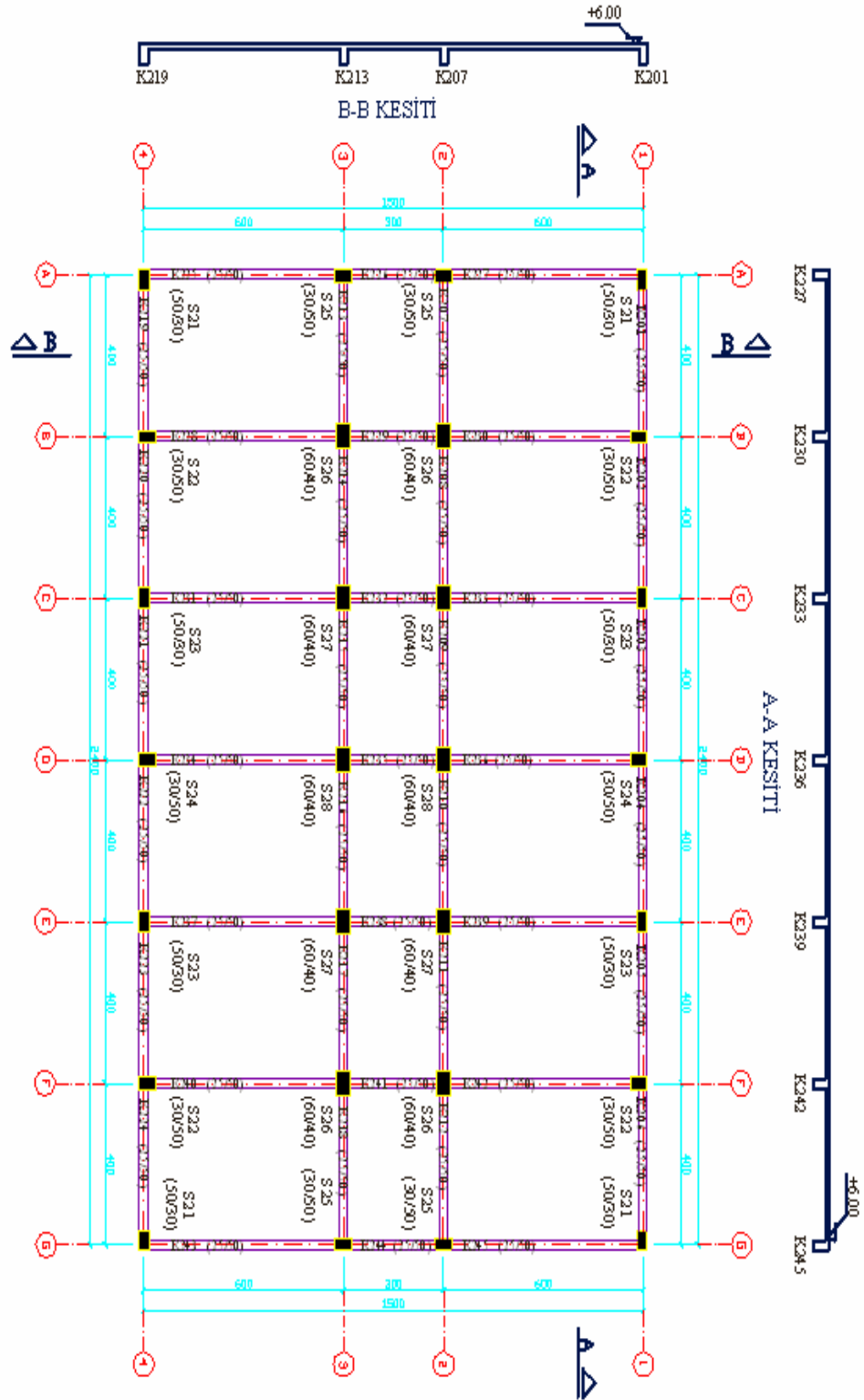


Şekil A.16: Artımsal Mod Birleştirme Yöntemine Göre Şiddetli Deprem İçin Kiriş Hasar Durumları

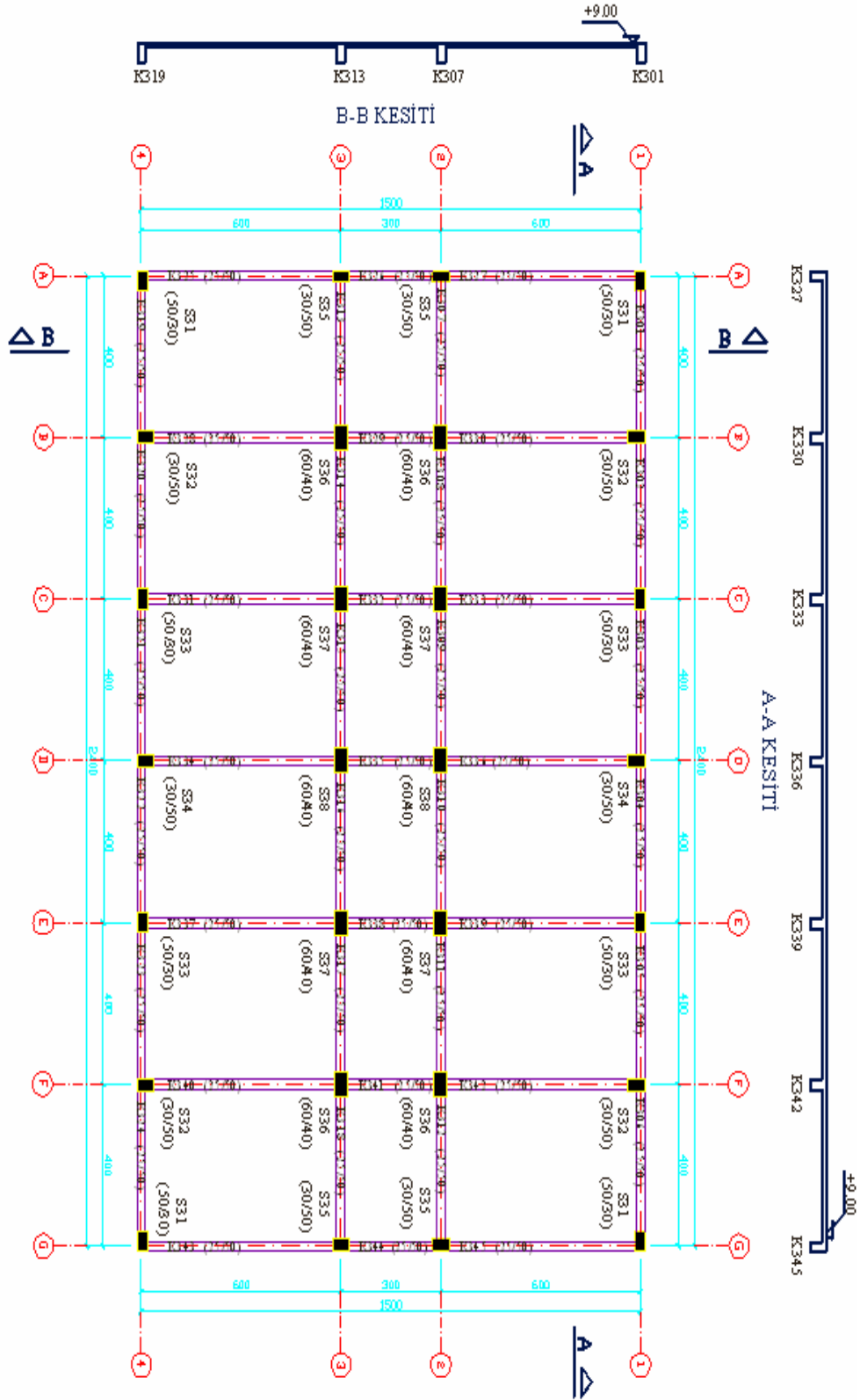
Ek B



Şekil B.1: Zemin Kat Kalıp Planı



Şekil B.2: 1. Normal Kat Kalıp Planı



Şekil B.3: 2. Normal Kat Kalıp Planı

KAYNAKLAR

- [1] **Bilgin, H., İnel, M., Özmen, H. B.**, 2006, Orta Katlı Betonarme Yapıların Deprem Performansları, *Yapısal Onarım ve Güçlendirme Sempozyumu*, Pamukkale Üniversitesi Pamukkale-Denizli, 7-8 Aralık, s. 237-246.
- [2] **Kayhan, A. H., Yılmaz, S., Özmen, H. B.**, 2006, Yeni Deprem Yönetmeliğinde Yer Alan Doğrusal Değerlendirme Yöntemi'nin Mevcut Bir Binanın İncelenmesinde Uygulanması, *Yapısal Onarım ve Güçlendirme Sempozyumu*, Pamukkale Üniversitesi, Pamukkale-Denizli, 7-8 Aralık, s. 280-289.
- [3] **Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik**, 2007. *Bayındırlık ve İskan Bakanlığı*, Ankara.
- [4] **Özer, E.**, 2007. Yapı Sistemlerinin Lineer Olmayan Analizi Ders Notları, <http://www.ins.itu.edu.tr/eozer>
- [5] **FEMA 273-274**, 1997. NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, federal Emergency Management Agency, Washington.
- [6] **FEMA 356**, 2000. Prestandard and Commentary for The Seismic Rehabilitation of Buildings, NEHRP Guidelines, Washington.
- [7] **FEMA 440**, 2005. Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, "NEHRP Guidelines", Washington.
- [8] **ATC-40**, 1996. "Seismic evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", Vol.1, Applied Technology Council, Redwood City, CA.
- [9] **Krawinkler, H. and Seneviratna, G. D. P. K.**, 1998. Pros and Cons of a Pushover Analysis of Seismic Performance Evaluation. *Engineering Structures*, Vol. 20, Nos 4-6, pp. 452-464.
- [10] **Karaziyan, S.**, 2006. Betonarme binaların deprem performanslarının belirlenmesi, Yüksek Lisans Tezi, Dokuz Eylül Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İzmir.
- [11] **Ersoy, U., Özcebe, G.**, 2004. Betonarme, Sistem Matbaacılık, İstanbul.

- [12] **Mander, J.B., Priestly, M.J.N, Park,R**,1988. Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol.114
- [13] **Celep, Z.**, 2007. Betonarme taşıyıcı sistemlerde doğrusal olmayan davranış ve çözümleme, Beta Yayıncılık, İstanbul.
- [14] **SAP2000** *Three Dimensional Static and Dynamic Finite Element Analysis and Design of Structure, Computers and Structures Inc.2000.*
- [15] **TS498**, 1997. Betonarme Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yükler, *Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.*
- [16] **TS500**, 2000. Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü, Ankara*

ÖZGEÇMİŞ

Halis Bahadır KASİL, 1981 yılında Erzurum’da doğmuştur. İlköğrenimini, İnönü İlkokulu’nda, orta ve liseyi Özel Aziziye Lisesi’nde tamamlamıştır. 2001 yılında, Yıldız Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü’ne girmeye hak kazanmış, 2005 yılında lisans eğitimini ikinci öğretim bölüm birincisi olarak tamamlamıştır. Aynı yıl, İ.T.Ü Fen Bilimleri Enstitüsüne bağlı İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Deprem Mühendisliği Programını kazandıktan sonra bir yıl yabancı dil eğitimini almış ve 2006 -2007 güz yarıyılında yüksek lisans öğrenimine başlamıştır.