

**BETONARME BİR TAŞIYICI SİSTEMİN DEPREM
PERFORMANSININ DEĞİŞİK YÖNTEMLERLE
KARŞILAŞTIRMALI DEĞERLENDİRİLMESİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Mehmet Burak YILMAZ**

Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Programı : DEPREM MÜHENDİSLİĞİ

HAZİRAN 2008

**BETONARME BİR TAŞIYICI SİSTEMİN DEPREM
PERFORMANSININ DEĞİŞİK YÖNTEMLERLE
KARŞILAŞTIRMALI DEĞERLENDİRİLMESİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Mehmet Burak YILMAZ
501061218**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 10 Nisan 2008
Tezin Savunulduğu Tarih : 10 Haziran 2008**

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

HAZİRAN 2008

ÖNSÖZ

Bu tez çalışmasında, DBYBHY 2007'ye göre tasarımı yapılmış betonarme perde ve çerçeve taşıyıcılı bir sistemin yine DBYBHY 2007 7. bölümünde bulunan yöntemlerle performans değerlendirilmesi sunulmaktadır.

Lisans ve yüksek lisans öğrenimim sırasında kendisinden almış olduğum dersler sayesinde bana bir mühendislik bakış açısı kazandıran, tez çalışmam süresince bana değerli vaktini ayıran ve her konuda yardımını esirgemeyen danışman hocam Sayın Prof. Dr. Zekai Celep'e sonsuz teşekkürlerimi sunarım.

İstanbul Teknik Üniversitesi'nde geçirmiş olduğum 6 sene boyunca üzerimde emekleri olan tüm hocalarıma ve özellikle Sayın Prof. Dr. Yalçın Aköz, Sayın Doç. Dr. Yılmaz Akkaya ve Sayın Yük. İnş. Müh. Murat Yılmaz'a teşekkürlerimi sunarım.

Tez çalışmam esnasında, bana zamanlarını ayırıp yardımcı olan Yük. İnş. Müh. Şeref Polat ve Yük. İnş. Müh. Göktürk Önem'e teşekkürlerimi bir borç bilirim.

Hayatım boyunca yanımda olan, tüm kararlarıma anlayış gösterip beni bu günlere getiren anneme, babama ve biricik ablama; bana verdikleri sevgi ve yaşama sevinci için minnettarım.

Haziran 2008

Mehmet Burak YILMAZ

İÇİNDEKİLER

	Sayfa No:
KISALTMALAR	v
TABLO LİSTESİ	vi
ŞEKİL LİSTESİ	viii
SEMBOL LİSTESİ	x
ÖZET	xii
SUMMARY	xiii
1. GİRİŞ	1
2. BETONARME YAPI SİSTEMLERİNİN DEPREM PERFORMANSINA GÖRE DEĞERLENDİRİLMESİ	3
2.1 Genel Kavramlar ve Kabuller	3
2.1.1 Betonarme Malzeme Modelleri	3
2.1.1.1 Beton için Malzeme Modeli	3
2.1.1.2 Çelik için Malzeme Modeli	4
2.1.2 Plastik Mafsallı Hipotezi	5
2.1.3 Süneklik	6
2.1.3.1 Kesit Düzeyinde Süneklik	7
2.1.3.2 Sistem Düzeyinde Süneklik	8
2.2 Deprem Performansının Değerlendirilmesinde DBYBHY 2007 Yaklaşımı	9
2.2.1 Binalardan Bilgi Toplanması	9
2.2.2 Yapı Elemanlarının Hasar Sınırları ve Hasar Bölgeleri	9
2.2.3 Deprem Hesabına İlişkin Genel İlke ve Kurallar	10
2.2.4 Performansın Doğrusal Elastik Hesap Yöntemleri ile Belirlenmesi	11
2.2.5 Performansın Doğrusal Elastik Olmayan Hesap Yöntemleri ile Belirlenmesi	14
2.2.5.1 Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi	15
2.2.5.2 Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi	21
2.2.5.2 Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi	21
2.2.6 Bina Deprem Performansının Belirlenmesi	21
2.2.7 Binalar için Hedeflenen Performans Düzeyleri	22
3. ÜÇ KATLI OKUL BİNASININ DEPREM PERFORMANSININ KARŞILAŞTIRILMALI BELİRLENMESİ	24

3.1 Genel Yapı Bilgileri	24
3.1.1 Tasarım ve Performans Belirlenmesi İçin Genel Parametreler	24
3.1.2 Yapının Bilgisayar Modeli	27
3.1.3 Performans Değerlendirilmesinde Kullanılacak Eleman Rijitlikleri	28
3.1.4 Performans Değerlendirmesi İçin Dinamik Özellikler	29
3.2 DBYBHY 2007 Doğrusal Elastik Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi İle Deprem Performansının Belirlenmesi	29
3.2.1 Göreli Kat Ötelemeleri Kontrolü	30
3.2.2 Yapı Elemanlarının Hasar Düzeylerinin Belirlenmesi	30
3.2.2.1 Kirişlerin Hasar Bölgelerinin Belirlenmesi	30
3.2.2.2 Kolonların ve Perdelerin Hasar Bölgelerinin Belirlenmesi	33
3.2.2.3 Kolon-Kiriş Birleşim Bölgesi Kesme Kontrolleri	38
3.2.3 Binanın Farklı Depremlerdeki Performans Seviyeleri	39
3.3 DBYBHY 2007 Doğrusal Elastik Olmayan Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi İle Deprem Performansının Belirlenmesi	40
3.3.1 Kesitlerin Plastik Özelliklerinin Tanımlanması	40
3.3.2 Binanın Kapasite Eğrisinin Elde Edilmesi	42
3.3.3 Doğrusal Olmayan Tepe Yerdeğiştirmesinin Belirlenmesi	44
3.3.4 Yapı Elemanlarının Hasar Düzeylerinin Belirlenmesi	47
3.3.5 Binanın Farklı Depremlerdeki Performans Seviyeleri	51
3.4 DBYBHY 2007 Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi İle Deprem Performansının Belirlenmesi	53
3.4.1 Analizde Kullanılacak Deprem Kayıtlarının Seçilmesi	53
3.4.2 Çözüm Yöntemi	56
3.4.3 Kesit Hasarlarının Belirlenmesi	58
3.4.3.1 Eksenel Plastik Şekil Değiştirmelerin İhmal Edildiği Durum	58
3.4.3.2 Eksenel Plastik Şekil Değiştirmelerin Dahil Edildiği Durum	63
3.4.4 Binanın Farklı Depremlerdeki Performans Seviyeleri	68
3.4.5 Doğrusal Olmayan Statik ve Dinamik Çözümün Karşılaştırılması	69
4. SONUÇLAR	75
EK A.	77
EK B.	81
KAYNAKLAR	84
ÖZGEÇMİŞ	86

KISALTMALAR

DBYBHY	: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik
G	: Düşey Sabit Yükler
Q	: Düşey Hareketli Yükler
MHB	: Minimum Hasar Bölgesi
BHB	: Belirgin Hasar Bölgesi
İHB	: İleri Hasar Bölgesi
GB	: Göçme Bölgesi
HK	: Hemen Kullanım
CG	: Can Güvenliği
GÖ	: Göçmenin Önlenmesi
EBYİ	: En Büyük Yer İvmesi
SAP 2000	: Integrated Software for Structural Analysis and Design
TS-500	: Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları
XTRACT	: Cross-sectional X Structural Analysis of Components
ZTAH	: Zaman Tanım Alanında Hesap
AİA	: Artımsal İtme Analizi

TABLO LİSTESİ

Sayfa No

Tablo 2.1 Farklı Normal Kuvvetler Altında Eğrilik Sünekliği.....	8
Tablo 2.2 Binalar İçin Bilgi Düzeyi Katsayıları.....	9
Tablo 2.3 Betonarme Kirişler İçin Hasar Sınırları (r)	13
Tablo 2.4 Betonarme Kolonlar İçin Hasar Sınırları (r)	13
Tablo 2.5 Betonarme Perdeler İçin Hasar Sınırları (r)	13
Tablo 2.6 Görelî Kat Öteleme Kontrolü	14
Tablo 2.7 Performans Şartları.....	22
Tablo 2.8 Binalar İçin Hedeflenen Çok Seviyeli Performans Düzeyleri	23
Tablo 3.1 Bina Modlarının Periyotları ve Karşı Gelen Etkin Kütle Oranları	29
Tablo 3.2 Tasarım Depreminde Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yükleri.....	29
Tablo 3.2 Tasarım Depreminde Görelî Kat Ötelemeleri	30
Tablo 3.3 Şiddetli Depremde Görelî Kat Ötelemeleri.....	30
Tablo 3.4 Kiriş Özellikleri.....	31
Tablo 3.5 K101 Kirişi Bilgileri	32
Tablo 3.6 Kolon ve Perde Özellikleri.....	33
Tablo 3.7 390×30 Zemin Kat Perdesi X doğrultulu Tasarım Depremi İçin r Değeri	34
Tablo 3.7 390×30 Zemin Kat Perdesi X Doğrultulu Şiddetli Deprem İçin r Değeri	35
Tablo 3.8 Zemin Kat Kolonlarının X Doğrultusu İçin Kesme Güvenliği.....	38
Tablo 3.9 Zemin Kat Kolon-Kiriş Birleşim Bölgesi Kesme Kontrolü.....	38
Tablo 3.10 Tasarım Depremi İçin Eleman Hasar Durumları	39
Tablo 3.11 Şiddetli Depremi İçin Eleman Hasar Durumları	39
Tablo 3.12 Kiriş Hasar Sınırları İçin Toplam Eğrilik Değerleri	41
Tablo 3.13 Kiriş Hasar Sınırları İçin Dönme Faktörleri.....	41
Tablo 3.14 X Doğrultusu İçin İtme Ve Modal Kapasite Eğrileri	43
Tablo 3.15 Y Doğrultusu İçin İtme Ve Modal Kapasite Eğrileri	44
Tablo 3.16 X Doğrultusunda Şiddetli Deprem İçin Spektral Yerdeğiştirme Oranı ..	45
Tablo 3.17 X Doğrultusunda Tasarım Depremi İçin Spektral Yerdeğiştirme Oranı	46

Tablo 3.18	Y Doğrultusunda Şiddetli Deprem İçin Spektral Yerdeğiştirme Oranı ..	46
Tablo 3.19	Y Doğrultusunda Tasarım Depremi İçin Spektral Yerdeğiştirme Oranı	46
Tablo 3.20	Zemin Kat Kolon-Kiriş Birleşim Bölgesi Kesme Kontrolü.....	49
Tablo 3.21	Zemin Kat Kolonlarının X Doğrultusu İçin Kesme Güvenliği.....	50
Tablo 3.22	Zemin Kat Kirişleri X Doğrultusu İçin Kesme Güvenliği	51
Tablo 3.22	Tasarım Depremi İçin Eleman Hasar Durumları	52
Tablo 3.23	Şiddetli Depremi İçin Eleman Hasar Durumları	52
Tablo 3.23	Şiddetli Depremi İçin Eleman Hasar Durumları	54
Tablo 3.24	Elastik İvme Spektrumlarının Karşılaştırılması	56
Tablo 3.25	Zemin Kat Kolon-Kiriş Birleşim Bölgesi Kesme Kontrolü.....	61
Tablo 3.26	Zemin Kat Kolonlarının X Doğrultusu İçin Kesme Güvenliği.....	62
Tablo 3.27	Zemin Kat Kirişleri X Doğrultusu İçin Kesme Güvenliği	63
Tablo 3.28	P390×30 Perdesi LA1 Şiddetli Depremi Plastik Davranış Aralıkları	64
Tablo 3.29	P390×30 Perdesi LA1 Şiddetli Depremi Plastik Davranış Aralıkları	66
Tablo 3.30	P390×30 Perdesi Akma Eğrisi	67
Tablo 3.31	Tasarım Depremi İçin Eleman Hasar Durumları	69
Tablo 3.32	Şiddetli Depremi İçin Eleman Hasar Durumları	69
Tablo 3.33	X doğrultusu için Normalize Edilmiş Kat Ötelenmeleri.....	70
Tablo 3.34	Y doğrultusu için Normalize Edilmiş Kat Ötelenmeleri.....	70
Tablo A.1	Doğrusal Elastik Yöntem İçin 1.Kat Kirişlerin Hasar Durumları.....	78
Tablo A.2	Doğrusal Elastik Yöntem İçin 1.Kat Kirişlerin Hasar Durumları.....	79
Tablo A.3	Doğrusal Elastik Yöntem İçin 1.Kat Kirişlerin Hasar Durumları.....	80

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa No

Şekil 2.1 Betonun Gerilme-Şekil Değiştirme İlişkisi	4
Şekil 2.2 Çeliğin Gerilme-Şekil Değiştirme İlişkisi	5
Şekil 2.3 S55×55 Kesiti Donatı Detayları	7
Şekil 2.4 S55×55 Kesiti için Moment Eğrilik İlişkisi.....	8
Şekil 2.5 Kesit Hasar Bölgeleri.....	10
Şekil 2.6 Modal Kapasite Diyagramı-1	19
Şekil 2.7 Modal Kapasite Diyagramı-2	20
Şekil 3.1 Taşıyıcı Sistem Kesitleri ve Donatı Detayları	26
Şekil 3.2 Yapının 3 Boyutlu Bilgisayar Modeli	28
Şekil 3.3 Zemin Kat P390×30 Perdesi Tasarım Depremi Altında Hasar Durumları.	34
Şekil 3.4 Zemin Kat P390×30 Perdesi Şiddetli Deprem Altında Hasar Durumları ..	35
Şekil 3.5 Zemin Kat S30×60 Kolonları Alt Ve Üst Uç Kesit Hasar Durumları.....	36
Şekil 3.6 Zemin Kat S40×60 Kolonları Alt Ve Üst Uç Kesit Hasar Durumları.....	37
Şekil 3.7 Zemin Kat P30×210 Perdeleri Alt Ve Üst Uç Kesit Hasar Durumları.....	37
Şekil 3.8 X Doğrultusunda Talep ve Kapasite Eğrileri	45
Şekil 3.9 Y Doğrultusunda Talep ve Kapasite Eğrileri	46
Şekil 3.10 X Doğrultusundaki Tasarım Depremi Etkisiyle Plastikleşen Kesitler	47
Şekil 3.11 Y Doğrultusundaki Tasarım Depremi Etkisiyle Plastikleşen Kesitler	47
Şekil 3.12 X Doğrultulu Tasarım Depreminde 390×30 Perdesi Hasar Durumu	48
Şekil 3.13 X Doğrultulu Şiddetli Depremde 390×30 Perdesi Hasar Durumu	49
Şekil 3.14 Şiddetli Depremde K112, K113 ve K114 Kirişleri Kesme Kuvvetleri	50
Şekil 3.15 LA1 Depreminin İvme Kaydı.....	54
Şekil 3.16 LA4 Depreminin İvme Kaydı.....	55
Şekil 3.17 BO27 Depreminin İvme Kaydı.....	55
Şekil 3.19 X Doğrultusundaki Tasarım Depremi Etkisiyle Plastikleşen Kesitler	59
Şekil 3.20 Y Doğrultusundaki Tasarım Depremi Etkisiyle Plastikleşen Kesitler	59
Şekil 3.21 X Doğrultulu Tasarım Depreminde 390×30 Perdesi Hasar Durumu	60

Şekil 3.22 X Doğrultulu Şiddetli Depremde 390×30 Perdesi Hasar Durumu	61
Şekil 3.23 P390×30 Perdesi Elastik Bölge Sınırı	63
Şekil 3.24 P390×30 Perdesine Depremde Gelen Eksenel Kuvvetlerin Sınırları	65
Şekil 3.25 P390×30 Perdesi Moment-Plastik Dönme İlişkisi.....	65
Şekil 3.26 P390×30 Perdesi Plastik Uzama-Zaman İlişkisi	66
Şekil 3.27 X Doğrultulu Şiddetli Deprem için ZTAH ve AİA Eğrileri.....	71
Şekil 3.28 X Doğrultulu Tasarım Depremi için ZTAH ve AİA Eğrileri.....	72
Şekil 3.29 Y Doğrultulu Şiddetli Deprem için ZTAH ve AİA Eğrileri.....	73
Şekil 3.30 Y Doğrultulu Tasarım Depremi için ZTAH ve AİA Eğrileri.....	74
Şekil B.1 Kat Kalıp Planı(Zemin Kat).....	82
Şekil B.2 Kiriş Anahtar Planları	83

SEMBOL LİSTESİ

A_c	: Kolon veya perdenin brüt kesit alanı
A_s	: Boyuna donatı alanı
$\alpha_1^{(i)}$	: (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait modal ivme
a_1	: Birinci (hakim) moda ait modal ivme
a_{y1}	: Birinci moda ait eşdeğer akma ivmesi
b_w	: Kirişin gövde genişliği
C_{R1}	: Birinci moda ait spektral yerdeğiştirme oranı
d	: Kirişin ve kolonun faydalı yüksekliği
$d_1^{(i)}$	: (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait modal yerdeğiştirme
$d_1^{(p)}$	: Birinci moda ait modal yerdeğiştirme istemi
d_{y1}	: Birinci moda ait eşdeğer akma yerdeğiştirmesi
E_c	: Çerçeve betonunun elastisite modülü
EI_o	: Çatlamamış kesit eğilme rijitliği
f_{cm}	: Mevcut beton dayanımı
f_{ctm}	: Mevcut betonun çekme dayanımı
f_c	: Sargılı betonda beton basınç gerilmesi
f_{cc}	: Sargılı beton dayanımı
f_{co}	: Sargısız betonun basınç dayanımı
f_e	: Etkili sargılama basıncı
f_s	: Donatı çeliğindeki gerilme
f_{sy}	: Donatı çeliğinin akma dayanımı
f_{su}	: Donatı çeliğinin kopma dayanımı
f_{yw}	: Enine donatının akma dayanımı
h	: Çalışan doğrultudaki kesit boyutu
h_k	: Kolon boyu (mm)
h_i	: Kat yüksekliği
L_p	: Plastik mafsallık boyu
ℓ_n	: Kirişin kolon yüzünden kolon yüzüne net açıklığı
ℓ_w	: Perdenin veya bağ kirişli perde parçasının plandaki uzunluğu
M_{x1}	: x deprem doğrultusunda doğrusal elastik davranış için tanımlanan birinci (hakim) moda ait etkin kütle
M_D	: Düşey yüklerden oluşan kiriş uç momentleri
M_E	: Artık moment kapasitesi
M_K	: Mevcut malzeme kapasite dayanımlarından hesaplanan moment kapasitesi
N_E	: Deprem yükleri altında oluşan kolon eksenel kuvveti
N	: Deprem ve düşey yükler altında kolonda oluşan eksenel kuvvet
N_D	: Düşey yükler altına kolonda oluşan eksenel kuvvet
R_a	: Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı
R_{y1}	: Birinci moda ait Dayanım Azaltma Katsayısı
r	: Etki/Kapasite Oranı
$S_{ae1}^{(1)}$	: İtme analizinin ilk adımında birinci moda ait elastik spektral ivme
$S_{de1}^{(1)}$	: İtme analizinin ilk adımında birinci moda ait doğrusal elastik spektral

	yerdeğiştirme
S_{di1}	: Birinci moda ait doğrusal olmayan spektral yerdeğiştirme
s	: Etriye aralığı
T_B	: DBYBHY’de tanımlanan ivme spektrumundaki karakteristik periyot
$T_1^{(1)}$	: Başlangıçtaki (i=1) itme adımında birinci (deprem doğrultusunda hakim) titreşim moduna ait doğal titreşim periyodu
$u_{xN1}^{(i)}$	: Binanın tepesinde (N’inci katında) x deprem doğrultusunda (i)’inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait yerdeğiştirme
$u_{xN1}^{(p)}$	: Binanın tepesinde (N’inci katında) x deprem doğrultusunda tepe yerdeğiştirme istemi
V	: Deprem ve düşey yükler etkisi altında kiriş uçlarında oluşan kesme kuvveti
V_e	: Kolon ve kirişte enine donatı hesabına esas alınan kesme kuvveti
V_r	: Kolon, kiriş veya perde kesitinin kesme dayanımı
$V_{x1}^{(i)}$	: x deprem doğrultusunda (i)’inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda (hakim) ait taban kesme kuvveti
$\omega_1^{(1)}$	: Başlangıçtaki (i=1) itme adımında birinci (deprem doğrultusunda hakim) titreşim moduna ait doğal açısal frekans
ω_B	: İvme spektrumundaki karakteristik periyoda karşı gelen doğal açısal frekans
$(\delta_i)_{max}$	: İlgili kattaki en büyük görelî kat ötelemesi
ϵ_{cg}	: Sargılı bölgenin en dış lifindeki beton basınç birim şekildeğiştirilmesi
ϵ_{cu}	: Kesitin en dış lifindeki beton basınç birim şekildeğiştirilmesi
ϵ_s	: Donatı çeliği birim şekildeğiştirilmesi
ϵ_c	: Beton basınç birim şekildeğiştirilmesi
ϵ_{cu}	: Sargılı betondaki maksimum basınç birim şekildeğiştirilmesi
ϵ_{sy}	: Donatı çeliğinin akma birim şekildeğiştirilmesi
ϵ_{su}	: Donatı çeliğinin kopma birim şekildeğiştirilmesi
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
λ	: Eşdeğer Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı
θ_p	: Plastik dönme istemi
ρ	: Çekme donatısı oranı
ρ_b	: Dengeli donatı oranı
ρ_s	: Kesitte mevcut bulunan ve sargı etkisi sağlayabilen (135° kancalı) enine donatının hacımsal oranı
ρ_{sh}	: Perdede ve duvarda yatay gövde donatılarının perde gövdesi brüt enkesit alanına oranı
ρ_{sm}	: Kesitte bulunması gereken enine donatının hacımsal oranı
ρ'	: Basınç donatısı oranı

BETONARME BİR TAŞIYICI SİSTEMİN DEPREM PERFORMANSININ DEĞİŞİK YÖNTEMLERLE KARŞILAŞTIRMALI DEĞERLENDİRİLMESİ

ÖZET

Günümüzdeki kuvvet esaslı yöntemlerle tasarlanmış yapıların deprem etkileri altında malzeme açısından doğrusal olmayan davranış sergilemesi düşüncesi modern yönetmeliklerde bilinçli olarak istenen bir durumdur. “Kapasite Tasarımı İlkeleri” olarak bilinen ilkeler sayesinde doğrusal yöntemlerle tasarlanmış yapılar kendilerinden istenilen doğrusal olmayan davranışları gösterebilmektedir. Bu tez çalışmasında kuvvet esaslı yöntem ile tasarlanan bir betonarme sistemin kuvvet ve şekildeğiştirme esaslı değerlendirilmesi yapılarak yapının nasıl bir deprem performansı sergilediği incelenmiştir.

Dört bölümden oluşan bu çalışmanın birinci bölümünde, konuya giriş yapılmış ve binaların deprem performansının değerlendirilmesi konusunun ne amaçla ortaya çıktığı açıklanmıştır.

İkinci bölümde, betonarme yapı sistemlerinin deprem performansına göre değerlendirilmesinde malzeme modelleri, plastik mafsallı hipotezi ve süneklik kavramı konuları incelenmiştir. 2007 yılında yürürlüğe giren “Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik” kapsamında yedinci bölümde bulunan mevcut yapıların değerlendirilmesi ile ilgili genel kurallar ve yönetmelik şartları yine ikinci bölümde özetlenmiştir.

Üçüncü bölümde, 2007 yönetmeliğine göre tasarlanmış üç katlı perde ve çerçeve yatay taşıyıcılı betonarme bir okul binası için yine aynı yönetmelikte bulunan üç farklı yöntemle göre performans düzeyleri belirlenmiştir. Kullanılan yöntemlerden eşdeğer deprem yükü yöntemi ile doğrusal elastik değerlendirme yaklaşımı kuvvet esaslı bir yaklaşımdır. Bu yaklaşım, iç kuvvetlerin deprem istemini belirlemeden dolaylı yoldan hasarı belirler. Diğer iki yöntemden artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ilk yöntem gibi statik bir yöntem olmasına rağmen doğrusal olmayan bir yöntem olduğu için yapının deprem altındaki iç kuvvet ve şekildeğiştirme isteminin ve dolayısıyla kesit hasarlarının doğrudan belirlenmesinde kullanılabilir. Zaman tanım alanında doğrusal hesap yönteminde ise belirli bir kaç deprem kaydının yapıya etkilmesi sonucunda yapının iç kuvvet ve şekildeğiştirme talebi doğrusal olmayan dinamik analizle hesaplanmıştır.

Dördüncü bölümde, yukarıda bahsedilen yöntemler karşılaştırılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Deprem Performansının Belirlenmesi, Doğrusal Olmayan Statik İtme Çözümlemesi, Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Çözümleme.

COMPARATIVELY ASSESSMENT OF SEISMIC PERFORMANCE OF A REINFORCED CONCRETE BUILDING BY DIFFERENT METHODS

SUMMARY

Nowadays, the idea of force-based method designed buildings' revealing non-linear effects in terms of material under earthquake efforts is a consciously desired situation in modern regulations. The buildings designed with linear methods thank to "capacity design principles", can illustrate desired non-linear behaviors. In this thesis it is observed that how a force based designed reinforced concrete structure performed with the forced and displacement based assessment.

At the first section of this four sectioned thesis, the topic has been started and it is explained that for what purpose the idea of assessment of the buildings' earthquake performance has emerged.

At the second section, material models, plastic hinge hypothesis and ductility concept subjects have been studied in evaluation of reinforced concrete building systems according to their earthquake performances. The general rules and code conditions related to the evaluation of existing structures which take place in the seventh section with in the framework of "Specification for Buildings to be Built in the Earthquake Regions" put into force in 2007 has been summarized in the second section.

At the third section, performance levels have been determined according to the three different methods available in the same code again, for a three-story dual wall-frame reinforced concrete school building, which has been designed according to the 2007 Code. Equivalent seismic load method with linear elastic evaluation approach is force-based approach. This approach determines the damage without finding the earthquake demand of inner force. Incremental equivalent seismic load method is a non-linear one. As a matter of fact, this method can be used in direct determination of inner force and deformation demand of the structure under the earthquake. In inelastic time history analysis, determination of inner force and deformation demand has been calculated as a result of three different strong ground motion acceleration record applied to the building.

At the fourth section, the methods mentioned above have been compared.

Key Words: Evaluation of Earthquake Performance, Static Pushover Analysis, Inelastic Time History Analysis

1. GİRİŞ

Son zamanlarda yurdumuzda, özellikle sanayi ve nüfusun yoğun olduğu bölgelerde, meydana gelen yıkıcı depremler tüm Türkiye’yi derinden sarsan binlerce insanın ölüm haberlerini gündeme taşımıştır. Bu acı haberler yanında onlarca sanayi tesisi kullanılamaz hale gelmiş ve ülke ekonomisi derin darbeler almıştır. Ülkemizde endüstri ve yerleşimin en yoğun olduğu Marmara Bölgesi, Kuzey Anadolu Fayı’nın etkisi altındadır. Çeşitli çalışmalar, bu bölgede 1999 sonrası beklenen depremin, 30 yıl içinde %60 ($\pm$ %15) olasılıkla 7 ve daha büyük bir deprem olacağını göstermektedir [1].

Günümüzdeki kuvvet esaslı yöntemlerle tasarlanmış yapıların deprem etkileri altında malzeme açısından doğrusal olmayan davranış sergilemesi düşüncesi bu modern yönetmeliklerde bilinçli olarak istenen bir durumdur. “Kapasite Tasarımı İlkeleri” olarak bilinen ilkeler sayesinde doğrusal yöntemlerle tasarlanmış yapılar istenilen doğrusal olmayan davranışları gösterebilmektedir. Tüm bu sonuçlar dahilinde doğrusal olarak tasarlanan yapılara gelecek deprem yükleri “Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı” ile azaltılıp yapıya etkililmektedir. 1998 ve 2007 deprem yönetmeliklerinde de tanımlanan, ve taşıyıcı sistem tipine göre deprem yükünün 4~8 kat azaltılmasını sağlayan, R_a Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı sadece bu yönetmeliklerde tarif edilen kurallar altında boyutlandırılan ve donatılan betonarme yapılar için geçerlidir. İşte bu sebepten, özellikle mevcut yapıların değerlendirilmesinde, performansa dayalı değerlendirme olarak isimlendirilen yöntemlere ihtiyaç duyulmuştur.

Performansa dayalı değerlendirmenin dünyadaki gelişimi Vision 2000 (1995), ATC-40 (1996), FEMA 273,274 (1997) çalışmaları ile hızlanmıştır [2-4]. Vision 2000’in amacı yapıların tahmin edilebilir sismik performansının belirlenmesi için gerekli prosedürün iskeletini oluşturmak olarak tanımlanmıştır [2]. Ardından 1996 yılında ATC-40 Applied Technology Council tarafından yayınlanmıştır. Bu yayını Building Seismic Safety Council tarafından hazırlanan FEMA 273 ve FEMA 274 dokümanları izlemiştir.

Ülkemizde ise DBYBHY 2007’de tariflenen 2 farklı yaklaşımla yapıların deprem performansı belirlenebilmektedir [5]. Bu yaklaşımlardan ilki, depremde bina performansının doğrusal elastik hesap yöntemleri ile belirlenmesidir. Bu yöntem kuvvet esaslı olup, Türkiye’deki üniversitelerde inşaat mühendislerinin lisans düzeyinde edindiği bilgiler dahilinde uygulayabilecekleri bir yöntemdir. Ayrıca deprem yükünün etkitilmesi açısından eşdeğer deprem yükü yöntemi veya mod birleştirme yöntemi ilgili şartlar dahilinde kullanılabilir. İkinci bir yaklaşım da, depremde bina performansının doğrusal elastik olmayan hesap yöntemleri ile belirlenmesidir. Bu yöntem şekildeğiştirme esaslı olup, Türkiye’deki üniversitelerde inşaat mühendislerinin imkan varsa lisans düzeyinde seçmeli derslerden veya yüksek lisans düzeyinde seçmeli derslerden edindiği bilgiler dahilinde uygulayabilecekleri bir yöntemdir. Yönetmelikte tanımlanan; artımsal itme analizi, artımsal mod birleştirme analizi veya zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yöntemi ilgili şartlar dahilinde performans değerlendirilmesi işleminde kullanılabilir.

Bu tez çalışmasında, 2007 yönetmeliğine göre tasarlanmış üç katlı perde ve çerçeve yatay taşıyıcılı betonarme bir okul binası için yine aynı yönetmelikte bulunan üç farklı yöntemle göre performans düzeyleri belirlenmiştir. Verilen yöntemlerden doğrusal elastik değerlendirme yaklaşımı kuvvet esaslı bir yaklaşımdır. Bu tezde bu yöntemin eşdeğer deprem yükü uygulaması kullanılmıştır. Bu yaklaşımla, kesitlerin plastik deprem istemi belirlenmeden elastik istem yoluyla hasar belirlenmiştir. Diğer iki yöntemden artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ilk yöntem gibi statik bir yöntem olmasına rağmen doğrusal olmayan bir yöntem olduğu için yapının deprem altındaki iç kuvvet ve şekildeğiştirme istemi ve dolayısıyla kesit hasarları doğrudan belirlenmiştir. Zaman tanım alanında doğrusal hesap yönteminde ise belirli sayıda deprem kaydının yapıya etkitilmesi sonucunda yapının iç kuvvet ve şekildeğiştirme talebi doğrusal olmayan dinamik analizle hesaplanmıştır.

2. BETONARME YAPI SİSTEMLERİNİN DEPREM PERFORMANSINA GÖRE DEĞERLENDİRİLMESİ

2.1 Genel Kavramlar ve Kabuller

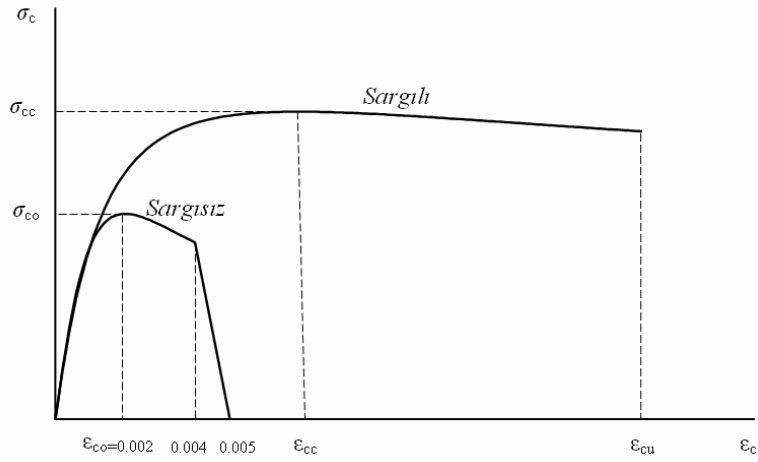
2.1.1 Betonarme Malzeme Modelleri

Betonarme; agrega, su ve çimentodan oluşan beton malzemesi içine çelik çubukların yerleştirilmesi ile oluşturulur. Yeterli bir basınç dayanımına sahip betonun zayıf tarafı, düşük çekme dayanımıdır. Çekme dayanımı yüksek ince çelik çubukların zayıf tarafı ise, basınç altında burkulmalarıdır. Betonarme yapı malzemesi, ince çelik çubukların beton ve enine çelik çubuklar sayesinde burkulma boyunun azaltılması ve betonun alacağı çekme yükünü boyuna çelik çubukların alması sayesinde mekanik özellikler bakımından çok daha üstün bir malzeme haline gelir. Ayrıca, beton içinde kalan çelik çubukların sarılması ve sıyrılmasının önlenmesi, bunun yanında yangından ve korozyondan beton içinde kalarak korunması büyük bir avantajdır. Bu iki malzemenin davranış modelleri bu bölümde incelenmiştir.

2.1.1.1 Beton için Malzeme Modeli

Betonda sargılamanın eksenel yükleme durumunda davranışa olumlu etkisi olduğu daha 1903 yılında belirlenmiştir ve sargı etkisi üzerinde çalışmalar günümüzde de devam etmektedir [6]. Deprem Yönetmeliğinde “Sargısız” ve “Sargılı” olmak üzere iki ayrı beton modeli tanımlanmıştır. Sargılı betonun davranışı; enine donatının hacimsel oranı, aralığı, dağılımı, çap ve dayanımı, boyuna donatının oranı ve kesit içinde dağılımı, betonun basınç dayanımı ve cinsi, yükleme hızı ve biçimi, eğilme etkisindeki elemanlarda eksenel kuvvetin seviyesi gibi pek çok değişkenden etkilenmektedir [6]. Şekil 2.1’de Deprem yönetmeliğindeki sargılı ve sargısız betonların gerilme şekildeğiştirme grafiği verilmiştir. Burada ϵ_{co} , ϵ_{cc} , ϵ_{cu} , σ_{co} , σ_{cc} , sırasıyla sargısız betonun taşıyacağı en büyük basınç gerilmesi anındaki şekil değiştirme, sargılı betonun taşıyacağı en büyük basınç gerilmesi anındaki şekil değiştirme, sargılı betondaki en büyük basınç birim şekildeğiştirmesi, sargısız betonun basınç dayanımı, sargılı betonun basınç dayanımı tanımlarına karşılık

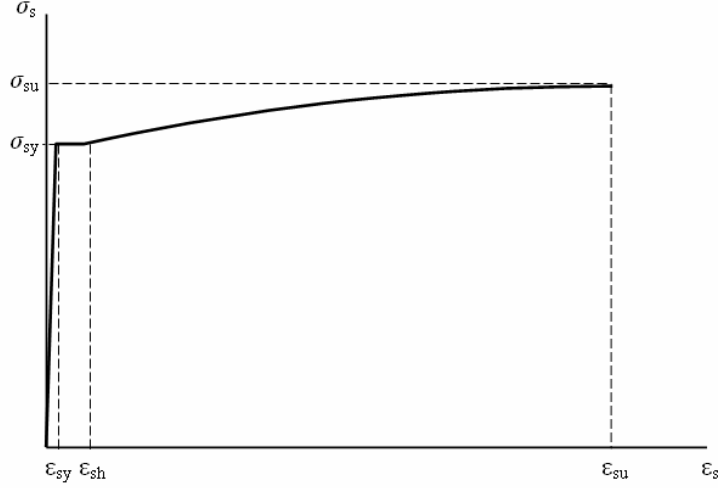
gelmektedir. Mander Beton Modeli için yukarıda bahsedilen gerilme ve şekil değiştirme değerleri deprem yönetmeliğinde verilmiştir.



Şekil 2.1 Betonun Gerilme-Şekil Değiştirme İlişkisi

2.1.1.2 Çelik için Malzeme Modeli

Deprem yönetmeliğinde tanımlanan notasyon ile donatı çeliği için aksenal gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi Şekil 2.2'de verilmiştir. Deprem yönetmeliği donatı çeliğinin gerilme-şekil değiştirme ilişkisi üç parçaya bölmüştür. Bunlar parçaları; elastik bölge, plastik plato bölgesi ve pekleşme bölgesi olarak tanımlanabilir [7]. Burada ϵ_{sy} , ϵ_{sh} , ϵ_{su} , σ_{sy} , σ_{su} , sırasıyla donatı çeliğinin akma birim şekildeğiştirmesi, donatı çeliğinin pekleşmeye başladığı andaki birim şekildeğiştirmesi donatı çeliğinin kopma birim şekildeğiştirmesi, donatı çeliğinin akma dayanımı, donatı çeliğinin kopma gerilmesi tanımlarına karşılık gelmektedir. Donatı Çeliği Modeli için yukarıda bahsedilen gerilme ve şekil değiştirme değerleri deprem yönetmeliğinde verilmiştir



Şekil 2.2 Çeliğin Gerilme-Şekil Değiştirme İlişkisi

2.1.2 Plastik Mafsal Hipotezi

Çubuk elemanlarda moment etkisinden dolayı eğilme rijitliği ile ters orantılı bir eğrilik meydana gelir. Bu eğriliğin, moment değerinin çelikte akma oluşturacak şekilde değiştirme değerlerine ulaşmaya kadar yukarıdaki değişkenlerle orantılı olduğu kabul edilebilir. Bu değerden sonra betonarme kesit ulaşabileceği, malzemenin izin verdiği, en büyük eğrilığe kadar momentteki küçük artımlarla serbestçe dönebilir. Bir çubuk için bu akma momenti değerinin tek bir noktada değil, belirli bir uzunluk boyunca oluşacağı açıktır. Bu ise aslında plastikleşme olarak tanımlanan bu davranışın çubuktaki herhangi bir A ve B noktaları arasında yayılı olduğunu gösterir. Bu iki noktanın birbirlerine göre dönmesi toplam eğriliğin kiriş boyunca integrasyonu ile Denklem (2.1)'deki gibi hesaplanabilir.

$$\theta_{BA} = \int_A^B \phi_t dx = \int_A^B (\phi_{elastik} + \phi_{plastik}) dx = \int_A^B \phi_{elastik} dx + \int_A^B \phi_{plastik} dx \quad (2.1)$$

Çoğu durumda plastik eğrilik elastik eğrilığe oranla büyük olduğu için yalnızca plastik eğrilik durumu göz önüne alınabilir. Plastikleşen bölgedeki eşdeğer plastik mafsal boyu, hesaplanan en büyük plastik eğrilik değerinin toplam dönmeye bölünmesiyle ,Denklem (2.2)'de verildiği gibi, elde edilebilir.

$$L_p = \frac{\theta_{BA \text{ plastik}}}{\phi_{p \text{ max}}} = \frac{1}{\phi_{p \text{ max}}} \int_A^B \phi_{plastik} dx \quad (2.2)$$

Plastik mafsal boyunun (2.2) ile belirlenmesi, plastik mafsal kabulünün oluşturduğu kolaylığı ortadan kaldırır [8]. Deprem yönetmeliği plastik mafsal boyu olarak adlandırılan plastik şekildeğiştirme bölgesinin uzunluğunu, çalışan doğrultudaki kesit boyutunun yarısına eşit olarak tanımlamıştır [5].

Plastik mafsal metodu ile analiz için MASTAN2 adlı Matlab kodlu program, malzemenin doğrusal olmayan davranışını aşağıdaki bazı kabuller sayesinde matematik modelle temsil edilebilmektedir [9].

- Plastik deformasyonlar elemanların (çubukların) uçlarında uzunluğu olmayan plastik bölgelerde (plastik mafsallarda) temsil edilmiştir.
- Malzeme pekleşmesiz elasto-plastik malzeme olarak kabul edilmiştir.
- Çubuktaki kayma gerilmeleri ve çubuk eksenine dik normal gerilmelerin plastik deformasyona etkisi ihmal edilmiştir.
- Yukarıdaki maddelerin bir sonucu olarak, plastik dönmeyi başlatan eksenel kuvvet ve eğilme kuvveti, plastikleşme bölgesinin elastik durumdan tam plastik duruma aniden geçişine sebep olur.
- Plastik şekil değiştirmeler akma yüzeyine dik oluşur.

Diğer araştırmacılar tarafından geliştirilen pek çok programda, çubuk elemanlar için yukarıdaki maddelere benzer kabuller yer almaktadır. Bu maddelerden özellikle diklik koşulu eksenel kuvvetin değişiminin fazla olduğu sistemler için daha büyük önem kazanmaktadır.

2.1.3 Süneklik

Yapılar servis ömürleri boyunca az bir olasılıkla şiddetli bir depreme maruz kalırlar. Depreme dayanıklı yapı tasarımında tüm dünyada kabul görmüş düşünce dahilinde, şiddetli depremde yapının elastik olmayan davranışı önem kazanır. Süneklik olarak tanımlanabilen bu elastik olmayan davranış sayesinde yapılarda deprem etkilerinin meydana getirdiği enerji, büyük genlikli titreşimlerle yutulur. Sünekliğin sayısal tanımı, güç tükenmesi durumu ile elastik sınır şekil değiştirmenin (veya yerdeğiştirmenin) oranı olarak yapılabilir (2.3).

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (2.3)$$

Süneklik herhangi bir etki ve karşı gelen şekil değiştirme için tanımlanabilir [8]. Aşağıda kesit eğrilik sünekliği kesit düzeyinde süneklik, taşıyıcı sistem yatay yerdeğiştirme sünekliği ise sistem düzeyinde süneklik başlığı altında incelenmiştir.

2.1.3.1 Kesit Düzeyinde Süneklik

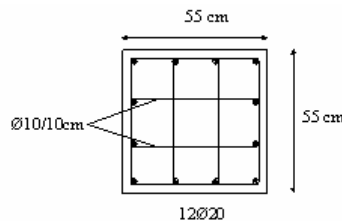
Eğilme etkisindeki bir betonarme kesitte, kesitin dayanımında önemli bir azalma meydana gelmeden oluşan en büyük eğriliğin akma eğriliğine oranı eğrilik sünekliği olarak tanımlanır.

$$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y} = \frac{\epsilon_{cu} / x_u}{\epsilon_y / (d - x_y)} = \frac{\epsilon_{cu}(d - x_y)}{\epsilon_y x_u} \quad (2.4)$$

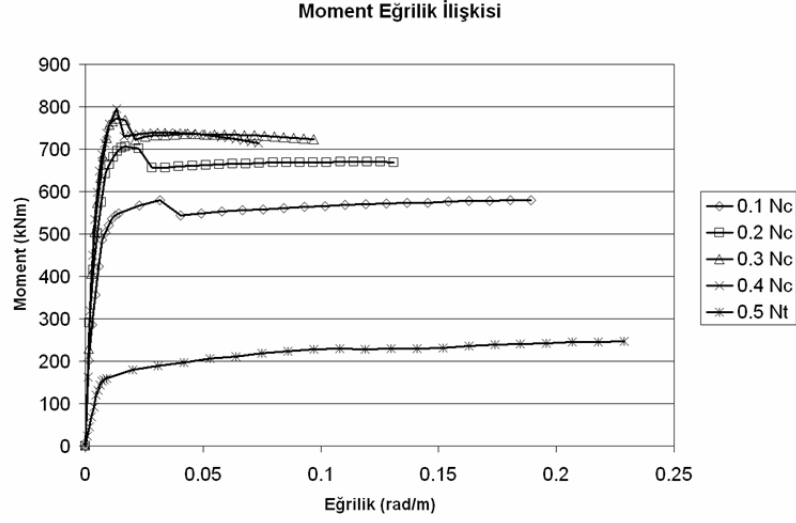
Denklem (2.4)'de tanımlanan eğrilik sünekliği için ϵ_{cu} , ϵ_y , d , x_y , x_u sırasıyla sargılı betondaki en büyük basınç birim şekildeğiştirmesi, çeliğinin akma birim şekildeğiştirmesi, betonarme kesitte faydalı yükseklik, donatının akması durumunda tarafsız eksen yüksekliği, betonda en büyük birim kısalmasının olduğu güç tükenmesi durumunda tarafsız eksen yüksekliğidir [8].

Denklem (2.4)'den çıkarımla aynı kesit için ϵ_{cu} , ϵ_y , d değerleri değişmeyecektir. Basıncın artmasıyla x_y ve x_u değerleri büyüyecek dolayısıyla süneklik azalacaktır. Denklemden bu tarz çıkarımlar yapılabilir. Ayrıca kesitteki çekme donatısı oranına bir üst limit koyulup betonun basınç altında kırılmasından önce donatının akması sağlanarak süneklik sağlanmış olur [10].

Kesit eğrilik sünekliği farklı normal kuvvetler altında değişen moment değerlerine karşı gelen eğrilikler yardımı ile bulunabilir. Şekil 2.4'de, Şekil 2.3'te donatı detayları verilen, deprem yönetmeliğinde tariflenen sargısız beton (C25), sargılı beton (C25) ve pekleşmeli donatı çeliği (S420) modelleri kullanılarak XTRACT programı ile hesaplanmış bir kesitin moment-eğrilik ilişkileri görülmektedir. N_c değeri kesitin salt basınç yüklemesindeki eksenel kuvvet kapasitesi, N_t değeri kesitin salt çekme yüklemesi altındaki eksenel kuvvet kapasitesidir.



Şekil 2.3 S55×55 Kesiti Donatı Detayları



Şekil 2.4 S55×55 Kesiti için Moment Eğrilik İlişkisi

Şekil 2.4’te tanımlanan eğrilere iki doğrulu idealleştirme yapılmış ve bu sayede etkin akma eğrilikleri (ϕ_y) elde edilmiştir. Betonarme bir kesitte en büyük toplam eğriliğin etkin akma eğriliğine oranı olan eğrilik sünekliğinin farklı eksenel yükler altındaki değişimi Tablo 2.1’de sunulmuştur.

Tablo 2.1 Farklı Normal Kuvvetler Altında Eğrilik Sünekliği

	N	My	Mu	ϕ_y	ϕ_u	ϕ_u/ϕ_y
	kN	kNm	kNm	1/m	1/m	(eğrilik sünekliği)
0.1 Nc	1090	570	570	0.0094	0.1892	20.21
0.2 Nc	2180	695	695	0.0091	0.1300	14.24
0.3 Nc	3270	770	770	0.0096	0.0970	10.14
0.4 Nc	4360	765	765	0.0078	0.0736	9.44
0.5 Nt	-820	190	190	0.0073	0.2280	31.23

2.1.3.2 Sistem Düzeyinde Süneklik

Yapı, belirli bir kuvvetli depremin yapıdan olan deplasman talebine belirli bir hasara uğrayarak cevap vermek durumundadır. Bu talep edilen deplasmana kesitlerin yaptığı plastik dönmeler sayesinde ulaşılır. Bu durum taşıyıcı sistem yatay yerdeğiştirme sünekliği olarak adlandırılır. Süneklik sayesinde kesitler arası yardımlaşma meydana gelecek ve yerdeğiştirmenin ilerleyen kademelerinde doğrusal sınırı geçen kesitler plastik şekil değiştirmeler ile enerji sönümlerken, iç kuvvetler daha az zorlanan kesitlere aktarılacaktır. Yapı sünek davranış gösterirken yapıda yeni mafsallar oluşacağı için yapının hiperstatiklik derecesinin yüksek olması gerekir. Bu

sayede yapı göçmeye ulaşana kadar hedeflenen sünek davranışı gösterebilecektir. Yapıdan istenen performansın elde edilebilmesi için yapı talep edilen yerdeğiştirmeye ulaşana kadar elemanlarda ve taşıyıcı sistemde oluşacak güç tükenmesinin sünek olarak meydana gelmesi gerekmektedir.

2.2 Deprem Performansının Değerlendirilmesinde DBYBHY 2007 Yaklaşımı

Bu bölümde deprem yönetmeliğinin 7. bölümünün özeti sunulmuştur.

2.2.1 Binalardan Bilgi Toplanması

Yapıların deprem performansının belirlenmesinde kullanılacak bina geometrisi, eleman detayları ve malzeme özellikleri bilgilerinin tanımlanan farklı bilgi düzeyleri için hangi şartları sağlaması gerektiği bu bölümde tariflenmektedir. Bu amaç dahilinde betonarme binalar için sınırlı, orta ve kapsamlı olmak üzere üç farklı bilgi düzeyi tariflenmiştir. Ayrıca deprem yönetmeliği binalardan bilgi toplanması kapsamında tanımlanan inceleme, veri toplama, derleme, değerlendirme, malzeme örneği alma ve deney yapma işlemlerinin inşaat mühendislerinin sorumluluğu altında yapılmasını şart koşturmuştur. Tablo 2.2’de yönetmelikte tariflenen bina bilgi düzeylerine karşılık gelen bilgi düzeyi katsayıları sunulmuştur.

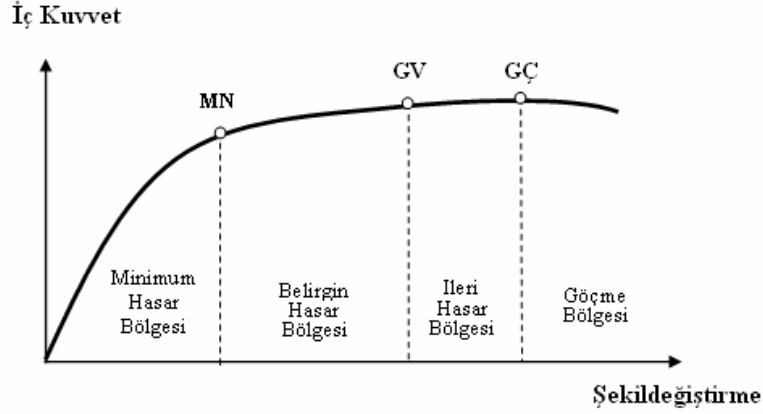
Tablo 2.2 Binalar İçin Bilgi Düzeyi Katsayıları

Bilgi Düzeyi	Bilgi Düzeyi Katsayısı
Sınırlı	0.75
Orta	0.90
Kapsamlı	1.00

2.2.2 Yapı Elemanlarının Hasar Sınırları ve Hasar Bölgeleri

Yapı elemanlarının hasar sınırlarının belirlenmesinde, yapı elemanları “sünek” ve “gevrek” olarak iki sınıfa ayrılacaktır. Bu iki eleman tanımı, elemanların kapasitelerine hangi kırılma türünde ulaştığı ile ilgilidir.

Sünek elemanlar için kesit düzeyinde üç sınır durum tanımlanmıştır. Bu sınırlar Minimum Hasar Sınırı (MN), Güvenlik Sınırı (GV) ve Göçme Sınırı (GÇ) olarak adlandırılmıştır. Şekil 2.5’te tariflendiği üzere: kritik kesitleri MN’ye ulaşmayan elemanlar *Minimum Hasar Bölgesi*’nde, MN ile GV arasında kalan elemanlar *Belirgin Hasar Bölgesi*’nde, GV ve GÇ arasında kalan elemanlar *İleri Hasar Bölgesi*’nde, GÇ’yi aşan elemanlar ise *Göçme Bölgesi*’nde kabul edilecektir.



Şekil 2.5 Kesit Hasar Bölgeleri

2.2.3 Deprem Hesabına İlişkin Genel İlke ve Kurallar

Aşağıda, deprem yönetmeliği kapsamında mevcut veya güçlendirilmiş binaların doğrusal elastik ve doğrusal elastik olmayan hesap yöntemlerinin her ikisi içinde kullanılacak genel ilke ve kurallar tariflenmiştir:

- Deprem hesabında bina önem katsayısı uygulanmayacaktır ($I=1.0$). Farklı aşılma olasılıklı depremler için elastik spektrum üzerinde gerekli düzeltmeler yapılacaktır.
- Deprem Performansı, yönetmeliğin ikinci bölümünde tariflenen $W = \sum_{i=1}^N w_i$ $w_i = g_i + n q_i$ kütlelerine göre hesaplanacaktır.
- Deprem kuvvetleri binaya her iki doğrultuda ve her iki yönde ayrı ayrı etki ettirilecektir.
- Deprem hesabında kullanılacak zemin özellikleri yönetmeliğin 6. bölümüne göre belirlenecektir.
- Döşemelerin yatay düzlemde rijit diyafram olarak çalıştığı binalarda, her katta iki yatay yerdeğiştirme ile düşey eksen etrafında dönme serbestlik dereceleri göz önüne alınacaktır. Kat serbestlik dereceleri her katın kütle merkezinde tanımlanacak, ayrıca ek dışmerkezlik uygulanmayacaktır.

- Yönetmeliğin 3. bölümüne göre tariflenen kısa kolon durumuna düşürülmüş olan kolonlar, taşıyıcı sistem modelinde gerçek serbest boyları ile tanımlanacaktır.
- Betonarme kesitlerin etkileşim diyagramları bu paragraftaki bilgiler doğrultusunda tanımlanır. Beton ve donatı çeliği için, yönetmelikteki binalardan bilgi toplanması bahsinde tanımlanan mevcut dayanımları kullanılır. Betonun en büyük basınç birim şekildeğiştirilmesi 0.003, donatı çeliğinin en büyük birim şekil değıştirmesi ise 0.01 alınabilir. Etkileşim diyagramları uygun biçimde doğrusallaştırılabilir.
- Betonarme sistemlerin eleman boyutlarının tanımında birleşim bölgeleri sonsuz rijit uç bölgeleri olarak göz önüne alınabilir.
- Çatlamış kesit etkin eğilme rijitlikleri aşağıdaki tariflenmiştir. N_D 'nin ara değerleri için doğrusal enterpolasyon yapılabilir.

Kirişlerde $(EI)_e = 0.40 (EI)_0$

Kolon ve Perdelerde, $N_D/(A_c f_{cm}) \leq 0.10$ olması durumunda: $(EI)_e = 0.40 (EI)_0$

$N_D/(A_c f_{cm}) \geq 0.40$ olması durumunda: $(EI)_e = 0.80 (EI)_0$

- Betonarme tablalı kirişlerin pozitif ve negatif plastik momentlerinin hesabında tabla betonu ve içindeki donatı hesaba katılabilir.
- Betonarme elemanlarda kenetlenme veya bindirme boyunun yetersiz olması durumunda, kesit kapasite momentinin hesabında ilgili donatı akma gerilmesi kenetlenme veya bindirme boyundaki eksikliği oranında azaltılabilir
- Zemindeki şekil değıştirmelerin yapı davranışını etkileyebileceği durumlarda zeminin şekil değıştirme özellikleri yapı modeline yansıtılacaktır.
- Yönetmeliğin 2. bölümündeki modelleme ile ilgili diğer esaslar geçerlidir.

2.2.4 Performansın Doğrusal Elastik Hesap Yöntemleri ile Belirlenmesi

Binaların deprem performansının doğrusal elastik yöntem ile hesaplanmasında eşdeğer deprem yükü yöntemi ve mod birleştirme yöntemi olmak üzere iki tip yükleme biçimi kullanılabilir. Aşağıda belirtilenler DBYBHY’te tariflenen bu yöntemlere uygulanacak ek kurallardır.

Eşdeğer deprem yükü yönteminin uygulanabilmesi için yapının bodrum üzerindeki toplam yüksekliği 25 metreyi ve toplam kat sayısı 8'i aşmaması gereklidir. Ayrıca yapının burulma düzensizliği katsayısı $\eta_{bi} < 1.4$ şartının sağlamalıdır. Yapıya etkitilecek eşdeğer deprem yükü Denklem (2.5)'te tanımlanmıştır. Burada λ katsayısı bodrum hariç bir ve iki katlı binalarda 1.0, diğer binalarda 0.85 alınacaktır.

$$V_t = W A(T) \lambda \quad (2.5)$$

Mod birleştirme yönteminin uygulanması için yönetmelikte herhangi bir kısıtlama bulunmamaktadır. Mod birleştirme yönteminde kullanılacak olan elastik spektral ivme Denklem (2.6)'da tanımlanmıştır.

$$S_{aR}(T_n) = S_{ae}(T_n) \quad (2.6)$$

Yapı elemanlarının hasar sınırlarının belirlenmesi için doğrusal elastik hesap yöntemleri kullanıldığında hasar miktarı kiriş, kolon ve perde elemanları kritik kesitlerinin etki/kapasite oranları (r) cinsinden ifade edilmektedir. 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 (2.7). Kesit artık moment kapasitesi, kesitin eğilme momenti kapasitesi ile düşey yükler altında kesitte hesaplanan moment etkisinin farkı olarak hesaplanmaktadır.

$$r = \frac{M_e}{M_r - M_{g+q}} \quad (2.7)$$

Kolon, kiriş ve perdelerin sünek eleman sayılabilmesi için kritik eğilme kapasitesi ile uyumlu hesaplanan kesme kuvveti V_e 'nin bilgi düzeyi katsayısı kullanılarak (gerekirse azaltma yapılarak) TS500'e göre hesaplanan V_r kesme kapasitesini aşmaması gerekir. V_e 'nin hesabında pekleşmeli taşıma gücü momenti yerine taşıma gücü momenti kullanılacaktır. Deprem performansı değerlendirilmesinde kolon (2.8), kiriş (2.9) ve perdeler (2.10) için kullanılacak V_e değeri aşağıda tanımlanmıştır.

$$\text{Kolonlarda} \quad V_e = (M_a + M_u) / l_n \quad (2.8)$$

$$\text{Kirişlerde} \quad V_e = V_{dy} \pm (M_{pi} + M_{pj}) / l_n \quad (2.9)$$

$$\text{Perdelerde} \quad V_e = [(M_p)_t / (M_d)_t] V_d \quad (H_w / l_w > 2.0) \quad (2.10)$$

Hesaplanan kiriş, kolon ve perde kesitlerinin etki/kapasite oranları, Tablo 2.3-2.5’de verilen sınır değerler ile karşılaştırılarak elemanların hangi hasar bölgesinde olduğuna karar verilir. Tablo 2.3-2.5’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.

Tablo 2.3 Betonarme Kirişler İçin Hasar Sınırları (r)

Sünek Kirişler			Hasar Sınırı		
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b}$	Sargılama	$\frac{V}{b_w d f_{ct}}^{(1)}$	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 2.4 Betonarme Kolonlar İçin Hasar Sınırları (r)

Sünek Kolonlar			Hasar Sınırı		
$\frac{N}{A_c f_c}$	Sargılama	$\frac{V}{b_w d f_{ct}}^{(1)}$	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 2.5 Betonarme Perdeler İçin Hasar Sınırları (r)

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

Doğrusal elastik yöntemlerle yapılan hesapta her bir deprem doğrultusunda, binanın herhangi bir katında kolon veya perdelerin görelî kat ötelemeleri, her bir hasar sınırı için Tablo 2.6’da verilen sınır değerler ile karşılaştırılarak elemanların hasar bölgelerine karar verilecektir. Bu karşılaştırmanın daha elverişsiz sonuç vermesi durumunda r katsayıları ile belirlenen hasar yerine bu daha olumsuz olan hasar bölgesi kullanılacaktır.

Tablo 2.6 Görelî Kat Ötelemesi Kontrolü

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

2.2.5 Performansın 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.

Artımsal itme analizi veya zaman tanım alanında hesap sonucunda çıkış bilgisi olarak herhangi bir kesitte elde edilen θ_p plastik dönme istemine bağlı olarak *plastik eğrilik istemi*, aşağıdaki bağıntı ile hesaplanacaktır:

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

Amaca uygun olarak 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 (2.11) ile tanımlanan ϕ_p plastik eğrilik istemine eklenerek, kesitteki ϕ_t *toplam eğrilik istemi* elde edilecektir:

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

Betonarme sistemlerde betonun basınç birim şekildeğiştirme istemi ile donatı çeliğindeki birim şekildeğiştirme istemi, Denklem (2.12) ile tanımlanan toplam eğrilik istemine göre moment-eğrilik analizi ile hesaplanacaktır.

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

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

$$(\epsilon_{cu})_{MN} = 0.004 \quad ; \quad (\epsilon_s)_{MN} = 0.010 \quad (2.13)$$

(b) Kesit *Güvenlik Sınırı (GV)* için sargılı bölgenin en dış lifindeki beton basınç birim şekildeğiştirme istemi ile donatı çeliği birim şekildeğiştirme istemi üst sınırları:

$$(\epsilon_{cg})_{GV} = 0.004 + 0.0095 (\rho_s / \rho_{sm}) \leq 0.0135 \quad ; \quad (\epsilon_s)_{GV} = 0.040 \quad (2.14)$$

(c) Kesit *Göçme Sınırı (GÇ)* için sargılı bölgenin en dış lifindeki beton basınç birim şekildeğiştirme istemi ile donatı çeliği birim şekildeğiştirme istemi üst sınırları:

$$(\epsilon_{cg})_{GC} = 0.004 + 0.013 (\rho_s / \rho_{sm}) \leq 0.018 \quad ; \quad (\epsilon_s)_{GC} = 0.060 \quad (2.15)$$

Eleman hasar sınırlarından bağımsız olarak, tüm betonarme taşıyıcı sistem elemanlarının gevrek kırılma kontrollerinde kullanılacak kesme kuvveti dayanımları TS-500'e göre belirlenecektir. Kesme kuvveti dayanımı hesabında, bilgi düzeylerine göre belirlenen *mevcut dayanım* değerleri kullanılacaktır.

Alt bölümlerde doğrusal olmayan üç yöntem için genel hesap adımları özetlenmiştir.

2.2.5.1 Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi

Binaların deprem performanslarının Artımsal İtme Analizi yöntemi ile değerlendirmesinde izlenen adımlar aşağıda özetlenmiştir:

a) Bölüm 2.2.3'te tanımlanan genel ilke ve kurallara ek olarak, taşıyıcı sistem elemanlarında 2.1.2 plastik mafsallı hipotezi bölümünde bahsi geçen 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 ile yapılması durumunda, koordinatları “modal yerdeğiştirme-modal ivme” olarak tanımlanan birinci (hakim) moda ait “modal kapasite diyagramı” elde edilir. Bu diyagram ile birlikte, farklı aşıma olasılıklı depremler için elastik davranış spektrumu göz önüne alınarak, birinci (hakim) moda ait modal yerdeğiştirme istemi belirlenir. Son aşamada, modal yerdeğiştirme istemine karşı gelen yerdeğiştirme, plastik şekil değiştirme (plastik dönmeler) ve iç kuvvet değerleri hesaplanır.

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

e) Plastikleşen (sünek) kesitlerde hesaplanmış bulunan plastik dönme istemlerinden plastik eğrilik istemleri ve ardından toplam eğrilik istemleri elde edilir. Daha sonra bunlara bağlı olarak betonarme kesitlerde betonda ve donatı çeliğinde meydana gelen birim şekil değiştirme istemleri hesaplanır. 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.

Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü 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 analizinin yapılmasıdır. Düşey yük analizini izleyen itme analizinin her bir adımında taşıyıcı sistemde meydana gelen yerdeğiştirme, plastik şekil değiştirme ve iç kuvvet artımları ile bunlara ait birikimli (kümülatif) değerler ve son adımda deprem istemine karşı gelen maksimum değerler hesaplanır. Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi’nin kullanılabilmesi için,

Bölüm 2.2.4'ün 2. paragrafında belirtilmiş olan koşullara ek olarak (hakim) titreşim moduna ait etkin kütlelerin toplam bina kütlelerine (rijit perdelerle çevrelenen bodrum katlarının kütleleri hariç) oranının en az 0.70 olması koşulu sağlanmalıdır.

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 yerdeğiştirmesi – taban kesme kuvveti” olan itme eğrisi elde edilir. Tepe yerdeğiştirmesi, binanın en üst katındaki kütle merkezinde, göz önüne alınan x deprem doğrultusunda, her itme adımında hesaplanan yerdeğiştirme. Taban kesme kuvveti ise, her adımda eşdeğer deprem yüklerinin x deprem doğrultusundaki toplamıdır. İtme eğrisine uygulanan koordinat dönüşümüyle, koordinatları “modal yerdeğiştirme – modal ivme” olan modal kapasite diyagramı aşağıdaki şekilde elde edilebilir:

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

$$a_1^{(i)} = \frac{V_{x1}^{(i)}}{M_{x1}} \quad (2.16)$$

Denklem (2.16)'de $V_{x1}^{(i)}$ deprem doğrultusunda birinci (hakim) moda ait (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen taban kesme kuvvetini, M_{x1} deprem doğrultusunda doğrusal elastik davranış için tanımlanan birinci (hakim) moda ait etkin kütle göstermektedir.

(b) (i)'inci itme adımında birinci (deprem doğrultusunda hakim) moda ait modal yerdeğiştirme $d_1^{(i)}$ 'nin hesabı için ise, aşağıdaki bağıntıdan yararlanılabilir:

$$d_1^{(i)} = \frac{u_{xN1}^{(i)}}{\Phi_{xN1} \Gamma_{x1}} \quad (2.17)$$

Birinci (deprem doğrultusunda hakim) moda ait modal katkı çarpanı Γ_{x1} , x deprem doğrultusunda taşıyıcı sistemin başlangıç adımındaki doğrusal elastik davranışı için tanımlanan L_{x1} ve birinci doğal titreşim moduna ait modal kütle M_1 'den yararlanılarak aşağıdaki şekilde elde edilir:

$$\Gamma_{x1} = \frac{L_{x1}}{M_1} \quad (2.18)$$

Yukarıda tariflendiği üzere sabit bir yük dağılımı ile yapıyı itmeye alternatif olarak, artımsal itme analizi sırasında eşdeğer deprem yükü dağılımı, her bir itme adımımda öncekilere göre değişken (single mode adaptive pushover) olarak göz önüne alınabilir. Bu durumda yük dağılımı, her bir itme adımı öncesinde taşıyıcı sistemde oluşmuş bulunan tüm plastik kesitler göz önüne alınarak hesaplanan birinci (deprem doğrultusundaki hakim) titreşim mod şeklinin genliği ile ilgili kütlelerin çarpımından elde edilen değerle orantılı olarak tanımlanacaktır.

İtme analizi sonucunda elde edilen modal kapasite diyagramı ile farklı aşılma olasılıkları için tanımlanan elastik davranış spektrumu göz önüne alınarak, birinci (hakim) moda ait maksimum modal yerdeğiştirme, diğer deyişle modal yerdeğiştirme istemi hesaplanacaktır. Tanım olarak modal yerdeğiştirme istemi, $d_1^{(p)}$, doğrusal olmayan spektral yerdeğiştirme S_{di1} 'e eşittir:

$$d_1^{(p)} = S_{di1} \quad (2.19)$$

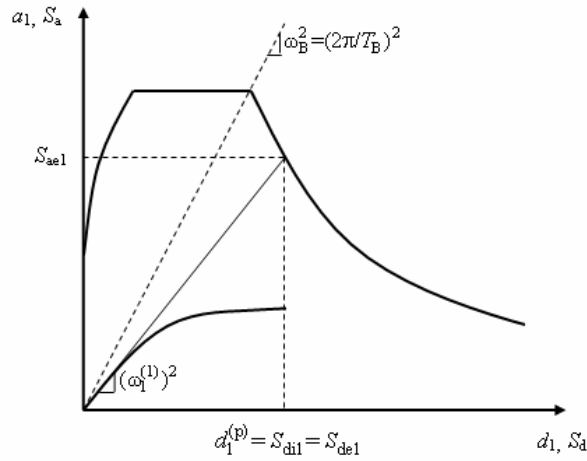
Doğrusal elastik olmayan spektral yerdeğiştirme, S_{di1} , itme analizinin ilk adımımda, doğrusal elastik davranış esas alınarak hesaplanan birinci (hakim) moda ait $T_1^{(1)}$ başlangıç periyoduna karşı gelen doğrusal elastik (lineer) spektral yerdeğiştirme S_{de1} 'e bağlı olarak Denklem (2.20) ile elde edilir:

$$S_{di1} = C_{R1} S_{de1} \quad (2.20)$$

Doğrusal elastik (lineer) spektral yerdeğiştirme, S_{di1} , itme analizinin ilk adımımda birinci moda ait elastik spektral ivme S_{ae1} 'den hesaplanır:

$$S_{de1} = \frac{S_{ae1}}{(\omega_1^{(1)})^2} \quad (2.21)$$

Burada C_{R1} 1. moda ait spektral yerdeğiştirme oranıdır. Herhangi bir doğrultu için doğrusal elastik davranan binanın etkin rijitlik kullanılarak hesaplanan hakim periyodu zeminin T_B periyodundan Şekil 2.6’te gösterildiği gibi büyük ise C_{R1} değeri Denklem (2.22)’de verilmiştir. Eğer yukarıdaki şart sağlanmaz ise Şekil 2.7’de görülen α_{y1} esas alınarak C_{R1} aşağıda Denklem (2.23)’de verildiği şekilde tanımlanır. C_{R1} ardışık yaklaşım yapılarak bulunacaktır. Ardışık yaklaşımın ilk adımında $C_{R1}=1$ kabulü yapılır.



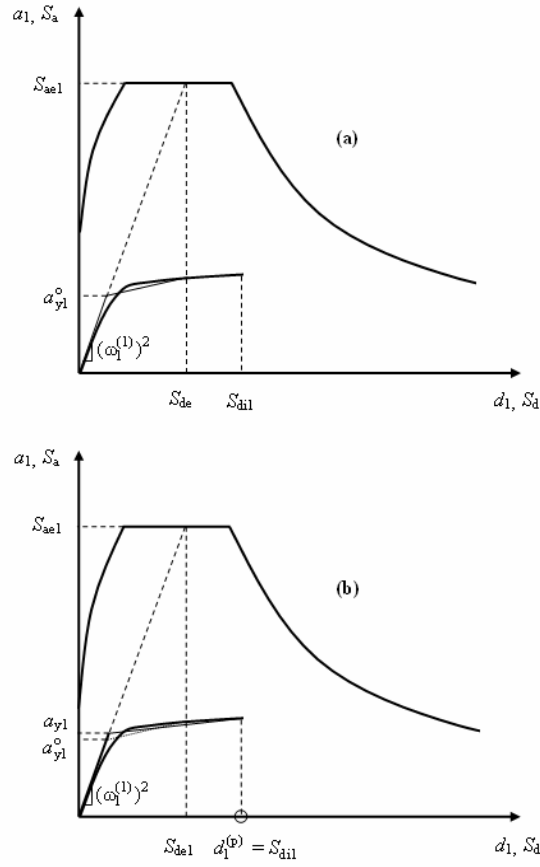
Şekil 2.6 Modal Kapasite Diyagramı-1

$$C_{R1} = 1 \quad (2.22)$$

$$C_{R1} = \frac{1 + (R_{y1} - 1) T_B / T_1^{(1)}}{R_{y1}} \geq 1 \quad (2.23)$$

Bu bağıntıda R_{y1} Denklem (2.24)’de verilen birinci moda ait *dayanım azaltma katsayısı*’nı göstermektedir.

$$R_{y1} = \frac{S_{ae1}}{a_{y1}} \quad (2.24)$$



Şekil 2.7 Modal Kapasite Diyagramı-2

Son itme adımı $i = p$ için Denklem (2.19)'e göre belirlenen modal yerdeğiştirme istemi $d_1^{(p)}$ 'nin Denklem (2.17)'de yerine konulması ile, x deprem doğrultusundaki tepe yerdeğiştirmesi istemi $u_{xN1}^{(p)}$ elde edilir:

$$u_{xN1}^{(p)} = \Phi_{xN1} \Gamma_{x1} d_1^{(p)} \quad (2.25)$$

Buna karşı gelen diğer tüm istem büyüklükleri (yerdeğiştirme, şekildeğiştirme ve iç kuvvet istemleri) mevcut itme analizi dosyasından elde edilecek veya tepe yerdeğiştirmesi istemine ulaşıncaya kadar yapılacak yeni bir itme analizi ile hesaplanacaktır.

Binaların deprem performanslarının Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi ile değerlendirilmesinde izlenen adımlar aşağıdaki gibi özetlenebilir:

2.2.5.2 Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi

Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi'nin amacı, taşıyıcı sistemin davranışını temsil eden yeteri sayıda doğal titreşim mod şekli ile orantılı olacak şekilde monotonik olarak adım adım arttırılan ve birbirleri ile uygun biçimde ölçeklendirilen modal yerdeğiştirmeler veya onlarla uyumlu modal deprem yükleri esas alınarak *Mod Birleştirme Yöntemi*'nin artımsal olarak uygulanmasıdır. Ardışık iki plastik kesit oluşumu arasındaki her bir itme adımında, taşıyıcı sistemde “*adım adım doğrusal elastik*” davranışın esas alındığı bu tür bir itme analizi yöntemi

2.2.5.2 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 yerdeğiştirme, plastik şekildeğiştirme 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.

2.2.6 Bina Deprem Performansının Belirlenmesi

Binaların deprem güvenliği, uygulanan deprem etkisi altında yapıda oluşması beklenen hasarların durumu ile ilişkilidir ve dört farklı hasar durumu için istenen performans şartları Tablo 2.7’de tanımlanmıştır. Doğrusal veya doğrusal olmayan hesap yöntemlerinin uygulanması ve eleman hasar bölgelerine karar verilmesi ile bina deprem performans düzeyi belirlenir. Bunun sonucuna göre gerekiyorsa bina için güçlendirme stratejileri oluşturulur.

Tablo 2.7 Performans Şartları

Performans Düzeyi	Performans Şartları
Hemen Kullanım	1) Herhangi bir katta kirişlerin en fazla %10'u BHB'ne geçebilir. 2) Hiç bir katta düşey taşıyıcı elemanlar BHB'ne geçmemelidir. 3) Gevrek hasar gören eleman varsa güçlendirilmelidir.
Can Güvenliği	1) Herhangi bir katta kirişlerin en fazla %30'u İHB'ne geçebilir. 2) Her bir katta İHB'ne geçen düşey taşıyıcılar tarafından taşınan kesme kuvvetinin o kattaki toplam kesme kuvvetine oranı % 20'yi aşmamalıdır. Bu oran çatı katında %40'ı geçmemelidir. 3) Her iki ucu MN'yi geçmiş düşey taşıyıcı elemanların taşıdığı kesme kuvveti, kat kesmesinin %30'unu aşmamalıdır. 4) Gevrek hasar gören eleman varsa güçlendirilmelidir.
Göçme Öncesi	*Tüm gevrek elemanlar göçme bölgesindedir varsayımı yapılır. 1) Kirişlerin en fazla % 20'si GB'ne geçebilir. 2) Her iki ucu MN'yi geçmiş düşey taşıyıcı elemanların taşıdığı kesme kuvveti, kat kesmesinin %30'unu aşmamalıdır. 3) Diğer tüm elemanlar MHB, BHB veya İHB'ndedir
Göçme Durumu	Göçmenin önlenmesi durumu sağlanmıyorsa, göçme durumundadır.

2.2.7 Binalar için Hedeflenen Performans Düzeyleri

Yönetmelikte yeni bina tasarımı için tanımlanan ivme spektrumu 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan depremi esas almaktadır. Mevcut binaların değerlendirilmesinde ve güçlendirme tasarımında 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan depreme ek olarak aşağıda iki farklı deprem tanımlanmıştır:

- 50 yılda aşılma olasılığı %50 olan depremin ivme spektrumunun ordinatları, 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan 50 olan depremin ivme spektrumunun ordinatlarının yaklaşık olarak 0.5 katı alınacaktır.
- 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan depremin ivme spektrumunun ordinatları, 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan depremin ivme spektrumunun ordinatlarının yaklaşık olarak 1.5 katı alınacaktır.

Mevcut veya güçlendirilecek binaların deprem performanslarının belirlenmesinde esas alınacak deprem düzeyleri ve bu deprem düzeylerinde binalar için öngörülen minimum performans hedefleri Tablo 2.8’ de verilmiştir.

Tablo 2.8 Binalar İçin Hedeflenen Çok Seviyeli Performans Düzeyleri

<i>Binanın Kullanım Amacı ve Türü</i>	<i>Deprem Aşılma Olasılığı</i>		
	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. ÜÇ KATLI OKUL BİNASININ DEPREM PERFORMANSININ KARŞILAŞTIRILMALI BELİRLENMESİ

Bu bölümde DBYBHY 2007'ye göre tasarımı yapılmış üç katlı bir okul binasının yönetmelikte bulunan doğrusal elastik (eşdeğer deprem yükü), doğrusal elastik olmayan (artımsal eşdeğer deprem yükü) ve zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yöntemleriyle çok seviyeli performans değerlendirilmesi yapılmış ve sonuçları birbirleri ile karşılaştırılmıştır. İleriki bölümlerde; 50 yılda %10 aşılma olasılıkla deprem için “tasarım depremi”, 50 yılda %2 aşılma olasılıkla deprem için “şiddetli deprem” nitelermeleri kullanılmıştır. Bina planda iki doğrultu için de simetrik olduğundan, yapılan değerlendirmeler her bir doğrultuda sadece bir yön için yapılmıştır.

3.1 Genel Yapı Bilgileri

Tasarım ve farklı deprem performansı belirleme yöntemleri için ortak bilgi ve ön hesaplamalar içeren yapının; tasarım ve performans değerlendirme parametreleri, performans değerlendirme için bilgisayar modeli, performans değerlendirme için eleman rijitlikleri ve performans değerlendirme için dinamik özellikleri bu kısımda aktarılmıştır.

3.1.1 Tasarım ve Performans Belirlenmesi İçin Genel Parametreler

Bina üç katlı olup, x doğrultusunda 10 eksen ve y doğrultusunda 4 eksenden oluşmaktadır. Yapı x doğrultusunda 33.30 m ve y doğrultusunda 18.20 metredir. Kat adeti 3 olup tüm kat yükseklikleri 3.2 metredir. Bina taşıyıcı sistemi x ve y doğrultusunda süneklik düzeyi yüksek perde ve süneklik düzeyi yüksek çerçevelerden oluşan yerinde dökme betonarme sistemdir. Kolon boyutları cm cinsinden 30×60 ve 40×60, perde boyutları cm cinsinden 30×210 ve 390×30'dur. Tüm kirişler 30cm genişliğinde ve 60 cm derinliğindedir. A-B ve C-D aksları arasında kalan döşemelerin kalınlığı 14 cm ve döşeme tipi tek doğrultuda çalışan plak döşemedir. B-C aksları arasında kalan döşemelerin kalınlığı 12 cm ve döşeme

tipi çift doğrultuda çalışan plak döşemedir. Yapıda herhangi bir dilatasyon bulunmamaktadır. Temeller boyutlandırılmamış olup kolonların temele bağlanan düğüm noktalarının uzayda 6 serbestliği tutulmuştur.

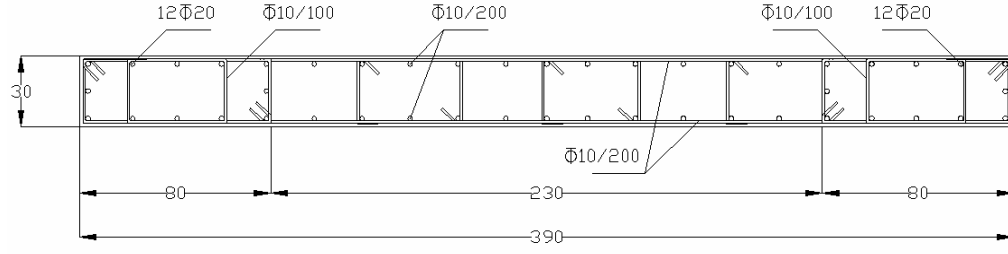
Yapının deprem yükleri altında davranışını belirleyebilmek için üç boyutlu model hazırlanmış, ve ‘‘Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı Deprem Araştırma Enstitüsü Başkanlığı, 2007’’ (DBYBHY) göz önünde tutularak verilen elastik spektrum değerleri kullanılmıştır. Yapı 1. derece deprem bölgesinde bulunmaktadır. Yapı önem katsayısı $I=1.4$ olarak dikkate alınmıştır. DBYBHY gereğince elastik deprem yüklerini azaltmak amacıyla kullanılacak taşıyıcı sistem davranış katsayısı x doğrultusunda $\alpha_s=0.89$ olması sebebiyle $R_x=6.44$, y doğrultusunda $\alpha_s=0.73$ olması sebebiyle $R_y=7.00$ alınmıştır.

Binada 30×60 ve 40×60 olmak üzere 2 farklı tip kolon boyutu, 30×210 ve 390×30 olmak üzere iki farklı tip perde boyutu mevcuttur. Kolonlarda boyuna donatı oranı %1.5 civarındadır ve üç katta da aynı boyuna donatı kullanılmıştır. 390×30 perdesinde kritik perde yüksekliği 2 kat yüksekliğinde olduğu için üç katta da aynı boyuna donatı kullanılmıştır. 30×210 perdesinde kritik perde yüksekliği 1 kat yüksekliğinde olduğu için ikinci ve üçüncü katlarda farklı boyuna donatılar kullanılmıştır.

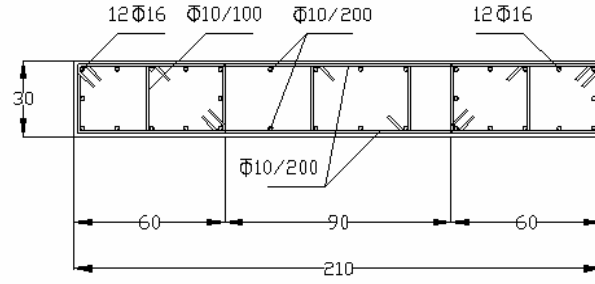
Yapının bulunduğu yerel zemin sınıfı ‘‘Z2’’ olarak göz önüne alınmıştır. Tasarım ve Performans değerlendirmede yapı-zemin etkileşimi dikkate alınmamıştır.

Tasarım aşamasında yapısal analizler, üç boyutlu dinamik analiz yapılabilen SAP 2000 V10.0.1 programı kullanılarak yapılmıştır. Yapının kalıp planı her kat için aynıdır. Zemin kat kalıp planı Ek B’de verilmiştir.

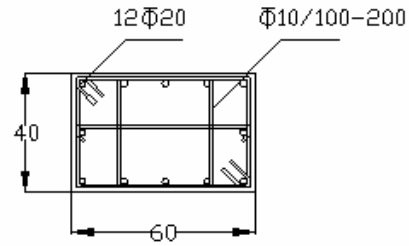
Aşağıda mevcut yapıdaki $P390 \times 30$, $P30 \times 210$ perdelerinin ve $S40 \times 60$, $S30 \times 60$ kolonlarının donatı detayları verilmiştir. Kirişler için donatı bilgileri Tablo 3.4’te sunulmuştur.



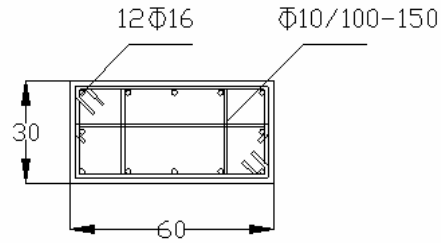
P390×30 Perdesi Donatı Detayı



P30×210 Perdesi Donatı Detayı



S40×60 Kolonu Donatı Detayı



S30×60 Kolonu Donatı Detayı

Şekil 3.1 Taşıyıcı Sistem Kesitleri ve Donatı Detayları

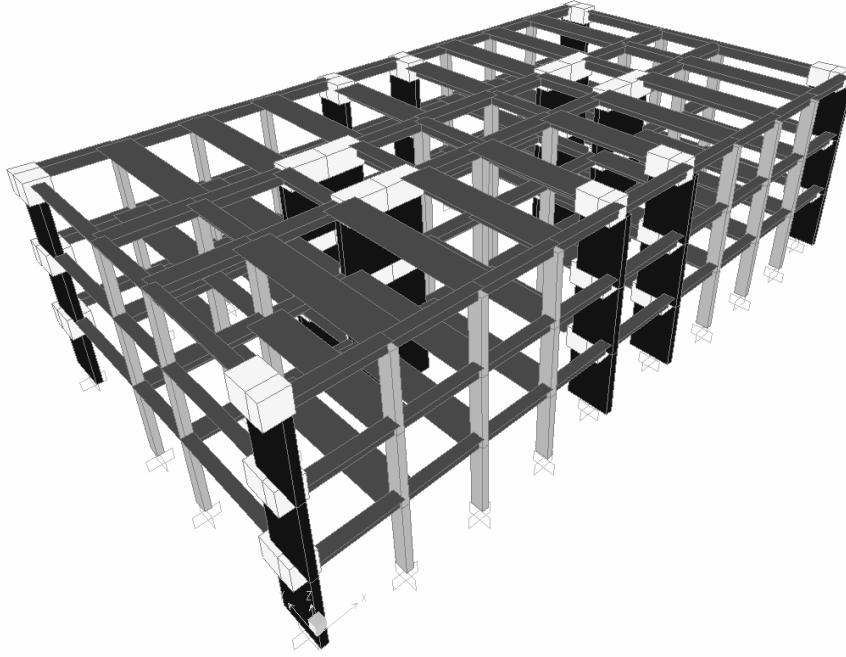
Yukarıda bahsedilen bilgiler ve bunlara ek olarak diğer yapı bilgileri aşağıda özetlenmiştir.

Yapı analizinde kullanılan birimler	: kN, m
Kat sayısı	: Zemin + 2 Kat
Kat yüksekliği	: 3.2m (tüm katlar)
Döşeme kalınlığı	: 0.12 m ve 0.14m
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	: Z2
Spektrum karakteristik periyotları	: $T_A=0.15s$ $T_B=0.40s$
Tasarım hesaplarında kullanılan yapı periyotları	: $T_x=0.198s$, $T_y=0.247s$
Beton sınıfı	: C25
Çelik sınıfı	: S420
Bilgi düzeyi	: Kapsamlı
Bina kullanım amacı	: Okul

3.1.2 Yapının Bilgisayar Modeli

Yapı çubuk elemanlar kullanılarak modellenmiştir. Bina için yapılan tariflenmelerde x doğrultusu 33.0m olan uzun doğrultu, y doğrultusu 18.2m olan kısa doğrultudur. X ve y koordinatlarının başlangıç noktaları kalıp planında D ve 1 akslarının kesiştiği noktadır. Kirişler için i ucu, kirişler x doğrultusunda uzanıyorsa 1 aksına, kirişler y doğrultusunda uzanıyorsa D aksına, yakın olan uçtur. Diğer uç ise j ucu olarak isimlendirilmiştir. Kolon ve perdelerde elemanın zemine yakın olan ucu i, diğer ucu j olarak isimlendirilmiştir. Döşeme yükleri kirişlere üçgen ve yamuk yayılı yük olarak etkilmiştir. Kat döşemeleri bu bina için deprem yönetmeliğinin de izin verdiği

şekilde rijit diyafram olarak tariflenmiştir. Perdeler aynı rijitlikteki çubuk elemanlar olarak modellenmiş. Derinliklerini temsil etmek için sonsuz rijit çubuklar perde düğüm noktaları ve kiriş düğüm noktaları arasına bağlanmıştır. Kirişler TS500 [11] uyarınca, tablalı kesit olarak modellenmiştir. Kirişler tasarım aşamasında tablalı kesit olarak boyutlandırılmış ancak tablanın kiriş sınırı dışında kalan donatıları hesaba katılmamıştır. Binanın bilgisayar modelinin grafiği Şekil 3.2’de verilmiştir.



Şekil 3.2 Yapının 3 Boyutlu Bilgisayar Modeli

3.1.3 Performans Değerlendirilmesinde Kullanılacak Eleman Rijitlikleri

Deprem yönetmeliğinde, betonarme elemanların çatladıktan sonraki yaklaşık eğilme rijitliklerini hesaba katmak için verilen, kesitteki eksenel kuvvet seviyesine göre, çatlamış kesite ait eğilme rijitlikleri bu çalışmanın 2.2.3 bölümünde tariflenmiştir. Burada bahsi geçen eksenel kuvvet, deprem hesabında esas alınan toplam kütlelerle uyumlu düşey yükler altında kolon ve perdede oluşan eksenel kuvvettir. Üç katlı okul binasında bu yükler altında hiç bir eleman belirtilen 0.10 oranının üstüne çıkmamaktadır. Sonuç olarak, tüm elemanların çatlamış kesit rijitliklerinin çatlamamış kesit rijitliklerine oranı 0.40 alınmıştır. Deprem yüklerinin etkilmesi ile düşey taşıyıcılarda meydana gelecek eksenel kuvvet değişimlerinin eğilme rijitliğinde meydana getireceği değişim göz önüne alınmamıştır.

3.1.4 Performans Değerlendirmesi İçin Dinamik Özellikler

Çatlamış kesit rijitliklerine göre düzeltilmiş yapı modeli periyotları Tablo 3.1’de sunulmuştur. Buradaki periyotların Bölüm 3.1.1’de verilmiş olan periyotlardan büyük olduğu açıkça takip edilebilir. Eleman rijitliklerinin %40 azaltılması sonucu, periyodun, rijitliğin karekökünün tersi ile orantılı olması sebebiyle, yapı periyodunda kabaca %60 bir artış söz konusudur

Tablo 3.1 Bina Modlarının Periyotları ve Karşı Gelen Etkin Kütle Oranları

Mod	Periyot (s)	Etkin Kütle Oranları	
		X doğrultusu için	Y doğrultusu için
1	0.379	-	0.77
2	0.367	-	-
3	0.292	0.75	-
4	0.101	-	0.17
5	0.099	-	-
6	0.075	0.20	-

3.2 DBYBHY 2007 Doğrusal Elastik Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi İle Deprem Performansının Belirlenmesi

Yönetmelik uyarınca, okul binasının 50 yılda %10 aşılma olasılıklı depremde “Hemen Kullanım”, 50 yılda %2 aşılma olasılıklı depremde “Can Güvenliği” performans seviyelerini sağlaması gerekmektedir. Deprem yüklerinin hesaplanmasında Denklem (2.5) esas alınmıştır. Binanın yatay yükler altındaki analizinde ek dışmerkezlilik uygulanmamıştır. Denklem (2.5)’teki λ katsayısı yönetmelikte tanımlandığı gibi üç katlı bina için 0.85 alınmıştır. Elde edilen deprem yükü 50 yılda %10 aşılma olasılıklı deprem için yapıya etkiltilmiştir. Sistem doğrusal denklem takımlarından oluştuğu için bulunan iç kuvvetler 1.5 ile çarpılıp 50 yılda %2 aşılma olasılıklı depremin (tasarım depremi) yapıda meydana getirdiği iç kuvvetler bulunmuştur.

$$V_t = W A(T) \lambda = (2169 \text{ kNs}^2/\text{m} \times 9.81 \text{ m/s}^2) \times (0.4 \times 2.5) \times (0.85) = 18086 \text{ kN}$$

Tablo 3.2 Tasarım Depreminde Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yükleri

Kat	h_i (m)	H_i (m)	W_i (kN)	$W_i \times H_i$ (kNm)	$F_{ix,y}$ (kN)
2	3.2	9.6	5140	49344	7638
1	3.2	6.4	7426	47526	6965
Zemin	3.2	3.2	7426	23763	3483
Toplam			19992	120634	18086

3.2.1 Göreli Kat Ötelemeleri Kontrolü

Yönetmelik Tablo 7.6’da tanımlandığı gibi düşey taşıyıcı elemanların göreli kat ötelenmelerinin belirli bir sınırı geçmesi durumunda o eleman için hasarı belirleyen bu ötelenme değeridir. Yapı simetrik olduğu için kat ötelemeleri kontrolü yeterlidir.

Tablo 3.2 Tasarım Depreminde Göreli Kat Ötelemeleri

X Doğrultusunda				Y Doğrultusunda			
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	3.113	1.249	0.004	2.Kat	4.587	1.714	0.005
1.Kat	1.864	1.204	0.004	1.Kat	2.873	1.831	0.006
Zemin	0.660	0.660	0.002	Zemin	1.042	1.042	0.003

Tablo 3.3 Şiddetli Depreminde Göreli Kat Ötelemeleri

X Doğrultusunda				Y Doğrultusunda			
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	4.700	1.874	0.006	2.Kat	6.881	2.571	0.008
1.Kat	2.796	1.806	0.006	1.Kat	4.310	2.747	0.009
Zemin	0.990	0.990	0.003	Zemin	1.563	1.563	0.005

Tüm düşey taşıyıcı elemanlar her iki doğrultuda kat ötelenmesi açısından, kesit hasarları için verilen sınırlar içerisinde.

3.2.2 Yapı Elemanlarının Hasar Düzeylerinin Belirlenmesi

Bu alt bölüm dahilinde kirişlerin, kolon ve perdelerin etki kapasite oranları yardımı ile kesit hasar bölgeleri bulunur. İlgili kesme kontrolleri yapıp kesitlerin sünek güç tükenmesi davranışı ya da gevrek güç tükenmesi davranışından hangisini sergileyeceği belirlenir ve gerekirse güçlendirme stratejisinde zayıf elemanlar güçlendirilir. Ayrıca kolon-kiriş birleşim bölgelerinin kesme güvenliği kontrolü yapılır.

3.2.2.1 Kirişlerin Hasar Bölgelerinin Belirlenmesi

Teze konu olan binada tüm kirişler 30 cm genişliğinde ve 60 cm yüksekliğindedir. Bu kirişler Tablo3.4’de verildiği gibi 9 farklı tip donatı düzenine sahiptir. Bu tabloda görülen üst donatı negatif moment, alt donatı ise pozitif moment için konulmuştur. M_r momentleri, XTRACT programı kullanılarak hesaplanmıştır. Burada yapılan işlem, betonda veya çelikte göçme oluşturan ya da betonda 0.02 birim şekildeğiştirmeye karşı gelen eğrilik değerine kadar, moment-eğrilik ilişkisini oluşturup bu eğrinin iki doğrulu idealleştirilmesidir. Bu ikinci doğrunun başlangıç noktasının ordinatı yani moment değeri M_r değeri olarak kabul edilmiştir. Bu

durumda çelikteki pekleşme etkisinden dolayı momentteki artış hesaba bir şekilde yansıtılmıştır.

Tablo 3.4 Kiriş Özellikleri

Kesit Tipi	Üst Donatı	Üst Donatı Alanı	$M_r (-)$	Alt Donatı	Alt Donatı Alanı	$M_r (+)$
	-	cm ²	kNm	-	cm ²	kNm
1	2ø14+1ø14	4.62	119	2ø14	3.08	82
2	2ø14+2ø14	6.16	153	2ø14	3.08	81
3	2ø14+3ø14	7.70	189	3ø14	4.62	118
4	2ø14+4ø14	11.12	274	4ø14	6.16	155
5	2ø14+3ø14	7.70	190	5ø14	7.70	190
6	2ø14+4ø14	9.24	226	5ø14	7.70	189
7	2ø14+4ø14	11.12	261	5ø14	7.70	190
8	3ø14+4ø14	12.66	306	5ø14	7.70	189
9	3ø14+5ø14	14.67	336	5ø14	7.70	190

Binaların doğrusal elastik yöntemle değerlendirilmesi kapsamında kiriş elemanların hasar durumlarını belirlerken bir prosedür izlenmiştir. Öncelikle M_r değeri herhangi bir kirişin herhangi bir ucu için deprem yönüne bağlı olarak hesaplanır. Daha sonra yönetmelikte tariflendiği şekilde düşey ve yatay yüklemeler yapılmış bilgisayar modelinden V_{dy} , M_{g+q} ve M_e değerleri alınır. Tablo A.1’de $1.0M_e$ kolonu Tablo 2.3’de hesaplanan tasarım depremi yükleri altındaki herhangi bir elemandaki moment değeridir. Sistem doğrusal olduğu için sistemde süperpozisyon geçerlidir. Sonuç olarak Tablo A.1’de $1.5M_e$ kolonundaki değerler $1.0M_e$ kolonundaki değerlerin 1.5 katıdır. M_r , M_{g+q} ve M_e değerleri hesaplandıktan sonra kirişler için r (etki/kapasite oranı) değeri Denklem (2.7)’ye göre hesaplanır. Tablo A.1’de verilen etki/kapasite oranı r tasarım depremi, 1.5r şiddetli deprem için verilmiştir. Mevcut donatı, kesitte deprem etkisiyle oluşan kesme kuvveti miktarı, kirişlerin enine donatı durumuna göre (sargılı ya da sargısız) kesit hasar sınırları oluşturulur. Bina 2007 yönetmeliğine göre tasarlandığı için tüm kirişler sargılıdır. $(\rho-\rho')/\rho_b$ değeri Tablo A.1’de mesnet tipine göre yukarıda Tablo 3.4’de tariflenmiş donatı durumuna göre hesaplanmaktadır. $V_e/(b_w d f_{ctm})$ oranındaki V_e değeri Denklem (2.9)’da tariflenmiştir. M_{pi} ve M_{pj} değerleri yine tablodaki mesnet tipine göre Tablo 3.4’ten çağrılmaktadırlar. V_{dy} prosedürün başında anlatıldığı gibi analiz programından alınmaktadır. $(\rho-\rho')/\rho_b$ ve $V_e/(b_w d f_{ctm})$ değerleri uyarınca, gerekirse iterasyonlar yapıp hasar sınırları belirlenir. Belirlenen hasar sınırları sayesinde kesitin hangi hasar bölgesinde olduğu bulunmuş olur.

Kesitin süneklik tayini için V_e kesme kuvvetinin V_r mevcut dayanıma göre kesme kapasitesinden küçük olması gerekir. Tablo A.1’de bu koşul V_e/V_r değerinin 1’den küçük olduğu gösterilerek ifade edilmiştir.

Yukarıda anlatılan prosedür ve işlemler K101 kirişinin i ucu için (i ve j ucu tanımları Bölüm 3.1.2’de yapılmıştır) aşağıda açık bir şekilde adım adım uygulanmıştır. K101 kirişi i ucu kesit tipi 2’dir. Diğer kirişler için bu prosedür yazılan bir program sayesinde Tablo A.1’de görüldüğü gibi otomatik olarak sürdürülmektedir.

Tablo 3.5 K101 Kirişi Bilgileri

Kiriş Adı	Elaman Ucu	Kiriş Boyu	V_{dy}	M_{g+q}	M_e
K101	i	3.6m	33kN	-16kNm	269kNm

Tablo 3.4 ve Tablo 3.5’teki değerler kullanılarak r değeri aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$r = \frac{M_e}{M_r - M_{g+q}} = \frac{269}{81 - (-16)} = 2.77$$

Hasar sınırlarını bulmak üzere $(\rho - \rho')/\rho_b$ ve $V_e/(b_w d f_{ctm})$ değerlerinin tespit edilmesi gerekmektedir. ρ değeri çekme donatısı, ρ' değeri basınç donatısı değerleri olup deprem yönüne göre hesaplanmaktadır. K101 kirişi i ucunun kesit tipi 2 olduğu ve +x yönündeki depremde i ucu pozitif moment aldığı için $(\rho - \rho')/\rho_b$ değeri:

$$(\rho - \rho')/\rho_b = [3.07 / (30 \times 56) - 6.16 / (30 \times 56)] / [0.85 \times 0.85 \times 0.588 \times (25/420)] = -0.073$$

olarak hesaplanır.

$V_e/(b_w d f_{ctm})$ değeri hesaplanırken deprem yönüne göre kirişin i ve j uçlarındaki plastik mafsal momentleri kullanılır.

$$V_e = V_{dy} \pm (M_{pi} + M_{pj}) / l_n = 32.7 + (81 + 119) / 3.6 = 88 \text{ kN}$$

$$V_e / (b_w d f_{ctm}) = 88 / (0.3 \times 0.56 \times 1725) = 0.30$$

Hasar sınırlarının belirlenmesinde K101 kirişi i ucu için herhangi bir enterpolasyona Tablo 2.3’e göre ihtiyaç yoktur. Kirişin i ucu için etki/kapasite değeri (2.8) “Minimum Hasar Sınırı” değerinden (3.0) küçük olduğu için tasarım depremi altında kirişin i ucunun hasar bölgesi “Minimum Hasar Bölgesi” olarak belirlenir. Şiddetli deprem için etki/kapasite oranı tasarım depremine göre 1.5 kat fazla olacaktır. Bu durumda aynı kesit için şiddetli depremde etki/kapasite değeri (4.2) “Minimum

Hasar Sınırı” (3) ile “Güvenlik Sınırı” (7) değerleri arasında olduğu için şiddetli deprem altında kirişin i ucunun hasar bölgesi “Belirgin Hasar Bölgesi” olarak belirlenir.

Kesitin süneklik tayini için V_e/V_r değerini hesaplarırken betonun kesme direncine katkısı dikkate alınmamıştır. Enine donatılar sargılama bölgesinde $\phi 10/100$ şeklinde yerleştirilmiştir.

$$V_r = (A_{sw}/s) f_{ywd} d = (158/100) \times 420000 \times 560 = 372 \text{ kN}$$

$$V_e/V_r = 88/372 = 0.24 < 1$$

Yukarıdaki prosedür her bir kiriş ucu için tasarım ve şiddetli depremler altında gerçekleştirilmiştir. Tablo A.1-2-3’de bu iki deprem altında zemin kat kirişlerinin x doğrultusu için hasar bölgeleri gösterilmiştir. Bu işlemler sonucunda yapının performans seviyesinin belirlenmesinde kirişler için gerekli bilgiler türetilmiş olur.

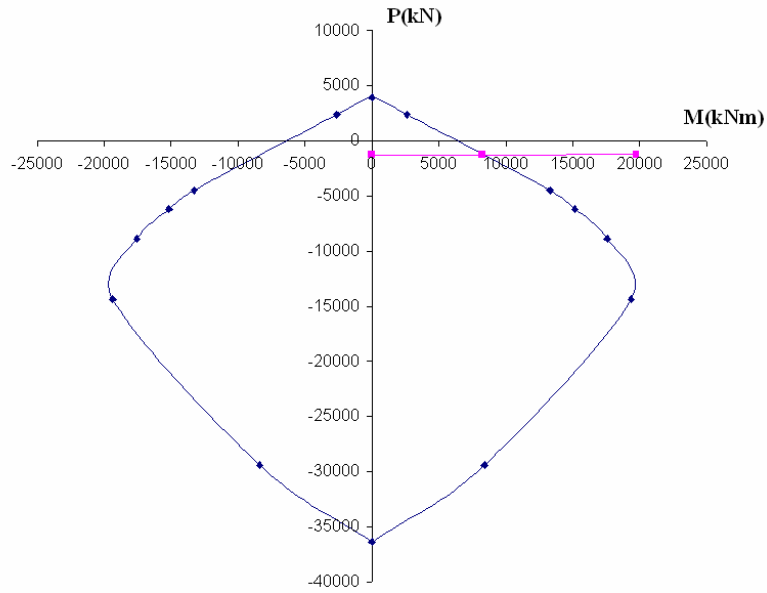
3.2.2.2 Kolonların ve Perdelerin Hasar Bölgelerinin Belirlenmesi

Binada 30×60 ve 40×60 olmak üzere 2 farklı tip kolon boyutu, 30×210 ve 390×30 olmak üzere iki farklı tip perde boyutu mevcuttur. Kolon ve perdeler Tablo 3.6’da verildiği gibi 5 farklı tip donatı düzenine sahiptir. 30×210 perdeleri için neden iki farklı donatı durumunun bulunduğu Bölüm 3.1.1’de açıklanmıştır. Eksenel kuvvet ve eğilme momenti etkisindeki elemanlarda kirişlerde olduğu gibi tek bir akma değeri olmayıp, M_K olarak adlandırılan, bu değer her bir N_K normal kuvvet değeri için değişmektedir. Bu sebepten dolayı yönetmelik bilgilendirme eki 7A.’da tariflendiği gibi 5 farklı kesit tipi için her iki yönde akma yüzeyleri oluşturulmuştur. Akma eğrileri oluşturulurken Bölüm 2.2.3’te tariflendiği üzere betonun en büyük basınç birim şekil değiştirmesi 0.003, donatı çeliğinin en büyük birim şekil değiştirmesi ise 0.01 alınmıştır. Akma eğrileri XTRACT programı yardımı ile oluşturulmuştur.

Tablo 3.6 Kolon ve Perde Özellikleri

Kesit Tipi	Boyuna Donatı	Boyuna Donatı Alanı	Mesnette Kesme Donatısı	Açıklıkta Kesme Donatısı
	-	cm ²	-	-
30×60	12ø16	24.12	ø10/100	ø10/150
40×60	12ø20	37.70	ø10/100	ø10/200
30×210 ₍₁₎	12ø16+12ø16	48.24	ø10/200	ø10/200
30×210 ₍₂₎	10ø16+10ø16	40.20	ø10/200	ø10/200
390×30	12ø20+12ø20	75.40	ø10/200	ø10/200

“Binaların doğrusal elastik yöntemle değerlendirilmesi kapsamında kolon ve perde elemanların hasar durumlarını belirlerken kirişlerdekine benzer bir prosedür izlenmiştir. Akma eğrisi yukarıda tariflendiği gibi apsisi eğilme momenti, ordinatı aksenal kuvvet olan düzlemde oluşturulmuştur. Düşey yükler altında analiz programından alınan N_{G+Q} , M_{G+Q} yükleri ve düşey yük ile depremin ortak etkisi altında programdan alınan N_{G+Q+E} , M_{G+Q+E} yükleri bu düzlemde iki nokta ifade etmektedir. Bu iki noktayı birleştiren doğrunun akma yüzeyini kestiği noktanın apsisi M_K , ordinatı ise N_K değeri olarak bulunur. Şekil 3.3’de yukarıda tariflenen işlem 390×30 perdesine x doğrultusunda tasarım depremi için uygulanmıştır. Tablo 3.7’de ilgili değerler mevcuttur.

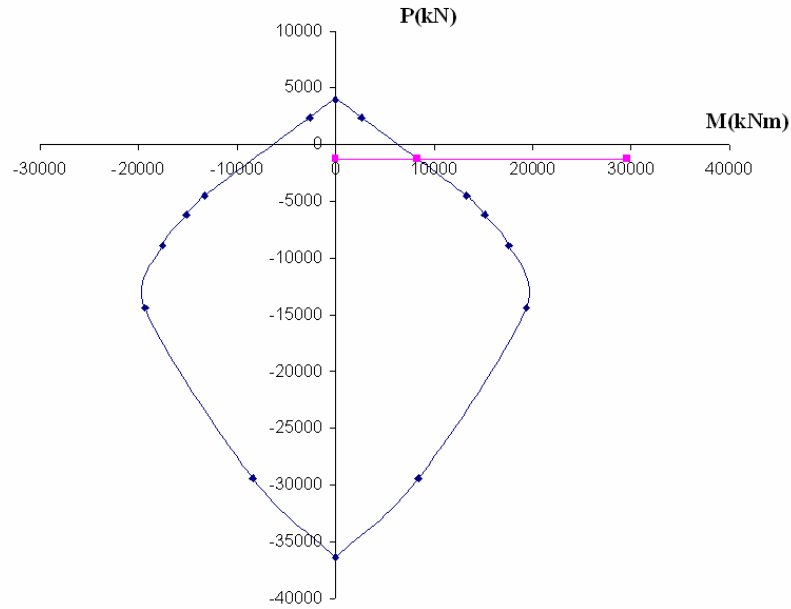


Şekil 3.3 Zemin Kat P390×30 Perdesi Tasarım Depremi Altında Hasar Durumları

Tablo 3.7 390×30 Zemin Kat Perdesi X doğrultulu Tasarım Depremi İçin r Değeri

M_D	0 kNm	N_D	-1256 kN
M_{D+E}	19735 kNm	N_{D+E}	-1239 kN
M_K	8260 kNm	N_K	-1249 kN
M_A	8260 kNm	N_A	7 kN
r	2.39	r	2.39

Perdelerde etki/kapasite oranı elde edildikten sonra Tablo 2.5’te verilen sınır değerlere göre “Kesit Hasar Bölgesi” belirlenir. Bina, yönetmeliğe göre donatıldığı için perde uç bölgelerinde sargılama mevcuttur. Şekil 3.4’te yukarıda tasarım depremi için etki kapasite oranı bulunmuş 390×30 perdesinin x doğrultusunda şiddetli deprem için etki kapasite oranı bulunmuştur. Tablo 3.8’de ilgili değerler mevcuttur.



Şekil 3.4 Zemin Kat P390×30 Perdesi Şiddetli Deprem Altında Hasar Durumları

Tablo 3.7 390×30 Zemin Kat Perdesi X Doğrultulu Şiddetli Deprem İçin r Değeri

M_D	0 kNm	N_D	-1256 kN
M_{D+E}	29602 kNm	N_{D+E}	-1231 kN
M_K	8260 kNm	N_K	-1249 kN
M_A	8260 kNm	N_A	7 kN
r	3.58	r	3.58

Perdenin tasarım depremi etkisinde i ucu için etki/kapasite değeri (2.9) “Minimum Hasar Sınırı” değerinden (3.0) küçük olduğu için tasarım depremi altında perdenin hasar bölgesi “Minimum Hasar Bölgesi” olarak belirlenir. Şiddetli deprem için etki/kapasite değeri (3.6) “Minimum Hasar Sınırı” (3) ile “Güvenlik Sınırı” (6) değerleri arasında olduğu için şiddetli deprem altında perdenin hasar bölgesi

“Belirgin Hasar Bölgesi” olarak belirlenir. Perdelerde moment değerleri hemen hemen süreklilik arz edeceğinden perdelerin sadece i ucu kesitleri incelenmiştir.

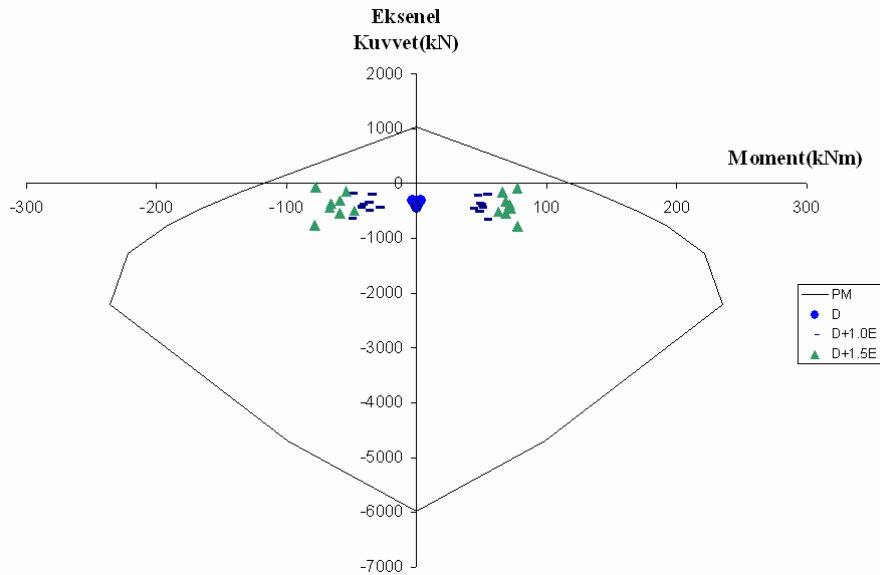
Kesitin süneklik tayini için V_e/V_r değerini hesaplarırken betonun kesme direncine katkısı dikkate alınmamıştır. Perde gövde bölgesi donatıları $\phi 10/200$ şeklinde yerleştirilmiştir.

$$V_r = A_{ch} (0.65 f_{ctd} + \rho_{sh} f_{ywm}) = 1170000 (0.65 \times 1.725 + 0.00262 \times 420) = 2599 \text{ kN}$$

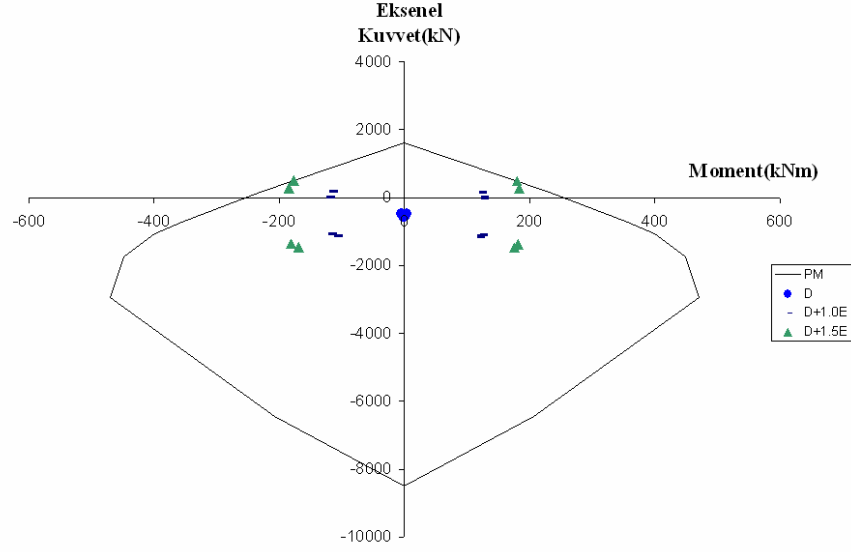
$$V_e = [(M_p)_t / (M_d)_t] V_d = (5944/19735) \times 3990 = 1202 \text{ kN}$$

$$V_e/V_r = 1202/2599 = 0.46 < 1$$

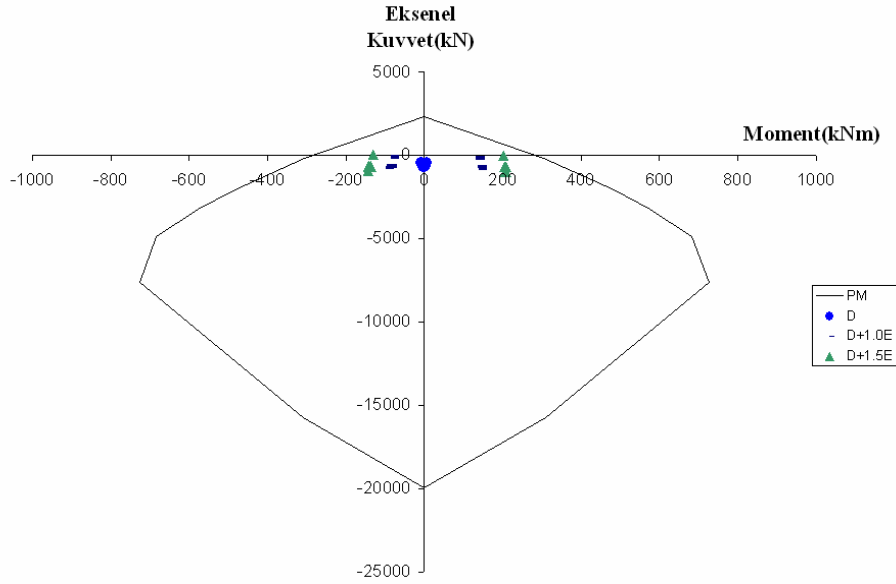
Yukarıdaki prosedür her bir kolon ve perde için tasarım ve şiddetli depremler altında gerçekleştirilmiştir. X doğrultusundaki deprem durumunda, Şekil 3.5-7’de sırasıyla S30×60, S40×60 ve P30×210 zemin kat taşıyıcıları için r katsayısının hesabı gösterilmiştir. Bu taşıyıcılarda $r < 1$ durumu söz konusudur ve yönetmelik bu durum için r oranının hesaplanması gerekmediğini vurgulamaktadır. Bu işlemler sonucunda yapının performans seviyesinin belirlenmesinde kolonlar ve perdeler için gerekli bilgiler türetilmiş olur.



Şekil 3.5 Zemin Kat S30×60 Kolonları Alt Ve Üst Uç Kesit Hasar Durumları



Şekil 3.6 Zemin Kat S40×60 Kolonları Alt Ve Üst Uç Kesit Hasar Durumları



Şekil 3.7 Zemin Kat P30×210 Perdeleri Alt Ve Üst Uç Kesit Hasar Durumları

Kolon ve Perdelerin sünek eleman sayılabilmesi için Denklem (2.8) ve (2.10)'dan elde edilen V_e değerinin mevcut malzeme dayanım değerleri kullanılarak TS-500'e göre hesaplanan kesme kapasitesi V_r değerini aşmaması gerekmektedir. Yukarıda x doğrultulu deprem için P390×30 perdesinin kesme güvenliği kontrol edilmiştir. Tablo 3.8'de x doğrultulu deprem altında zemin kat kolonları için kesme kontrolü yapılmıştır. Sistem çift simetriye sahip olduğu için 24 kolonu 6 kolon temsil etmektedir.

Tablo 3.8 Zemin Kat Kolonlarının X Doğrultusu İçin Kesme Güvenliği

Kolon	$(M_a+M_{\bar{a}})/l_n$	$A_{sw}f_{ywm}d/s$
Zemin Kat	kN	kN
S1	95	$79 \times 4 \times 420 \times 260 / 150 / 1000 = 230 \text{ kN}$
S2	101	$79 \times 4 \times 420 \times 260 / 150 / 1000 = 230 \text{ kN}$
S3	97	$79 \times 4 \times 420 \times 260 / 150 / 1000 = 230 \text{ kN}$
S7	92	$79 \times 4 \times 420 \times 260 / 150 / 1000 = 230 \text{ kN}$
S8	118	$79 \times 4 \times 420 \times 360 / 200 / 1000 = 239 \text{ kN}$
S9	102	$79 \times 4 \times 420 \times 360 / 200 / 1000 = 239 \text{ kN}$

Kesme dayanımı hesaplanırken betonun kesme dayanımına katkısı ihmal edilmiştir. Kesme dayanımı hesabı, kesme kuvveti kesitte sabit olduğu için, sıklaştırma bölgesi enine donatıları yerine açıklık bölgesi enine donatıları ile yapılmıştır.

3.2.2.3 Kolon-Kiriş Birleşim Bölgesi Kesme Kontrolleri

Betonarme kolon-kiriş birleşimlerinde tüm sınır durumları için birleşime etki eden ve Denklem (3.1)'den hesaplanacak kesme kuvvetlerinin kuşatılmış kesitler için Denklem (3.2) ve kuşatılmamış kesitler için Denklem (3.3)'de verilen kesme dayanımlarını aşmaması gerekir. Birleşim kesme kuvvetinin kesme dayanımını aşması durumunda bu birleşime sapanan tüm elemanlar göçme bölgesinde kabul edilecektir.

$$V_e = 1.25 f_{yk} (A_{s1} + A_{s2}) - (M_a + M_{\bar{a}})/l_n \quad (3.1)$$

$$V_e \leq 0.60 b_j h f_{cm} \quad (3.2)$$

$$V_e \leq 0.45 b_j h f_{cm} \quad (3.3)$$

Tablo 3.9'de zemin kat için x doğrultusundaki depremde birleşim bölgelerinin yeterli kesme güvenliğinin bulunduğu gösterilmiştir.

Tablo 3.9 Zemin Kat Kolon-Kiriş Birleşim Bölgesi Kesme Kontrolü

Kolon	$(M_a+M_{\bar{a}})/l_n$	$A_{s1}+A_{s2}$	V_e	$0.45 b_j h f_{cd}$
	kN	mm ²	kN	kN
S1	95	770	309	1013
S2	101	770	303	1013
S3	97	770	307	1013
S7	92	462	151	1013
S8	118	1078	448	1350
S9	102	1232	545	1350

3.2.3 Binanın Farklı Depremlerdeki Performans Seviyeleri

Okul binasının, 50 yılda aşılma olasılığı % 10 olan tasarım depreminde hemen kullanım performans seviyesini, 50 yılda aşılma olasılığı % 2 olan şiddetli depremde can güvenliği performans seviyesini sağlaması istenmektedir. Aşağıdaki tablolarda eleman hasarlarının, ilgili kattaki tüm aynı tip elemanlara yüzdesi verilmiştir.

Tablo 3.10 Tasarım Depremi İçin Eleman Hasar Durumları

			MHB	BHB	İHB	GB
X Doğrultusu	Kirişler (%)	2.Kat	75	25	0	0
		1.Kat	94	6	0	0
		Zemin Kat	94	6	0	0
	Kolonlar (%)	2.Kat	100	0	0	0
		1.Kat	100	0	0	0
		Zemin Kat	100	0	0	0
	Perdeler (%)	2.Kat	100	0	0	0
		1.Kat	100	0	0	0
		Zemin Kat	100	0	0	0
Y Doğrultusu	Kirişler (%)	2.Kat	100	0	0	0
		1.Kat	100	0	0	0
		Zemin Kat	100	0	0	0
	Kolonlar (%)	2.Kat	100	0	0	0
		1.Kat	100	0	0	0
		Zemin Kat	100	0	0	0
	Perdeler (%)	2.Kat	100	0	0	0
		1.Kat	100	0	0	0
		Zemin Kat	100	0	0	0

Tablo 3.11 Şiddetli Depremi İçin Eleman Hasar Durumları

			MHB	BHB	İHB	GB
X Doğrultusu	Kirişler (%)	2.Kat	69	31	0	0
		1.Kat	63	37	0	0
		Zemin Kat	69	31	0	0
	Kolonlar (%)	2.Kat	100	0	0	0
		1.Kat	100	0	0	0
		Zemin Kat	100	0	0	0
	Perdeler (%)	2.Kat	100	0	0	0
		1.Kat	100	0	0	0
		Zemin Kat	67	33	0	0
Y Doğrultusu	Kirişler (%)	2.Kat	87	13	0	0
		1.Kat	87	13	0	0
		Zemin Kat	87	13	0	0
	Kolonlar (%)	2.Kat	100	0	0	0
		1.Kat	100	0	0	0
		Zemin Kat	100	0	0	0
	Perdeler (%)	2.Kat	33	67	0	0
		1.Kat	100	0	0	0
		Zemin Kat	100	0	0	0

Okul binası tasarım depremi için x doğrultusunda istenilen hemen kullanım performans seviyesini sağlamamaktadır. Yapının tasarım depremi için x doğrultusunda istenilen hemen kullanım performans seviyesini sağlamamasının nedeni, hemen kullanım performans düzeyi için Tablo 2.7’de verilen şartlardan herhangi bir katta kirişlerin en fazla %10’u BHB’ne geçebilir şartının ihlalidir. Tablo 3.10 incelendiğinde tüm düşey taşıyıcı sistemin minimum hasar bölgesinde bulunduğu görülmektedir. Yapının x doğrultusundaki tasarım depreminde, diğer bir şart olan görelî kat ötelemesi sınırları içinde kaldığı Tablo 3.2 de gösterilmiştir. Yapı tasarım depremi etkisinde y doğrultusu için istenilen hemen kullanım performans seviyesini sağlamaktadır.

Okul binası şiddetli deprem için x doğrultusunda istenilen can güvenliği performans seviyesini sağlamaktadır. Yapı şiddetli deprem etkisinde y doğrultusu için istenilen can güvenliği performans seviyesini sağlamaktadır.

3.3 DBYBHY 2007 Doğrusal Elastik Olmayan Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi İle Deprem Performansının Belirlenmesi

Doğrusal elastik olmayan analiz yöntemi Bölüm 2.2.5’te DBYBHY esaslarına uygun olarak tarif edilmiştir. Bu bölümde, üç katlı okul binasının deprem performansı yönetmelikte bulunan doğrusal elastik olmayan artımsal eşdeğer deprem yüğü yöntemi ile belirlenmiştir. Analizde SAP 2000 programı kullanılmıştır. Plastik kesit parametreleri ve yerleri yönetmeliğe göre programa atanmıştır.

3.3.1 Kesitlerin Plastik Özelliklerinin Tanımlanması

Kirişlerin efektif akma momentlerinin tayini Bölüm 3.2.2.1’de belirtilmiştir. Bu akma momentine karşılık gelen eğrilik değerine efektif akma eğriliği adı verilir. Akma eğriliği için yukarıda verilen tanım dışında pratik tanımlarda mevcuttur. Priestley tablalı kirişler için akma eğriliğini, çeliğin ilk akma anındaki birim şekil değiştirme değerinin yaklaşık 1.7 katının kiriş yüksekliğine bölünmesi olarak ifade edilebileceğini göstermiştir [12].

SAP 2000 V11.0.0 programının kirişler için hasar bölgesi çıktısı DBYBHY’ye uyumlu olacak şekilde aşağıda tarif edilen işlemler yapılarak kullanılmıştır. XTRACT programı ile elde edilen, yönetmelikte verilen malzeme hasarına göre hasar sınır şekil değiştirmelerine karşılık gelen toplam eğrilik değerleri ve akma eğriliği değerleri Tablo 3.12’de verilmiştir.

Tablo 3.12 Kiriş Hasar Sınırları İçin Toplam Eğrilik Değerleri

Kesit Tipi	Pozitif Moment İçin Sınır Eğrilik Değerleri (1/m)				Negatif Moment İçin Sınır Eğrilik Değerleri (1/m)			
	Akma	MN	GV	GC	Akma	MN	GV	GC
1	0.0054	0.0189	0.0757	0.1135	0.0055	0.0193	0.0764	0.1144
2	0.0054	0.0188	0.0756	0.1134	0.0056	0.0197	0.0772	0.1154
3	0.0055	0.0192	0.0760	0.1139	0.0057	0.0203	0.0791	0.1184
4	0.0055	0.0194	0.0761	0.1139	0.0060	0.0262	0.0798	0.1191
5	0.0057	0.0198	0.0769	0.1149	0.0057	0.0198	0.0769	0.1149
6	0.0057	0.0198	0.0768	0.1147	0.0059	0.0201	0.0774	0.1156
7	0.0056	0.0197	0.0767	0.1145	0.0060	0.0207	0.0793	0.1184
8	0.0056	0.0197	0.0767	0.1148	0.0062	0.0213	0.0818	0.1220
9	0.0056	0.0196	0.0765	0.1145	0.0063	0.0216	0.0820	0.1223

Toplam eğrilik değerlerinden akma eğriliği değerlerinin çıkarılması ile plastik eğrilik değerleri elde edilir. Plastik eğrilik değerinin plastik mafsalları ile çarpılması sonucu plastik dönme değerleri her bir hasar sınırı için bulunur. Hasar sınırları için bulunan plastik dönme değerleri SAP 2000 programına bir referans değer katları olacak şekilde tanımlanır. Okul binası için bu referans değer, akma dönmesi olarak seçilmiştir ve diğer sınır değerleri bu değer katları şeklinde tanımlanıp Tablo 3.13’de verilmiştir.

Tablo 3.13 Kiriş Hasar Sınırları İçin Dönme Faktörleri

Kesit Tipi	Pozitif Moment İçin Sınır Dönme Faktörleri				Negatif Moment İçin Sınır Dönme Faktörleri			
	Referans	MN	GV	GC	Referans	MN	GV	GC
1	0.00162	2.50	13.02	20.02	0.00166	-2.48	-12.79	-19.65
2	0.00163	2.47	12.95	19.92	0.00168	-2.51	-12.76	-19.57
3	0.00165	2.48	12.79	19.67	0.00172	-2.54	-12.78	-19.63
4	0.00165	2.53	12.84	19.71	0.00181	-3.34	-12.21	-18.72
5	0.00171	2.48	12.51	19.19	0.00171	-2.48	-12.51	-19.19
6	0.00170	2.50	12.59	19.30	0.00175	-2.45	-12.30	-18.86
7	0.00168	2.51	12.67	19.41	0.00179	-2.46	-12.26	-18.80
8	0.00167	2.54	12.77	19.61	0.00186	-2.43	-12.17	-18.65
9	0.00167	2.53	12.76	19.59	0.00189	-2.43	-12.04	-18.44

Bu sayede tüm kesitler bir defa tanımlandıktan sonra binanın her bir performans sınırı için kesit hasar değerleri programdan çıktı olarak alınabilmektedir.

Kolon ve perdeler için akma yüzeyi, binadaki tüm düşey taşıyıcılar gibi simetrik donatılı dikdörtgen elemanlar için, 45 derecede bir akma eğrisi oluşturularak, toplam 2 farklı akma eğrisi ile tanımlanmıştır. Akma eğrileri oluşturulurken Bölüm 2.2.3’te tariflendiği üzere betonun en büyük basınç birim şekildeğiştirmesi 0.003, donatı çeliğinin en büyük birim şekildeğiştirmesi ise 0.01 alınmıştır. Akma eğrileri XTRACT programı yardımı ile oluşturulmuştur.

3.3.2 Binanın Kapasite Eğrisinin Elde Edilmesi

Yapıda plastikleşme olabilecek tüm kesitlerin plastik özellikleri tanımlandıktan sonra yapı düşey yüklerle birlikte ilgili depremin yapıdan talep ettiği deplasman değerine kadar itilir. Yapının bu deplasman değerine kadar itilmesi belirli bir yük dağılımı ile itilmesini gerektirir. Yönetmelik bu yük dağılımının, analizin başlangıç adımında doğrusal elastik davranış için hesaplanan deprem doğrultusundaki hakim doğal titreşim mod şekli ile kütlelerin çarpımından elde edilen değerle orantılı bir yük dağılımı olacağını ön görmektedir. Yükler artarken kesitlerden biri veya birkaçı taşıma gücüne erişir ve bu kesitlerde plastik mafsallar oluşur. Plastik mafsallardan oluşan kesitler, taşıma güçlerinde değişme olmaksızın, dönmeye devam ederler. Plastik mafsallar arasında sistem lineer elastik davranır. Her adımda değişen rijitlik matrisleri ile lineer hesap yapılır. Takip eden seviyelerde sistem mekanizma durumuna gelir ve göçme yüküne ulaşılır. Sonraki aşamalar Bölüm 2.2.5'te açıklanmıştır. Eksenleri tepe yerdeğiştirme - taban kesme kuvveti olan itme eğrisini, eksenleri modal yerdeğiştirme - modal ivme olan modal kapasite diyagramına çevirirken aşağıdaki denklemler kullanılır.

$$M_{x1}^* = \Phi_{x1}^T m \Phi_{x1} \quad (3.4)$$

$$L_{x1}^* = \Phi_{x1}^T m l \quad (3.5)$$

$$\Gamma_{x1} = L_{x1}^* / M_{x1}^* \quad (3.6)$$

$$M_{x1} = L_{x1}^{*2} / M_{x1}^* \quad (3.7)$$

$$d_1 = u_{xN1} / (\Phi_{xN1} \Gamma_{x1}) \quad (3.8)$$

$$a_1 = V_{x1} / M_{x1} \quad (3.9)$$

Binanın x doğrultusu için 1. adımda bu değerlerin elde edilişi aşağıda verilmiştir.

$$M_{x1}^* = (0.206 \ 0.593 \ 1.000) \begin{pmatrix} 757 & 0 & 0 \\ 0 & 757 & 0 \\ 0 & 0 & 524 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 0.206 \\ 0.593 \\ 1.000 \end{pmatrix} = 822 \text{ kNs}^2/\text{m}$$

$$L_{x1}^* = (0.206 \ 0.593 \ 1.000) \begin{pmatrix} 757 & 0 & 0 \\ 0 & 757 & 0 \\ 0 & 0 & 524 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{pmatrix} = 1129 \text{ kNs}^2/\text{m}$$

$$\Gamma_{x1} = L_{x1r}^* / M_{x1r}^* = 1129/822 = 1.373$$

$$M_{x1} = L_{x1r}^{*2} / M_{x1r}^* = 1129^2 / 822 = 1551 \text{ kNs}^2/\text{m}$$

Yönetmelikte itme için yükleme şeklinin, hakim mod şekli olarak alınabileceği söylenmiştir. Bölüm 2.2.5.1’de tariflenen bahsedilen tek modlu uyşumlu itme analizinde, her mafsall oluşumunda sistemin dinamik karakterleri tekrar hesaplanıp mod şeklindeki bu değışim yükleme şekline yansıtılır. Bu durumda kütle katılım faktörü ve mod şekli her adımda değışmektedir. Yönetmelikte her mafsaldan sonra değışen kütle katılım faktörü ve mod şekli için birinci adımda hesaplanan değerlerin kullanılabileceğı belirtilmiştir. Bu nedenle, modal kapasite eğrileri yukarıda tariflenen formülasyonlar ile elde edilmiştir. Bu eğrilerin değerleri x doğrultusu için Tablo 3.14, y doğrultusu için Tablo 3.15’te verilmiştir. Ayrıca yapının deprem altında hiperstatiklik derecesi azalırken periyodun değışimini göstermek amacıyla bu tablolara i. adımdaki periyot değerleri de eklenmiştir.

Tablo 3.14 X Doğrultusu İçin İtme Ve Modal Kapasite Eğrileri

$u_{xN1}^{(i)}$ (m)	$V_{x1}^{(i)}$ (kN)	$d_1^{(i)}$ (m)	$a_1^{(i)}$ (g)	$T_{x1}^{(i)}$ (s)
0.000	0	0.000	0.000	0.29
0.010	5216	0.007	0.343	0.29
0.011	5568	0.008	0.366	0.29
0.014	6976	0.010	0.458	0.30
0.024	7963	0.018	0.523	0.38
0.035	8695	0.026	0.571	0.44
0.045	9132	0.033	0.600	0.49
0.059	9468	0.043	0.622	0.55
0.070	9679	0.051	0.636	0.60
0.083	9843	0.060	0.647	0.65
0.095	9933	0.069	0.653	0.69
0.114	10025	0.083	0.659	0.75
0.124	10062	0.090	0.661	0.78
0.134	10095	0.097	0.663	0.81
0.144	10129	0.105	0.666	0.84
0.160	10181	0.116	0.669	0.89
0.170	10211	0.124	0.671	0.91
0.181	10245	0.132	0.673	0.94
0.191	10276	0.139	0.675	0.97
0.200	10302	0.146	0.677	0.99

Binanın y doğrultusu için 1. adımda bu değerlerin elde edilişi aşağıda verilmiştir.

$$M_{yl}^* = (0.223 \ 0.623 \ 1.000) \begin{pmatrix} 757 & 0 & 0 \\ 0 & 757 & 0 \\ 0 & 0 & 524 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 0.223 \\ 0.623 \\ 1.000 \end{pmatrix} = 855 \text{ kNs}^2/\text{m}$$

$$L_{yl}^* = (0.223 \ 0.623 \ 1.000) \begin{pmatrix} 757 & 0 & 0 \\ 0 & 757 & 0 \\ 0 & 0 & 524 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{pmatrix} = 1165 \text{ kNs}^2/\text{m}$$

$$\Gamma_{yl} = L_{yl}^* / M_{xl}^* = 1165/855 = 1.361$$

$$M_{yl} = L_{yl}^{*2} / M_{xl}^* = 1165^2 / 855 = 1585 \text{ kNs}^2/\text{m}$$

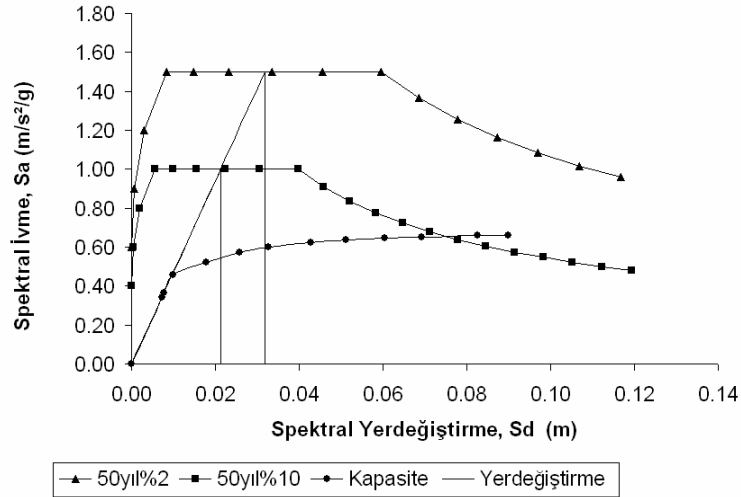
Tablo 3.15 Y Doğrultusu İçin İtme Ve Modal Kapasite Eğrileri

$u_{yN1}^{(i)} \text{ (m)}$	$V_{yl}^{(i)} \text{ (kN)}$	$d_1^{(i)} \text{ (m)}$	$a_1^{(i)} \text{ (g)}$	$T_{yl}^{(i)} \text{ (s)}$
0.000	0	0.000	0.00	0.38
0.010	3202	0.007	0.21	0.38
0.018	5719	0.008	0.37	0.38
0.021	6490	0.010	0.42	0.38
0.032	8255	0.018	0.53	0.43
0.042	9505	0.026	0.61	0.47
0.050	10016	0.033	0.64	0.50
0.061	10374	0.043	0.67	0.54
0.072	10554	0.051	0.68	0.58
0.084	10685	0.060	0.69	0.63
0.104	10832	0.069	0.70	0.69
0.123	10944	0.083	0.70	0.75
0.133	10996	0.090	0.71	0.78
0.143	11049	0.097	0.71	0.81
0.153	11101	0.105	0.71	0.83
0.163	11164	0.116	0.72	0.86
0.173	11229	0.124	0.72	0.88
0.187	11318	0.132	0.73	0.92
0.199	11376	0.139	0.73	0.94
0.200	11382	0.146	0.73	0.94

3.3.3 Doğrusal Olmayan Tepe Yerdeğiştirmesinin Belirlenmesi

Bölüm 2.2.5'te doğrusal olmayan spektral ve tepe yerdeğiştirmelerinin bulunmasında izlenen adımlar tariflenmiştir. Eşit yerdeğiştirme kuralı yönetmeliğın performans

değerlendirilmesi bölümünde, çatlama kesit rijitlikleri kullanılarak hesaplanmış hakim modun periyodu T_B değerinden büyük olan yapılar için geçerlidir. Üç katlı okul binasının her iki doğrultusu içinde çatlama kesit rijitlikleri kullanılarak hesaplanmış hakim modun periyodu, 0.4s olan T_B değerinden küçük olduğundan spektral yerdeğiştirmenin belirlenmesi için ardışık yaklaşım yapılmalıdır. Şekil 3.8 ve Şekil 3.9'te 50 yılda aşılma olasılığı %2 ve %10 olan depremler için spektral ivme-spektral yerdeğiştirme formundaki eğriler ile modal kapasite diyagramı beraber çizilmiştir. “Yerdeğiştirme” çizgileri bu farklı iki deprem için S_{del} (elastik spektral yerdeğiştirme) değerlerini göstermektedir. Bu değerlerden elastik olmayan spektral yerdeğiştirme değerlerine geçerken kullanılan spektral yerdeğiştirme oranları ardışık yaklaşımlarla bulunmuştur. Tablo 3.16-3.19 yapılan ardışık yaklaşımların özetidir.



Şekil 3.8 X Doğrultusunda Talep ve Kapasite Eğrileri

Tablo 3.16 X Doğrultusunda Şiddetli Deprem İçin Spektral Yerdeğiştirme Oranı

	R_{y1}	C_{R1}
1. Adım	3.13	1.25
2. Adım	3.01	1.25
3. Adım	3.01	1.25

$$S_{di1} = C_{R1} S_{de1} = 1.25 \times 0.0318 = 0.0396m$$

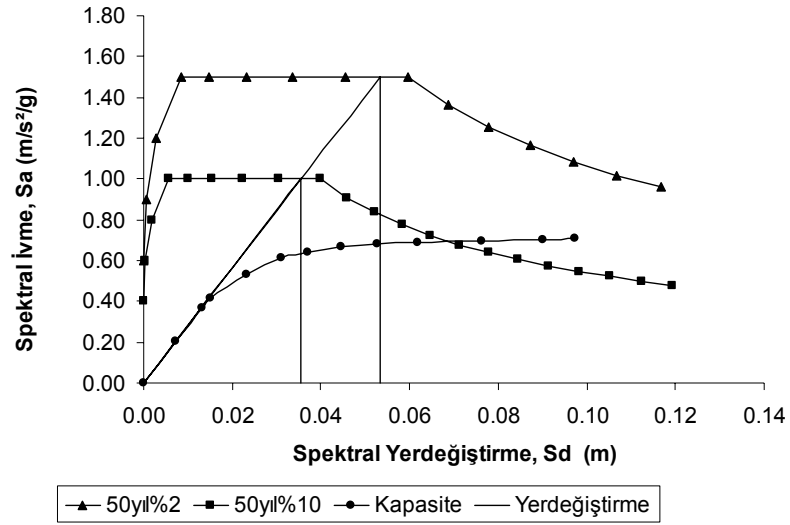
$$u_{xN1} = d_1 (\Phi_{xN1} \Gamma_{x1}) = 0.0396 \times 1.373 = 0.0544m$$

Tablo 3.17 X Doğrultusunda Tasarım Depremi İçin Spektral Yerdeğiştirme Oranı

	R_{y1}	C_{R1}
1. Adım	2.17	1.198
2. Adım	2.15	1.197
3. Adım	2.15	1.197

$$S_{di1} = C_{R1} S_{de1} = 1.197 \times 0.0212 = 0.0254 \text{ m}$$

$$u_{xN1} = d_1 (\Phi_{xN1} \Gamma_{x1}) = 0.0245 \times 1.373 = 0.0349 \text{ m}$$

**Şekil 3.9** Y Doğrultusunda Talep ve Kapasite Eğrileri**Tablo 3.18** Y Doğrultusunda Şiddetli Deprem İçin Spektral Yerdeğiştirme Oranı

	R_{y1}	C_{R1}
1. Adım	2.74	1.04
2. Adım	2.71	1.04

$$S_{di1} = C_{R1} S_{de1} = 1.04 \times 0.0535 = 0.0554 \text{ m}$$

$$u_{yN1} = d_1 (\Phi_{yN1} \Gamma_{y1}) = 0.0554 \times 1.361 = 0.0754 \text{ m}$$

Tablo 3.19 Y Doğrultusunda Tasarım Depremi İçin Spektral Yerdeğiştirme Oranı

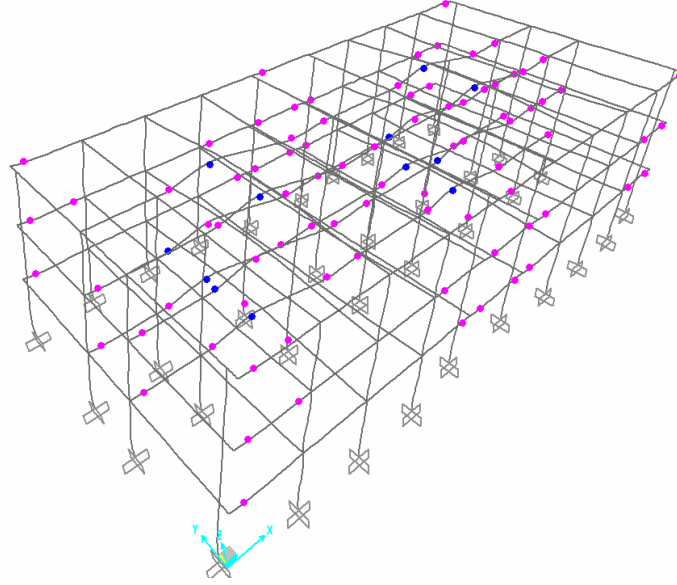
	R_{y1}	C_{R1}
1. Adım	2.14	1.03
2. Adım	2.13	1.03

$$S_{di1} = C_{R1} S_{de1} = 1.03 \times 0.0357 = 0.0367 \text{ m}$$

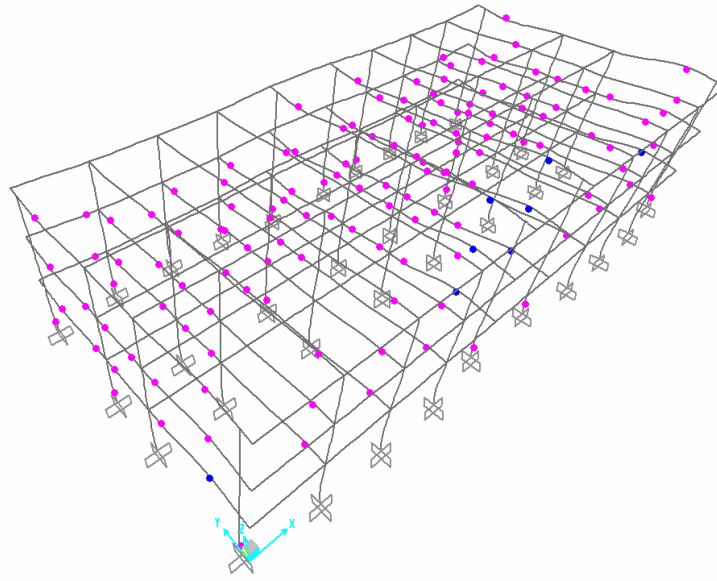
$$u_{yN1} = d_1 (\Phi_{yN1} \Gamma_{y1}) = 0.0367 \times 1.361 = 0.0499 \text{ m}$$

3.3.4 Yapı Elemanlarının Hasar Düzeylerinin Belirlenmesi

Yapı, Bölüm 3.3.4’de bulunan tepe noktası yerdeğiştirme değerlerine ulaşıncaya kadar itilmiştir. Bu işlem esnasında plastikleşen kesitler belirli bir miktarda plastik dönme yapmışlardır. Bu plastik dönmeler kesitlerdeki beton ve donatı çeliğinin şekildeğiştirmesi sayesinde oluşmuştur. Kesit hasarları için şekildeğiştirmelerin sınır değerleri Bölüm 2.2.5’te verilmiştir. şekil 3.10 ve şekil 3.11’de x ve y doğrultularında tasarım depremi etkisinde oluşan plastik mafsallar görüntenilmiştir.



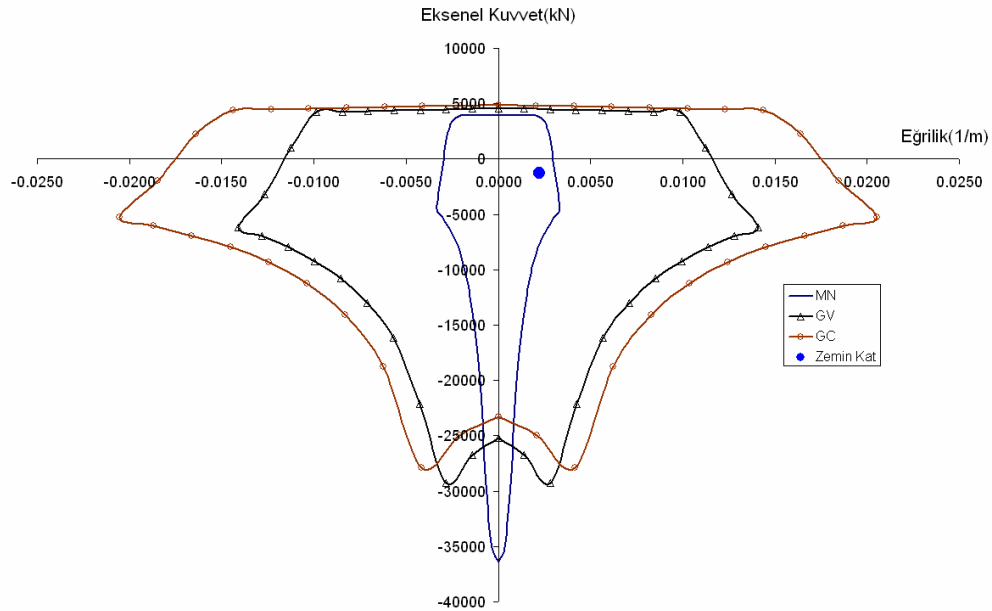
şekil 3.10 X Doğrultusundaki Tasarım Depremi Etkisiyle Plastikleşen Kesitler



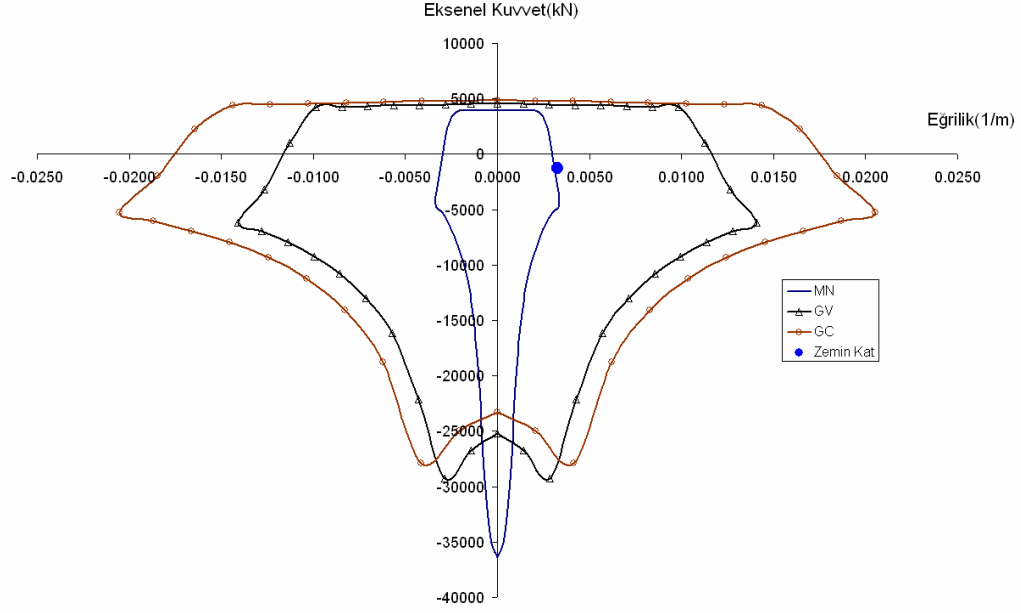
şekil 3.11 Y Doğrultusundaki Tasarım Depremi Etkisiyle Plastikleşen Kesitler

Kirişler için beton ve donatı çeliğinin birim şekil değiştirmeleri ve dolayısıyla kesit hasarları, Bölüm 3.1.1’de tariflendiği üzere kiriş kesitindeki eğilme momenti ve toplam dönme esas alınarak programa girilen sınır değerler sayesinde, programdan doğrudan okunur. Kolon ve perdelerde ise birim şekil değiştirmelerin bulunmasında eğilme momenti ve toplam dönme yanında, normal kuvvete de ihtiyaç duyulur. XTRACT programı yardımı ile MN, GV, GÇ sınır durumları için betonda veya donatı çeliğinde, verilen şekildeğiştirme değerleri sabit kalacak şekilde, eksenleri toplam eğrilik ve eksenel kuvvet olan kapalı eğriler üç sınır durum için çizilir. Her bir farklı kesit için oluşturulan bu eğrilerin sınırladığı bölgeler içinde kalan plastik kesitlerin hasar bölgeleri bulunmuş olur. Toplam eğriliği elde etmek için programdan okunan plastik dönme değeri ilk önce plastik mafsallara bölünerek plastik eğrilik bulunur. Plastik eğrilığe akma eğriliği değerinin eklenmesi ile toplam eğrilik elde edilir.

Tasarım depremi ve şiddetli deprem altında hiç bir kolonda plastikleşme oluşmamaktadır. Perdelerde ise, P390×30 perdesi zemin kat kesitleri plastikleşmektedir. Şekil 3.12 ve Şekil 3.13’de ilgili kesit için hasar sınırları ve kesitin hangi hasar bölgesinde bulunduğu gösterilmiştir.



Şekil 3.12 X Doğrultulu Tasarım Depreminde 390×30 Perdesi Hasar Durumu



Şekil 3.13 X Doğrultulu Şiddetli Depremde 390×30 Perdesi Hasar Durumu

Betonarme kolon-kiriş birleşimlerinde tüm sınır durumları için birleşime etki eden ve Denklem (3.10)'den hesaplanacak kesme kuvvetlerinin kuşatılmış kesitler için Denklem (3.2) ve kuşatılmamış kesitler için Denklem (3.3) 'de verilen kesme dayanımlarını aşmaması gerekir. Birleşim kesme kuvvetinin kesme dayanımını aşması durumunda bu birleşim, gevrek olarak hasar gören eleman olarak kabul edilecektir.

$$V_e = 1.25 f_{yk} (A_{s1} + A_{s2}) - V_{istem} \quad (3.10)$$

Tablo 3.20'de zemin kat için x doğrultusundaki depremde birleşim bölgelerinin yeterli kesme güvenliğinin bulunduğu gösterilmiştir.

Tablo 3.20 Zemin Kat Kolon-Kiriş Birleşim Bölgesi Kesme Kontrolü

Kolon	V_{istem}	$A_{s1}+A_{s2}$	V_e	$0.45 b_i h f_{cd}$
	kN	Mm ²	kN	kN
S1	68	770	336	1013
S2	65	770	339	1013
S3	65	770	339	1013
S7	43	462	200	1013
S8	134	1078	432	1350
S9	128	1232	519	1350

Kolonların kesme kontrolü, kesme kuvveti istemlerinin kesit kapasiteleri ile karşılaştırılması sayesinde yapılır. Tablo 3.21’de x doğrultulu şiddetli deprem etkileri altında hesaplanmış zemin kat kesme istemleri ile kesit kapasiteleri karşılaştırılmıştır.

Tablo 3.21 Zemin Kat Kolonlarının X Doğrultusu İçin Kesme Güvenliği

Kolon	V_{istem}	$A_{sw}f_{ywm}d/s$
Zemin Kat	kN	kN
S1	68	$79 \times 4 \times 420 \times 260 / 150 / 1000 = 230 \text{ kN}$
S2	65	$79 \times 4 \times 420 \times 260 / 150 / 1000 = 230 \text{ kN}$
S3	65	$79 \times 4 \times 420 \times 260 / 150 / 1000 = 230 \text{ kN}$
S7	43	$79 \times 4 \times 420 \times 260 / 150 / 1000 = 230 \text{ kN}$
S8	134	$79 \times 4 \times 420 \times 360 / 200 / 1000 = 239 \text{ kN}$
S9	128	$79 \times 4 \times 420 \times 360 / 200 / 1000 = 239 \text{ kN}$

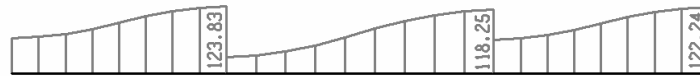
X doğrultulu şiddetli deprem etkileri altında hesaplanmış perde zemin kat kesme istemleri kesit kesme kapasitesi ile aşağıda karşılaştırılmıştır.

$$V_r = A_{ch} (0.65 f_{ctd} + \rho_{sh} f_{ywm}) = 1170000 (0.65 \times 1.725 + 0.00262 \times 420) = 2599 \text{ kN}$$

$$V_e = 1574 \text{ kN}$$

$$V_e/V_r = 1574/2599 = 0.61 < 1$$

X doğrultulu şiddetli deprem etkileri altında hesaplanmış kiriş zemin kat kesme istemleri kesit kesme kapasitesi ile aşağıda karşılaştırılmıştır. Şekil 3.14’de soldan sağa sırasıyla K112, K113 ve K114 kirişlerinin kesme istemi diyagramları görülmektedir. Diyagramlarda kesme kuvveti değerlerinin sargılama bölgesi dışında aniden düşmediği görülmektedir. Dolayısıyla kesme kontrolü hem açıklıkta hem mesnette ayrı ayrı yapılmalıdır. Tablo 3.21’de açıklık donatısı (az) için mesnetteki (fazla) kesme kuvvetleri karşılanmaya çalışıldığından güvenli tarafta bir karşılaştırma yapılmıştır.



Şekil 3.14 Şiddetli Depremde K112, K113 ve K114 Kirişleri Kesme Kuvvetleri

Sistem çift simetriye sahip olduğundan 32 kiriş yerine 8 kirişi kontrol etmek yeterlidir. Ancak deprem bir doğrultu için tek bir yönde etkitildiği için 16 kiriş kontrol edilmelidir. Tablo 3.21’de bu 16 kiriş için kesme kontrolü yapılmıştır.

Tablo 3.22 Zemin Kat Kirişleri X Doğrultusu İçin Kesme Güvenliği

Kiriş	V_{istem}	$A_{sw}f_{ywm}d/s$
Zemin Kat	kN	kN
K101	94	$(158/150) \times 420000 \times 560 = 248$
K102	94	$(158/150) \times 420000 \times 560 = 248$
K103	94	$(158/150) \times 420000 \times 560 = 248$
K104	104	$(158/150) \times 420000 \times 560 = 248$
K105	101	$(158/150) \times 420000 \times 560 = 248$
K106	94	$(158/150) \times 420000 \times 560 = 248$
K107	94	$(158/150) \times 420000 \times 560 = 248$
K108	94	$(158/150) \times 420000 \times 560 = 248$
K109	106	$(158/150) \times 420000 \times 560 = 248$
K110	113	$(158/150) \times 420000 \times 560 = 248$
K111	123	$(158/150) \times 420000 \times 560 = 248$
K112	123	$(158/150) \times 420000 \times 560 = 248$
K113	118	$(158/150) \times 420000 \times 560 = 248$
K114	122	$(158/150) \times 420000 \times 560 = 248$
K115	123	$(158/150) \times 420000 \times 560 = 248$
K116	103	$(158/150) \times 420000 \times 560 = 248$

3.3.5 Binanın Farklı Depremlerdeki Performans Seviyeleri

Okul binasının, 50 yılda aşılma olasılığı % 10 olan tasarım depreminde hemen kullanım performans seviyesini, 50 yılda aşılma olasılığı % 2 olan şiddetli depremde can güvenliği performans seviyesini sağlaması istenmektedir. Aşağıdaki iki tabloda plastikleşme olmayan elemanların yüzde cinsinden gösterimi yapılmamıştır.

Okul binası tasarım depremi için x doğrultusunda istenilen hemen kullanım performans seviyesini sağlamamaktadır. Yapı tasarım depremi etkisinde y doğrultusu için istenilen hemen kullanım performans seviyesini sağlamamaktadır.

Okul binası şiddetli deprem için x doğrultusunda istenilen can güvenliği performans seviyesini sağlamaktadır. Yapı şiddetli deprem etkisinde y doğrultusu için istenilen can güvenliği performans seviyesini sağlamaktadır.

Tablo 3.22 ve Tablo 3.23’de plastikleşmeyen elemanlar göz önüne alınmamıştır. Bu durumda örneğin X doğrultusunda şiddetli deprem için 2.kat kirişlerinin %31’inin plastikleşmediği anlaşılmaktadır.

Tablo 3.22 Tasarım Depremi İçin Eleman Hasar Durumları

			MHB	BHB	İHB	GB
X Doğrultusu	Kirişler (%)	2.Kat	31	13	0	0
		1.Kat	56	13	0	0
		Zemin Kat	56	13	0	0
	Kolonlar (%)	2.Kat	0	0	0	0
		1.Kat	0	0	0	0
		Zemin Kat	0	0	0	0
	Perdeler (%)	2.Kat	0	0	0	0
		1.Kat	0	0	0	0
		Zemin Kat	33	0	0	0
Y Doğrultusu	Kirişler (%)	2.Kat	60	7	0	0
		1.Kat	93	7	0	0
		Zemin Kat	87	13	0	0
	Kolonlar (%)	2.Kat	0	0	0	0
		1.Kat	0	0	0	0
		Zemin Kat	25	0	0	0
	Perdeler (%)	2.Kat	83	0	0	0
		1.Kat	17	0	0	0
		Zemin Kat	17	0	0	0

Tablo 3.23 Şiddetli Depremi İçin Eleman Hasar Durumları

			MHB	BHB	İHB	GB
X Doğrultusu	Kirişler (%)	2.Kat	38	31	0	0
		1.Kat	63	37	0	0
		Zemin Kat	44	56	0	0
	Kolonlar (%)	2.Kat	0	0	0	0
		1.Kat	0	0	0	0
		Zemin Kat	0	0	0	0
	Perdeler (%)	2.Kat	0	0	0	0
		1.Kat	0	0	0	0
		Zemin Kat	0	33	0	0
Y Doğrultusu	Kirişler (%)	2.Kat	20	47	0	0
		1.Kat	13	87	0	0
		Zemin Kat	40	60	0	0
	Kolonlar (%)	2.Kat	17	0	0	0
		1.Kat	8	0	0	0
		Zemin Kat	100	0	0	0
	Perdeler (%)	2.Kat	17	0	0	0
		1.Kat	17	0	0	0
		Zemin Kat	33	67	0	0

3.4 DBYBHY 2007 Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi İle Deprem Performansının Belirlenmesi

Bu bölümde yapıya her iki doğrultuda, yönetmeliğe uygun olacak şekilde 3 farklı depremin ivme kaydı etkilmiştir. Yapının okul binası olmasından ötürü, bu üç deprem tek bir yön için hem 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem hem de, 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan deprem için -kayıtların genliği ile oynanarak etkilmiştir. Sonuç olarak, okul binası için toplam 12 adet zaman tanım alanında doğrusal olmayan çözümleme yapılmıştır. Sistemin simetrik olmaması durumunda çözümleme adetinin 24 olacağı açıktır.

Bu bölümde ilk olarak, hesapta kullanılacak deprem kayıtlarının yönetmelik şartlarına uygunluğu denetlenmiştir. Daha sonra zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yöntemi için kullanılan programın çözüm ve malzeme kabullerinden bahsedilip, kesit hasarları ışığında yapının performans düzeyleri belirlenmiştir. Son olarak artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ve zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yöntemi ile elde edilen tepe yerdeğiştirmesi-taban kesme grafikleri karşılaştırılmıştır.

3.4.1 Analizde Kullanılacak Deprem Kayıtlarının Seçilmesi

Analizde kullanılacak, en az üç adet depremin, ivme kayıtlarının uyması gereken koşullar deprem yönetmeliğinin 2.9.1 bölümünde verilmiştir. Bu koşullar aşağıdaki gibidir:

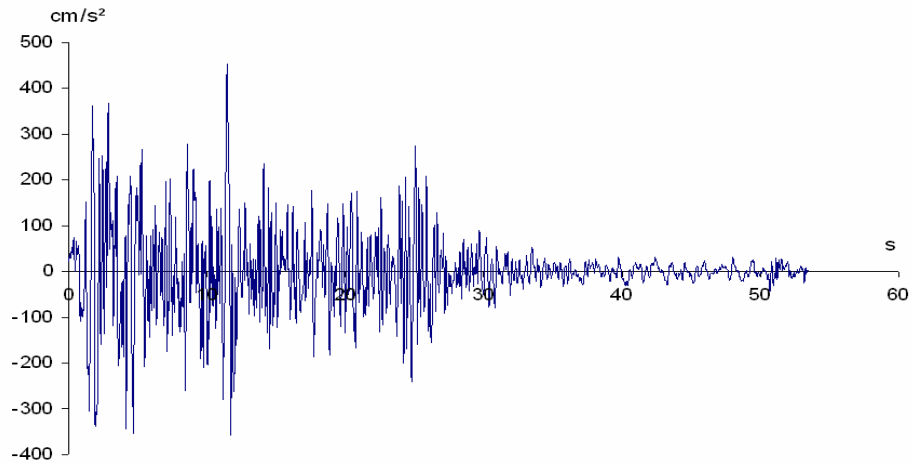
1. Kuvvetli yer hareketi kısmının süresi, binanın doğal titreşim periyodunun 5 katından ve 15 saniyeden daha kısa olmayacaktır.
2. Deprem yer hareketlerinin sıfır periyoda karşı gelen spektral ivme değerlerinin ortalaması A_0 g ‘den daha küçük olmayacaktır.
3. Her bir ivme kaydına göre %5 sönüm oranı için bulunan spektral ivme değerlerinin ortalaması, göz önüne alınan deprem doğrultusundaki birinci (hakim) periyod T_1 ’e göre $0.2T_1$ ile $2T_1$ arasındaki periyodlar için, yönetmelikte tasarım için bölüm 2.4’te tanımlanan spektrumun $S_{ae}(t)$ elastik spektral ivmelerinin %90’ından daha az olmayacaktır.

Birinci koşulun sağlanması için, depremlerin süresinin $0.379s$ ’nin beş katında ve $15s$ ’den uzun olması gerekir. Bu yapı için deprem süresinin alt limiti 15 saniyedir. Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler bu büyüklükteki bir yapı için

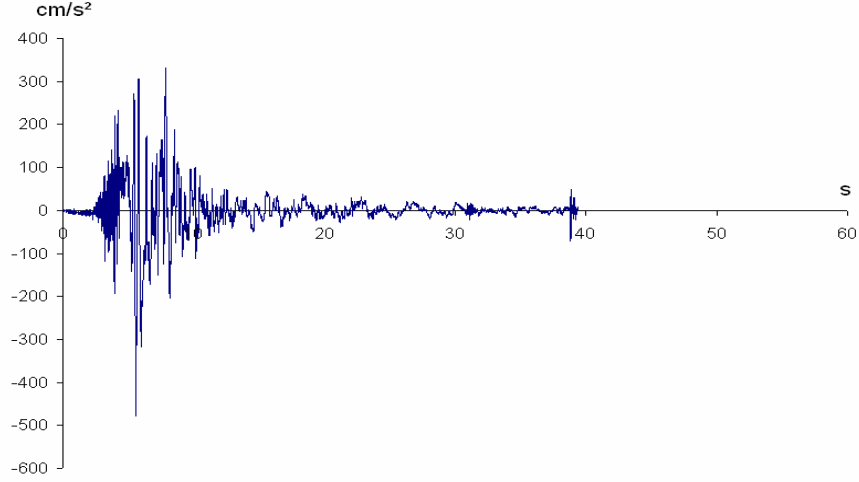
çözümü uzun süren analizler olduğundan, LA1 ve LA4 kayıtlarının ilk 35 saniyesi yapıya etkitilmiştir. 20 saniye uzunluğundaki BO27 kaydının ise tamamı kullanılmıştır. Tablo 2.23’de bu kayıtlar ile ilgili bilgiler verilmiştir. Bu tabloda EBYİ, en büyük yer ivmesi anlamına gelmektedir. Şekil3.15, Şekil3.16 ve Şekil3.17’de ise kullanılan üç depremin ivme kayıtları gösterilmiştir.

Tablo 3.23 Şiddetli Depremi İçin Eleman Hasar Durumları

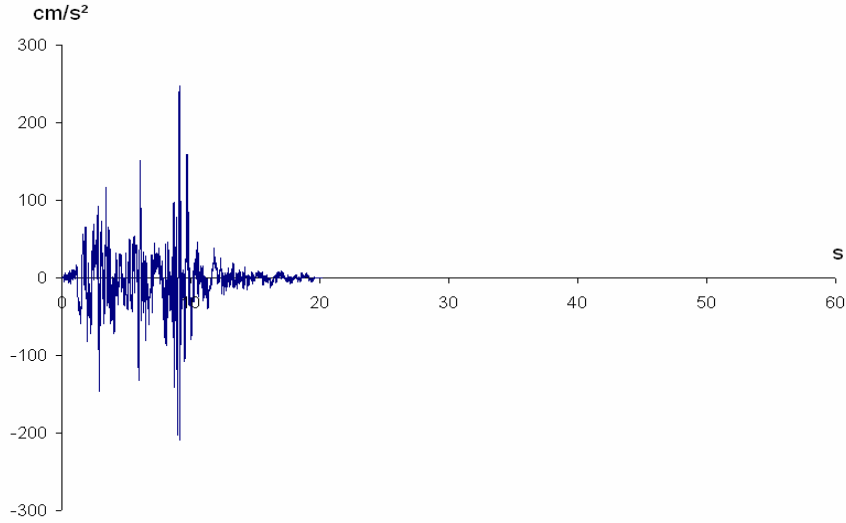
SAC Adı	Kayıt	Büyüklik	Uzaklık (km)	Arttırım Oranı	Veri Sayısı	ΔT (s)	Süre (s)	EBYİ (cm/sec ²)
LA01	Imperial Valley, 1940, El Centro	6.9	10	2.01	2674	0.02	53.48	452.03
LA04	Imperial Valley, 1979, Array #05	6.5	4.1	1.01	3939	0.01	39.38	478.65
BO27	Nahanni, 1985 Station 1	6.9	9.6	0.27	4068	0.005	20.34	246.99



Şekil 3.15 LA1 Depreminin İvme Kaydı



Şekil 3.16 LA4 Depreminin İvme Kaydı



Şekil 3.17 BO27 Depreminin İvme Kaydı

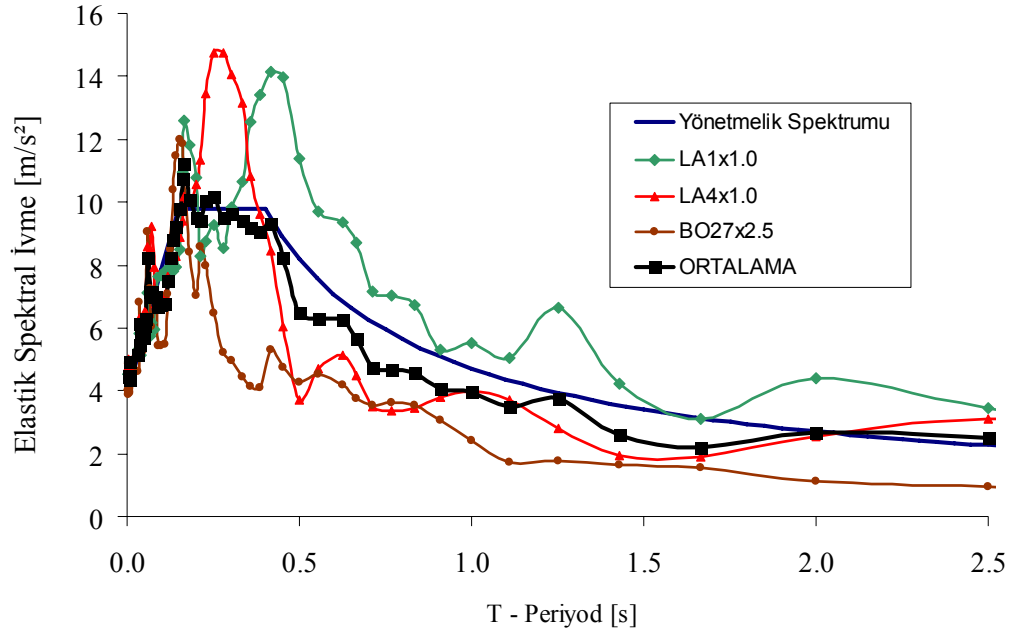
İkinci koşulun sağlanması için, deprem yer hareketlerinin sıfır periyoda karşı gelen spektral ivme değerlerinin ortalaması A_0 g 'den daha büyük olması gerekmektedir. Sıfır periyoda karşı gelen spektral ivme değeri Tablo 3.23'de verilen EBYİ (En Büyük Yer İvmesi) değerine eşittir. Bu şartı kontrol ederken dikkat edilmesi gereken bir durum da, yukarıda verilen üçüncü şartı sağlamak ve yapıya daha uygun genlikte bir ivme kaydı uygulamak amacıyla BO27 kaydının ivme değerleri 1.8 kat arttırılmış olmasıdır. Aşağıda 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem için ikinci şartın doğrulandığı gösterilmektedir:

$$[452.03 + 478.54 + (1.8) 246.99] / 3 = 443 \text{ cm/s}^2 > 392 \text{ cm/s}^2 = 0.4 \times 981 \text{ cm/s}^2$$

Üçüncü koşulun sağlanması için ise, x ve y doğrultularında yapının periyodları farklı olmasından dolayı, her iki doğrultuda ayrı ayrı uygulanması gereken kontroller 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem için gösterilmiştir. Analizde kullanılacak olan LA1, LA4, BO27 depremleri ve bu üç depremin ortalamasının elastik ivme spektrumları ile yönetmelik ivme spektrumu 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem için Şekil 3.18’de verilmiştir. Tablo 3.24’te bu şartın seçilen 3 deprem için sağlandığı gösterilmiştir.

Tablo 3.24 Elastik İvme Spektrumlarının Karşılaştırılması

	X Doğrultusu	Y Doğrultusu
S_{ae} “ortalama deprem” (0.2T ₁ -2T ₁)	8.49	8.24
S_{ae} “yönetmelik depremi” (0.2T ₁ -2T ₁)×0.90	7.83	7.55



Şekil 3.18 Analizde Kullanılacak Depremlerin Elastik İvme Spektrumları

3.4.2 Çözüm Yöntemi

Çok serbestlik dereceli bir sistemin zamana bağlı kuvvet denklemi Denklem (3.11)’de olduğu gibi ifade edilebilir.

$$\mathbf{F}(t)_I + \mathbf{F}(t)_D + \mathbf{F}(t)_S = \mathbf{F}(t) \quad (3.11)$$

$\mathbf{F}(t)_I$, $\mathbf{F}(t)_D$, $\mathbf{F}(t)_S$ ve $\mathbf{F}(t)$ kuvvet vektörleri t anı için sırasıyla; kat kütlelerine etkiyen atalet vektörü, viskoz sönüm vektörü, yapı tarafından taşınan atalet vektörü, uygulanan dış yüklerin vektörüdür. Denklem (3.11)'in ivme, hız ve yer değiştirme birleşenleri ile ifade edilmiş hali Denklem (3.12)'de görülmektedir.

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t)_a + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t)_a + \mathbf{K}\mathbf{u}(t)_a = \mathbf{F}(t) \quad (3.12)$$

Burada $\mathbf{M}$, $\mathbf{C}$ ve $\mathbf{K}$ sırasıyla kütle, sönüm ve rijitlik matrisleridir. Kütle matrisi kütlelerin katlarda toplandığı varsayımı ile oluşturulur. Rijitlik matrisi doğrusal olmayan analizde her mafsaldan sonra değişir ve bu değişim her hesap adımında göz önüne alınır. Sönüm matrisi ise yapıda meydana gelebilecek enerji kayıplarını temsil edecek şekilde oluşturulur. Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz SAP 2000 programı tarafından yapılmıştır. Program doğrudan artım yöntemi ile verilen ivme kaydını matematik modele etkiler. Bu yöntemde sönüm matrisi kütle ve rijitlik matrisinin lineer kombinasyonu olarak her adımda üretilir. Rayleigh bu sönüm matrisinin Denklem (3.13)'te gösterildiği şekilde oluşturmuştur [13].

$$\mathbf{C} = \alpha_0 \mathbf{m} + \alpha_1 \mathbf{k} \quad (3.13)$$

Denklem (3.13)'te α_0 ve α_1 değerleri Denklem (3.14)'de veriler diklik koşulunu sağlayacak şekilde ayarlanan katsayılardır. Analizin başında bu değerler hesaplanıp programa girilebileceği gibi belirli bir periyod aralığında kritik sönümün katı olarak tanımlanan sönüm değerleri için program bu katsayıları otomatik olarak da üretebilmektedir [14]. 3 katlı bina için her bir doğrultuda Tablo 3.1'de verilen kütle katılım oranlarına denk gelen periyodlar arasında kritik sönümün %5'i oranında sönüm tanımlanmıştır. 0.38s ve 0.075s periyodları arasında tanımlanan bu sönüm değeri kullanılarak α_0 ve α_1 katsayıları program tarafından hesaplanır. Analiz başladıktan sonra sistem rijitliği değiştikçe α_0 ve α_1 katsayıları yeniden hesaplanır.

$$\mathbf{O}_m^T \mathbf{c} \mathbf{O}_n = 0 \quad m \neq n \quad (3.14)$$

Çözümde bir diğer husus ise moment eğrilik bağıntısının ne şekilde tanımlandığıdır. SAP 2000 v.11 ile plastik mafsalları kullanarak yapılacak hesaplamada elasto-plastik ve iki doğrulu idealleştirmeler yapılabilmektedir. Bu tez dahilinde elasto-plastik idealleştirme kullanılmıştır. Bu idealleştirmenin sınır değerleri Bölüm 3.2.2 ve Bölüm 3.3.1'de gösterilmiştir.

Sistemde geometri bakımında herhangi bir doğrusal olmama durumu göz önüne alınmamıştır.

3.4.3 Kesit Hasarlarının Belirlenmesi

Zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap için plastikleşen düşey elemanların eksenel plastik uzamalarının ihmal edildiği duruma göre yapının performans değerlendirilmesi yapılmıştır. Plastik şekildeğiştirmelerin akma yüzeyine dik olarak oluşacağı kabulü göz önüne alındığında aslında her plastik dönme ile belirli bir plastik uzama oluşacağı açıktır. Aşağıdaki iki alt bölümde eksenel plastik şekil değiştirmelerin ihmal edildiği ve dahil edildiği iki durum incelenmiştir:

3.4.3.1 Eksenel Plastik Şekil Değiştirmelerin İhmal Edildiği Durum

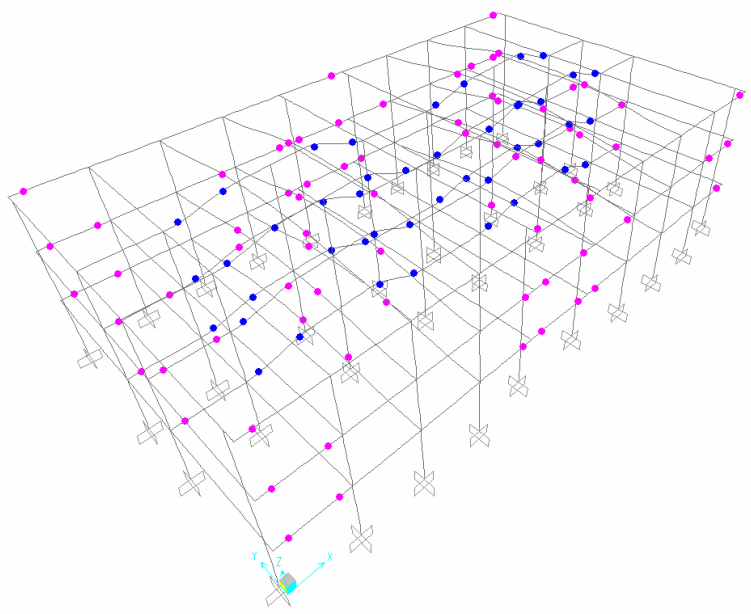
Zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yöntemi için kesit hasarlarının belirlenmesinde izlenen yol artımsal eşdeğer deprem yükü yönteminde izlenen yol ile aynıdır. Ancak, yönetmelik uyarınca, yapıya etkitilmiş üç farklı ivme kaydının yapıda oluşturduğu maksimum sonuçlar değerlendirmede kullanılır. Şekil 3.19 ve Şekil 3.20’de x ve y doğrultularında tasarım depremi etkisinde oluşan plastik mafsallar görüntülenmiştir. Burada tasarım depremi etkisinde oluşan plastik dönmelerin anlamı, yönetmelikte tasarım depremi için verilen ivme spektrumuna yakın spektral ivme değerlerine sahip ve Bölüm 3.4.1’de tariflenen koşulları sağlayan 3 depremin oluşturduğu en büyük plastik dönmedir. Şiddetli deprem için, tasarım depreminde kullanılan ivme kayıtlarının genliği 1.5 kat arttırılmıştır. Şiddetli deprem için oluşturulan spektrum da aynı yöntem ile oluşturulduğu için Bölüm 3.4.1’deki koşullar yine aynı oranlarda sağlanmaktadır.

Bu bölümde analiz esnasında düşey elemanların eksenel plastik uzamaları ihmal edilmiştir.

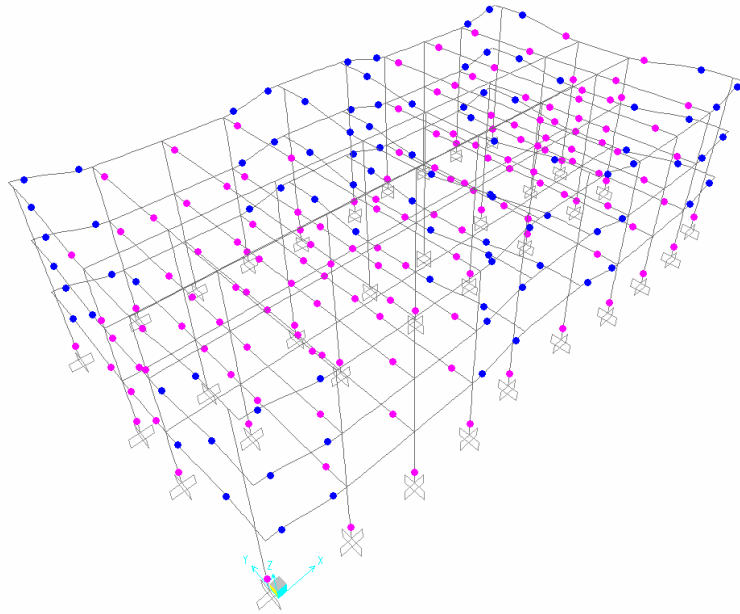
Şekil 3.19 ve Şekil 3.20’de x ve y doğrultularında tasarım depremi etkisinde oluşan plastik mafsallar görüntülenmiştir

Kiriş, kolon ve perde hasarlarının belirlenmesi Bölüm 3.3.4’te tariflendiği gibidir.

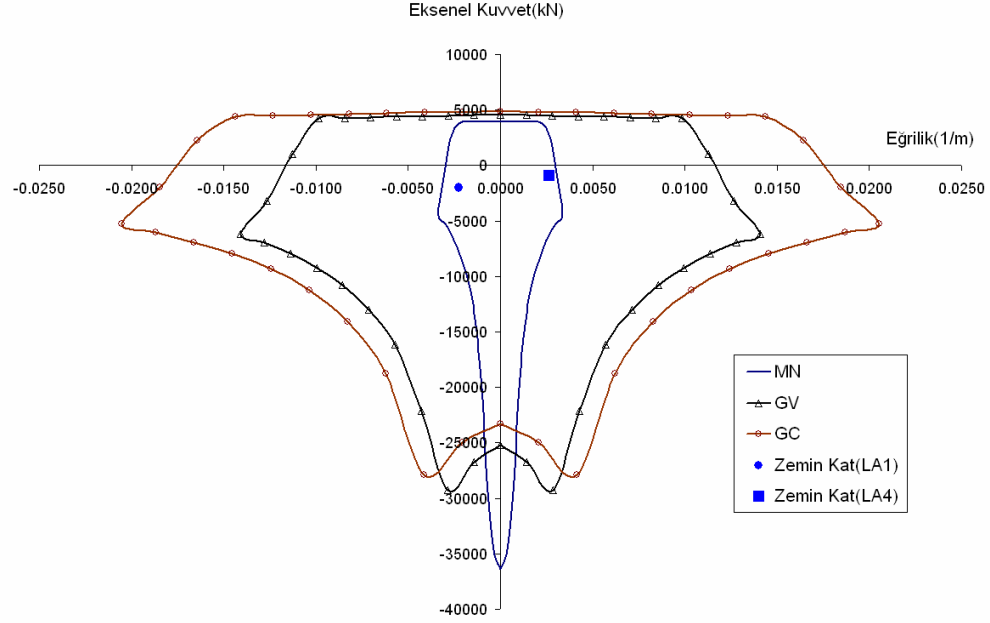
Tasarım depremi altında hiç bir kolonda plastikleşme oluşmamaktadır. Perdelerde ise, P390×30 perdesi zemin kat kesitleri plastikleşmektedir. Şekil 3.21 ve Şekil 3.22’de ilgili kesit için hasar sınırları ve kesitin hangi hasar bölgesinde bulunduğu gösterilmiştir.



Şekil 3.19 X Doğrultusundaki Tasarım Depremi Etkisiyle Plastikleşen Kesitler



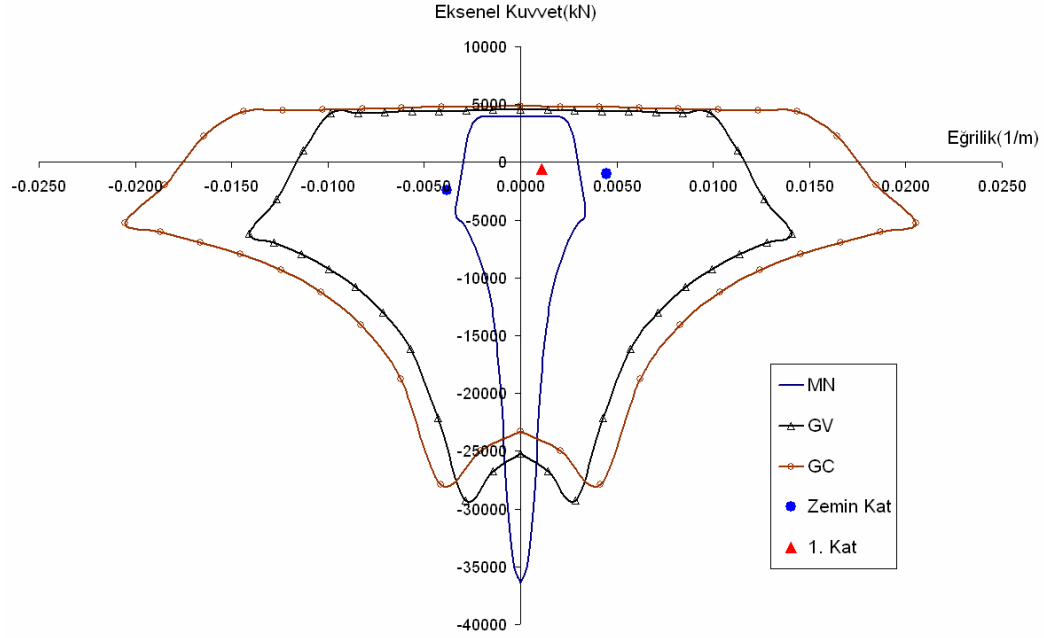
Şekil 3.20 Y Doğrultusundaki Tasarım Depremi Etkisiyle Plastikleşen Kesitler



Şekil 3.21 X Doğrultulu Tasarım Depreminde 390×30 Perdesi Hasar Durumu

Şekil 3.21 de görüldüğü gibi zemin kat P390×30 perdesinin plastikleşen bölgesi LA4 depremi altında en büyük pozitif yönlü eğriliği yaparken LA1 depremi altında en büyük negatif yönlü eğriliği yapmaktadır.

Şiddetli deprem altında zemin kat S40×60 kolonlarının yarısı plastikleşmektedir. Perdelerde ise, P390×30 perdesi zemin kat kesitleri ve P30×210 perdesi zayıf doğrultuda zemin kat kesitleri plastikleşmektedir. Şekil 3.22’de P390×30 perdesi için hasar sınırları ve kesitin şiddetli depremde hangi hasar bölgesinde bulunduğu gösterilmiştir.



Şekil 3.22 X Doğrultulu Şiddetli Depremde 390×30 Perdesi Hasar Durumu

Şiddetli deprem için P390×30 perdesi zemin kat kesiti belirgin hasar bölgesindedir. Aynı perde kesiti 1. katta minimum hasar bölgesinde yer almaktadır. Bu hasarlarda LA1 depremi belirleyici olmuştur.

Betonarme kolon-kiriş birleşimleri için Bölüm 3.3.4’te tarif edilen yöntem zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap içinde geçerlidir.

Tablo 3.25’te zemin kat için x doğrultusundaki depremde birleşim bölgelerinin yeterli kesme güvenliğinin bulunduğu gösterilmiştir. V_e değerinin tanımı Denklem (3.10)’da verilmiştir.

Tablo 3.25 Zemin Kat Kolon-Kiriş Birleşim Bölgesi Kesme Kontrolü

Kolon	V_{istem} kN	$A_{s1}+A_{s2}$ mm ²	V_e kN	$0.45 b_j h f_{cd}$ kN
S1	73	770	331	1013
S2	68	770	336	1013
S3	67	770	337	1013
S7	48	462	195	1013
S8	122	1078	444	1350
S9	115	1232	532	1350

Kolonların kesme kontrolü, kesme kuvveti istemlerinin kesit kapasiteleri ile karşılaştırılması sayesinde yapılır. Tablo 3.26’da x doğrultulu şiddetli deprem etkileri altında hesaplanmış zemin kat kesme istemleri ile kesit kapasiteleri karşılaştırılmıştır.

Tablo 3.26 Zemin Kat Kolonlarının X Doğrultusu İçin Kesme Güvenliği

Kolon	V_{istem}	$A_{sw}f_{ywm}d/s$
Zemin Kat	kN	kN
S1	83	$79 \times 4 \times 420 \times 260 / 150 / 1000 = 230 \text{ kN}$
S2	81	$79 \times 4 \times 420 \times 260 / 150 / 1000 = 230 \text{ kN}$
S3	81	$79 \times 4 \times 420 \times 260 / 150 / 1000 = 230 \text{ kN}$
S7	58	$79 \times 4 \times 420 \times 260 / 150 / 1000 = 230 \text{ kN}$
S8	169	$79 \times 4 \times 420 \times 360 / 200 / 1000 = 239 \text{ kN}$
S9	162	$79 \times 4 \times 420 \times 360 / 200 / 1000 = 239 \text{ kN}$

X doğrultulu şiddetli deprem etkileri altında hesaplanmış P390×30 perdesi zemin kat kesme istemleri kesit kesme kapasitesi ile aşağıda karşılaştırılmıştır.

$$V_r = A_{ch} (0.65 f_{ctm} + \rho_{sh} f_{ywm}) = 1170000 (0.65 \times 1.725 + 0.00262 \times 420) = 2599 \text{ kN}$$

$$V_e = 2675 \text{ kN (LA1)}$$

$$V_e/V_r = 2675/2599 = 1.03 > 1.00$$

LA1 depremi altında kesitin kesme kapasitesi depremin kesme talebini karşılayamamaktadır. Aynı perdelerin bir üst katta kesme istemi 1782kN olduğu için 1. ve 2. katlarda P390×30 perdesi LA1 şiddetli depremi etkisinde kesme güvenliğini sağlamaktadır. Y doğrultusundaki perdeler 3 şiddetli deprem etkisinde de kesme güvenliğini sağlamaktadır.

X doğrultulu şiddetli deprem etkileri altında hesaplanmış kiriş zemin kat kesme istemleri kesit kesme kapasitesi ile aşağıda karşılaştırılmıştır. Tablo 3.27’de açıklık donatısı (az) için mesnetteki (büyük) kesme kuvvetleri karşılanmaya çalışıldığından güvenli tarafta bir karşılaştırma yapılmıştır. Tablo 3.27’deki kirişlerin yerleri Şekil B.1’deki zemin kat kalıp planından görülmektedir.

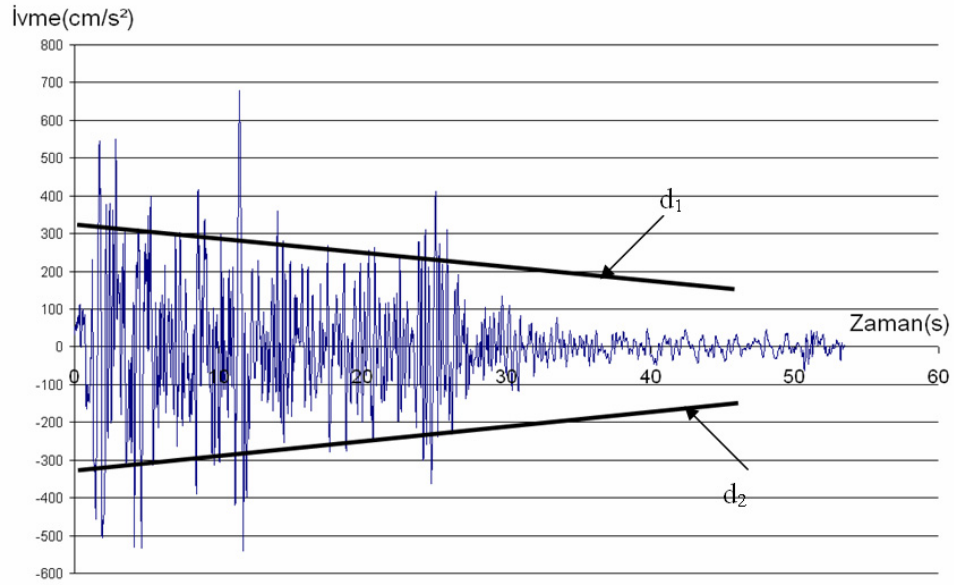
Sistem çift simetriye sahip olduğundan 32 kiriş yerine 8 kirişi kontrol etmek yeterlidir. Ancak deprem bir doğrultu için tek bir yönde etkitildiği için 16 kiriş kontrol edilmelidir. Tablo 3.27’de bu 16 kiriş için kesme kontrolü yapılmıştır.

Tablo 3.27 Zemin Kat Kirişleri X Doğrultusu İçin Kesme Güvenliği

Kiriş	V_{istem}	$A_{sw}f_{ywm}d/s$
Zemin Kat	kN	kN
K101	105	$(158/150) \times 420000 \times 560 = 248$
K102	94	$(158/150) \times 420000 \times 560 = 248$
K103	94	$(158/150) \times 420000 \times 560 = 248$
K104	104	$(158/150) \times 420000 \times 560 = 248$
K105	101	$(158/150) \times 420000 \times 560 = 248$
K106	104	$(158/150) \times 420000 \times 560 = 248$
K107	94	$(158/150) \times 420000 \times 560 = 248$
K108	94	$(158/150) \times 420000 \times 560 = 248$
K109	106	$(158/150) \times 420000 \times 560 = 248$
K110	114	$(158/150) \times 420000 \times 560 = 248$
K111	124	$(158/150) \times 420000 \times 560 = 248$
K112	124	$(158/150) \times 420000 \times 560 = 248$
K113	118	$(158/150) \times 420000 \times 560 = 248$
K114	124	$(158/150) \times 420000 \times 560 = 248$
K115	124	$(158/150) \times 420000 \times 560 = 248$
K116	114	$(158/150) \times 420000 \times 560 = 248$

3.4.3.2 Eksenel Plastik Şekil Değişirmelerin Dahil Edildiği Durum

Plastik şekildeğişirmelerin akma yüzeyine dik oluşacağı kabulünün bilgisayar modelinde göz önüne alındığı durumda x doğrultulu şiddetli depremde zemin kat P390×30 perdesinin davranışı aşağıda incelenmiştir.

**Şekil 3.23** P390×30 Perdesi Elastik Bölge Sınırı

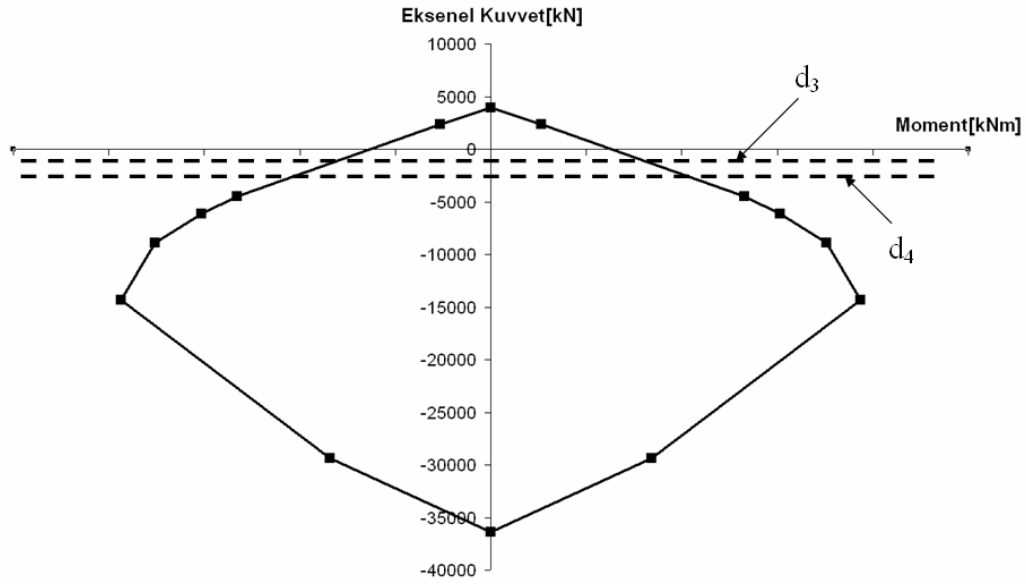
Şekil 3.23’de LA1 şiddetli depreminin ivme kaydı görülmektedir. Bu şekil üzerinde d_1 ve d_2 ile gösterilen doğrular P390×30 perdesinin ilgili ivme değerleri altında elastik kaldığı sınır değerleri yaklaşık olarak göstermektedir. Şekilde d_1 doğrusunun üzerine çıkan ivme değerleri ve d_2 doğrusunun altına inen ivme değerleri için kesitin plastik davranış göstereceği anlaşılmaktadır. Şiddetli LA1 depremi esnasında ivme değeri 500cm/s değerinin üzerine 7 kere çıkmaktadır. Deprem esnasında perdenin plastik davranışına denk gelen ivme değeri d_1 ve d_2 doğrularından anlaşılabacağı üzere gittikçe azalmaktadır. Bunun sebebinin her geçen saniye yatay rijitliğini kaybeden yapının daha az ivme ile daha çok deplasman yapabilecek olmasından kaynaklandığı düşünülmektedir.

Tablo 3.28 P390×30 Perdesi LA1 Şiddetli Depremi Plastik Davranış Aralıkları

	Zaman(s)	Zaman(s)		Zaman(s)	Zaman(s)		Zaman(s)	Zaman(s)
1	1.38	1.54	18	5.97	6.00	35	16.20	16.25
2	1.65	1.85	19	6.55	6.60	36	17.77	17.82
3	1.94	2.14	20	7.21	7.26	37	18.25	18.28
4	2.23	2.31	21	7.35	7.41	38	18.90	18.95
5	2.53	2.55	22	7.53	7.60	39	20.17	20.22
6	2.77	2.80	23	8.46	8.51	40	20.45	20.52
7	3.44	3.48	24	8.59	8.68	41	20.63	20.70
8	3.61	3.69	25	8.81	8.85	42	20.89	20.91
9	4.11	4.14	26	10.07	10.12	43	21.22	21.22
10	4.24	4.27	27	10.24	10.28	44	21.35	21.38
11	4.36	4.45	28	11.20	11.28	45	24.68	24.92
12	4.49	4.51	29	11.38	11.61	46	24.80	24.89
13	4.60	4.75	30	11.71	11.80	47	24.99	25.14
14	4.85	5.00	31	14.93	14.75	48	25.26	25.31
15	5.28	5.33	32	14.88	14.91	49	25.40	25.45
16	5.47	5.53	33	15.02	15.07	50	25.91	25.97
17	5.82	5.84	34	15.18	15.20	51	26.07	26.13

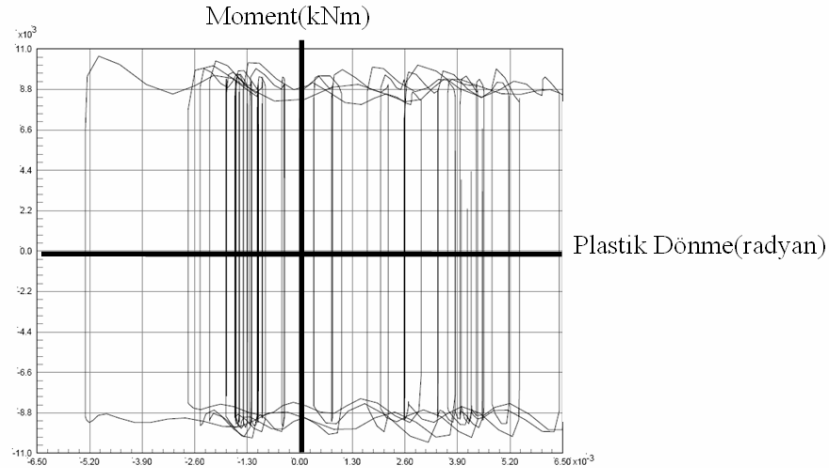
Tablo 3.28’de P390×30 perdesinin x doğrultusunda LA1 şiddetli depremi altında plastik davranış gösterdiği zaman aralıkları verilmiştir. Bölüm 3.4.1’de belirtildiği gibi LA1 depreminin ilk 35 saniyesi yapıya etkilmiştir. Bu süre zarfında 1.38 ve 26.13 saniyeleri arasında kesit 51 kere plastik bölgeye geçmiştir. Şekil 3.24’te d_3 ve d_4 doğruları aynı deprem esnasında P390×30 perdesine gelen eksenel kuvvetin sınırlarını göstermektedir. Plastik şekil değiştirmeler bu sınırlar arasında kalan akma

eğrileri üzerinde ve bu eğrilere dik olarak gerçekleşecektir. Şekil 3.24'teki akma eğrisinin d_3 ve d_4 doğruları arasında kalan herhangi bir eksenel kuvvet değerine denk gelen noktadan kapalı eğrinin dış yüzüne bu eğriye dik bir vektör çizilirse, bu vektörün iki birleşeni olduğu görülür. Bu birleşenlerin biri moment diğeri ise eksenel kuvvettir. Moment değerine karşılık plastik dönme, eksenel kuvvet değerine karşılık eksenel uzama oluşacaktır.



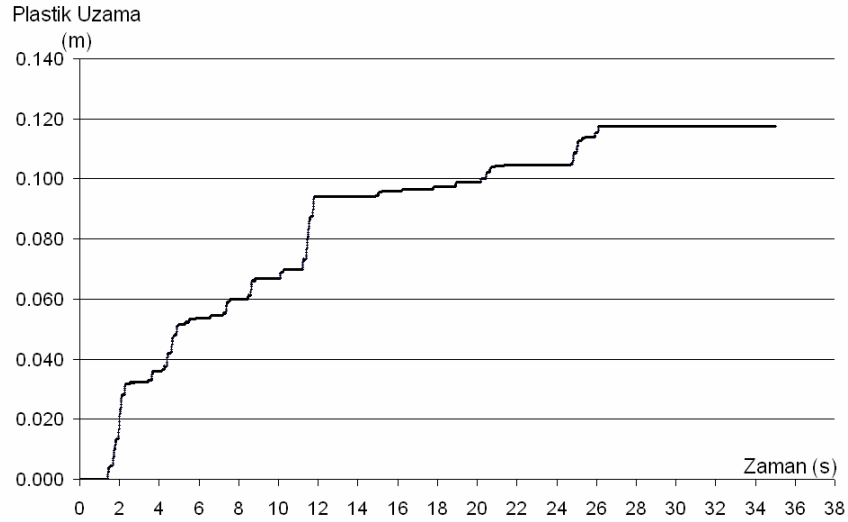
Şekil 3.24 P390×30 Perdesine Depremde Gelen Eksenel Kuvvetlerin Sınırları

Şekil 3.25'te P390×30 perdesi plastik kesitinin x doğrultusunda LA1 şiddetli depremi altındaki davranışına ait moment-plastik dönme grafiği verilmiştir. Yukarıda belirtildiği gibi kesit 51 defa plastik bölgeye geçmiştir.



Şekil 3.25 P390×30 Perdesi Moment-Plastik Dönme İlişkisi

Şekil 3.25’te görülen plastik dönmelere karşılık gelen plastik uzamalar Şekil 3.26’da gösterilmiştir.



Şekil 3.26 P390×30 Perdesi Plastik Uzama-Zaman İlişkisi

Şekil 3.26’da verilen grafik SAP 2000 programı çıktıları ile elde edilmiştir. Bu sonuçların doğruluğu aşağıda verilen örnekteki gibi yaklaşık olarak kontrol edilmiştir:

Tablo 3.39’da P390×30 perdesi şiddetli LA1 depremi 1.94 ve 2.14 saniyelerinde kesitteki plastik dönme, plastik uzama, eksenel kuvvet, moment değerleri sırasıyla θ_{p3} , u_{p1} , P, M_3 sembolleri ile gösterilmiştir. Bu süreler arasındaki plastik dönme ve plastik uzama değişimleri hesaplanıp sırasıyla $\Delta\theta_{p3}$, Δu_{p1} olarak tabloda verilmiştir.

Tablo 3.29 P390×30 Perdesi LA1 Şiddetli Depremi Plastik Davranış Aralıkları

	t_1	t_2		
zaman (s)	1.94	2.14	Δt (s)	0.20
θ_{p3} (rad)	0.000123	0.006609	$\Delta\theta_{p3}$ (rad)	0.006486
u_{p1} (m)	0.0182	0.0283	Δu_{p1} (m)	0.0101
P (kN)	-1157	-1216		
M_3 (kNm)	8264	8405		

Tablo 3.30’da 39’da P390×30 perdesinin Şekil 3.24’te verilen ve bilgisayar modeline tanımlanmış akma eğrisinin köşe noktalarının değerleri verilmiştir. Tabloda t_1 ve t_2 sürelerinde eksenel kuvvetin -1200 kN civarında olduğu görülmektedir. Bu eksenel kuvvet Tablo 3.30’da 6 ve 7 noktaları arasında kalmaktadır.

Tablo 3.30 P390×30 Perdesi Akma Eğrisi

nokta	P	M3
1	-36380	0
2	-29400	8399
3	-14370	19360
4	-8886	17560
5	-6179	15160
6	-4492	13280
7	2391	2626
8	3945	0
9	2391	-2626
10	-4492	-13280
11	-6179	-15160
12	-8886	-17560
13	-14370	-19360
14	-29400	-8399
15	-36380	0

Aşağıda hesabı gösterilen α_1 , 6 ve 7 noktalarını arasında doğrunun eğimidir ve derece olarak da ifade edilmiştir. Aynı şekilde α_2 plastik uzama ve plastik dönme vektörünün eğimidir.

$$\arctan(\alpha_1) = \arctan\left(\frac{2391 - (-4492)}{2626 - 13280}\right) = \arctan(-0.646) = -32.86^\circ$$

$$\arctan(\alpha_2) = \arctan\left(\frac{0.0283 - 0.0182}{0.006609 - 0.000123}\right) = \arctan(1.557) = 57.29^\circ$$

$$\arctan(\alpha_2) - \arctan(\alpha_1) = 57.29^\circ - (-32.86^\circ) = 90.15^\circ \approx 90^\circ$$

$$\arctan(\alpha_2) \perp \arctan(\alpha_1)$$

Yukarıdaki hesaplamalar sayesinde SAP2000 programının diklik koşulunu göz önüne aldığı anlaşılmaktadır. Burada toplamda oluşan yaklaşık 12cm plastik uzamanın çok büyük bir deprem için olduğu göz önünde tutulmalıdır. Aynı doğrultudaki tasarım depremi için aynı kesitteki plastik uzama 3.5cm civarındadır.

Analiz sonunda x doğrultusunda şiddetli LA1 depremi sonucunda P390×30 perdesi plastikleşen kesitinde ve y doğrultusunda şiddetli LA1 depremi sonucunda P30×210 perdesi plastikleşen kesitinde plastik dönmenin yanında yaklaşık 12cm plastik uzama oluşmaktadır. P30×210 perdesini ele alırsak, plastik mafsalları boyu 105cm olduğundan, sadece plastik uzama altındaki birim şekil değiştirme değeri kabaca %10'dur. Bu değer donatı için göçme bölgesi sınırı olan %6 birim şekil değiştirme değerinden

büyüktür. Sadece bu plastik uzama bile x ve y doğrultusunda şiddetli deprem altında binanın performans seviyesini “göçme durumu” olarak belirlemeye yeterlidir. Perdelere bağlanan kirişlerin, perdedeki bu uzamalar nedeniyle “göçme durumu” hasar bölgesine geçtiği görülmüştür. Tasarım depremi durumunda ise plastik uzamalar daha az olduğundan performans seviyeleri Bölüm 3.4.4’te verilen seviyelerle örtüşmektedir.

Burada irdelenen konu, analiz programının diklik koşuluna göre hesap yapıp yapmadığı ve diklik koşuluna göre yapılan hesaplamalarda plastik uzamaların önemidir. Betonarme elemanların plastik şekil değiştirmeleri esnasında diklik koşuluna uyup uymayacakları bu irdelemenin dışındadır. Betonarme elemanlarda diklik koşulunun geçerliliği konusunda çeşitli analitik çalışmalar bulunmaktadır[15].

3.4.4 Binanın Farklı Depremlerdeki Performans Seviyeleri

Okul binasının, 50 yılda aşılma olasılığı % 10 olan tasarım depreminde hemen kullanım performans seviyesini, 50 yılda aşılma olasılığı % 2 olan şiddetli depremde can güvenliği performans seviyesini sağlaması istenmektedir.

Okul binası tasarım depremi için x doğrultusunda istenilen hemen kullanım performans seviyesini kiriş hasarlarından dolayı sağlamamaktadır. Yapı tasarım depremi etkisinde y doğrultusu için istenilen hemen kullanım performans seviyesini perde hasarlarından dolayı sağlamamaktadır. Okul binası şiddetli deprem için x doğrultusunda istenilen can güvenliği performans seviyesini, P390×30 zemin kat perdelerinin kesme kuvveti kapasitesi artırılması durumunda, sağlamaktadır. Yapı şiddetli deprem etkisinde y doğrultusu için istenilen can güvenliği performans seviyesini sağlamaktadır.

Tablo 3.31 ve Tablo 3.32’de plastikleşmeyen elemanlar göz önüne alınmamıştır. Bu durumda, örneğin X doğrultusunda şiddetli deprem için 2.kat kirişlerinin %21’inin plastikleşmediği anlaşılmaktadır.

Tablo 3.31 Tasarım Depremi İçin Eleman Hasar Durumları

			MHB	BHB	İHB	GB
X Doğrultusu	Kirişler (%)	2.Kat	50	13	0	0
		1.Kat	63	13	0	0
		Zemin Kat	44	31	0	0
	Kolonlar (%)	2.Kat	0	0	0	0
		1.Kat	0	0	0	0
		Zemin Kat	0	0	0	0
	Perdeler (%)	2.Kat	0	0	0	0
		1.Kat	0	0	0	0
		Zemin Kat	33	0	0	0
Y Doğrultusu	Kirişler (%)	2.Kat	53	13	0	0
		1.Kat	87	13	0	0
		Zemin Kat	87	13	0	0
	Kolonlar (%)	2.Kat	17	0	0	0
		1.Kat	0	0	0	0
		Zemin Kat	75	0	0	0
	Perdeler (%)	2.Kat	17	0	0	0
		1.Kat	0	0	0	0
		Zemin Kat	0	67	0	0

Tablo 3.32 Şiddetli Depremi İçin Eleman Hasar Durumları

			MHB	BHB	İHB	GB
X Doğrultusu	Kirişler (%)	2.Kat	16	63	0	0
		1.Kat	0	100	0	0
		Zemin Kat	0	100	0	0
	Kolonlar (%)	2.Kat	0	0	0	0
		1.Kat	0	0	0	0
		Zemin Kat	17	0	0	0
	Perdeler (%)	2.Kat	0	0	0	0
		1.Kat	33	0	0	0
		Zemin Kat	67	33	0	0
Y Doğrultusu	Kirişler (%)	2.Kat	20	47	0	0
		1.Kat	0	100	0	0
		Zemin Kat	0	100	0	0
	Kolonlar (%)	2.Kat	50	0	0	0
		1.Kat	17	0	0	0
		Zemin Kat	8	92	0	0
	Perdeler (%)	2.Kat	33	0	0	0
		1.Kat	33	0	0	0
		Zemin Kat	0	100	0	0

3.4.5 Doğrusal Olmayan Statik ve Dinamik Çözümün Karşılaştırılması

Bu bölümde, zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap (ZTAH) ve Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile itme analizi(AİA) sonuçları karşılaştırılmıştır. İlk olarak, her iki doğrultuda şiddetli deprem için, zaman tanım alanında doğrusal

olmayan hesap esnasında katların yaptığı en büyük yer değiştirme değerleri 1'e göre normalize edilmiştir. Aynı işlem artımsal itme analizi için de yapılmıştır. Son olarak iki doğrultu için ilgili mod şekilleri 1'e göre normalize edilmiştir. Tüm bu değerler Tablo 3.33 ve Tablo 3.34'de verilmiştir.

Tablo 3.33 X doğrultusu için Normalize Edilmiş Kat Ötelenmeleri

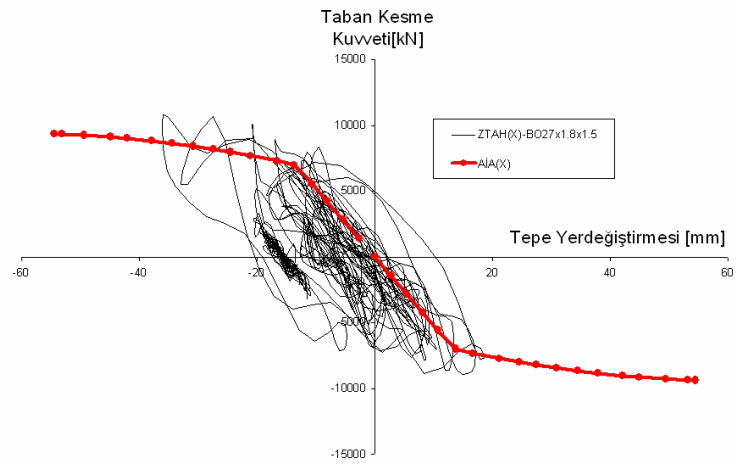
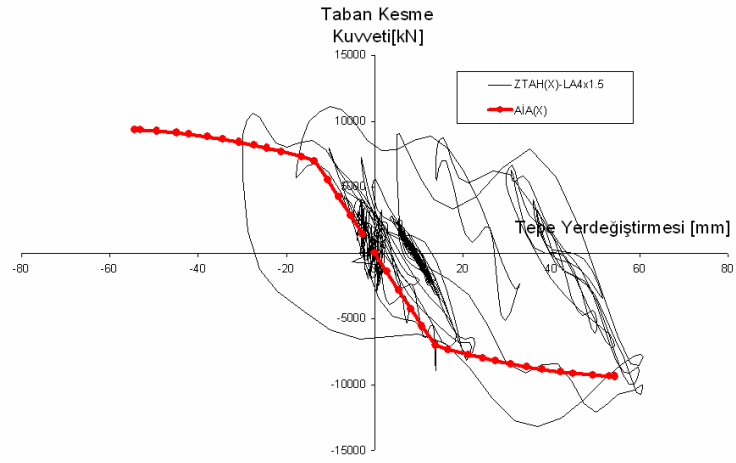
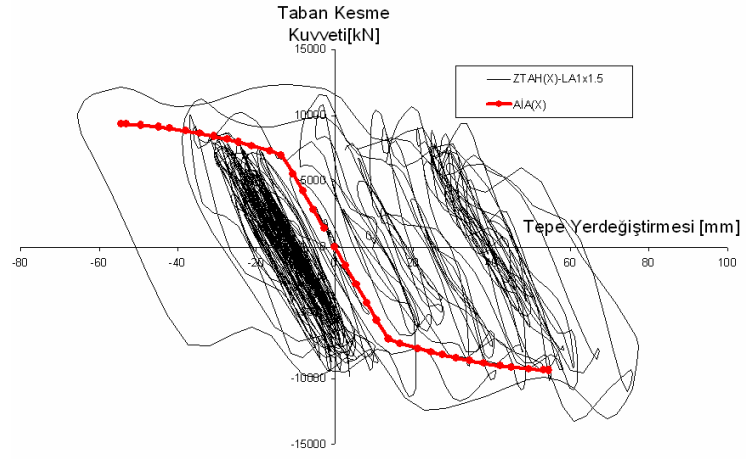
	ZTAH	AİA	Mod Şekli
2. Kat	1.00	1.00	1.00
1. Kat	0.65	0.65	0.59
Zemin Kat	0.31	0.30	0.21

Tablo 3.34 Y doğrultusu için Normalize Edilmiş Kat Ötelenmeleri

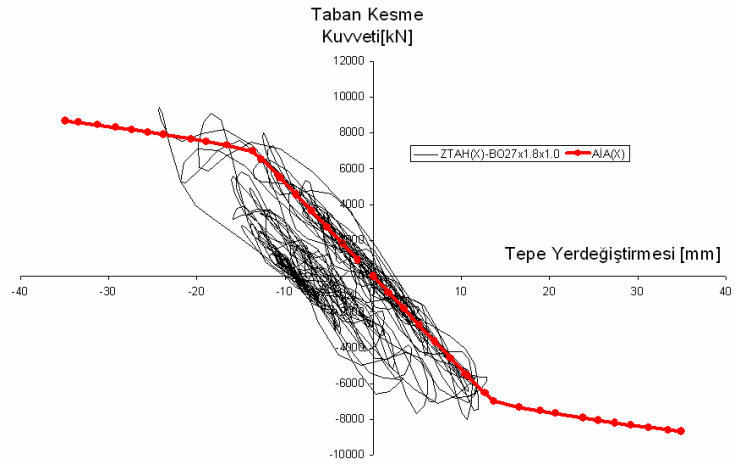
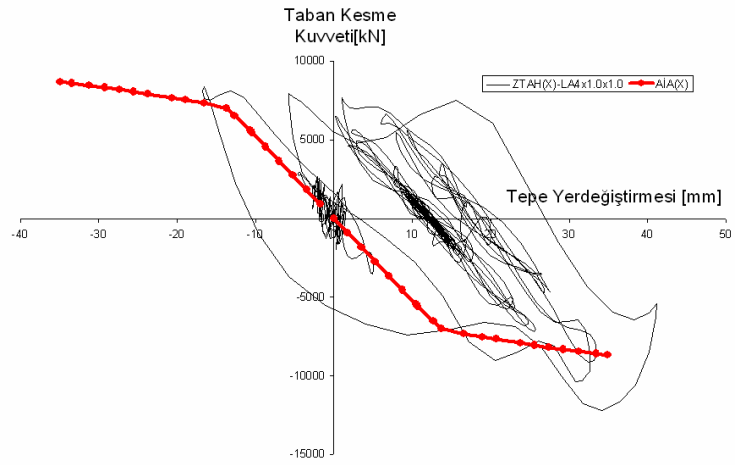
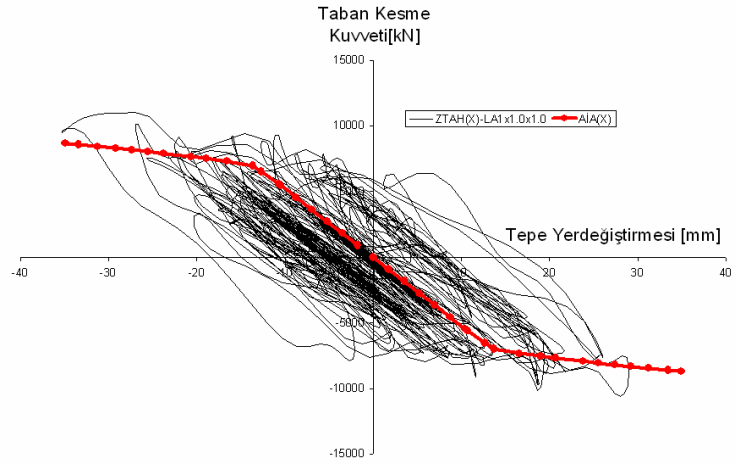
	ZTAH	AİA	Mod Şekli
2. Kat	1.00	1.00	1.00
1. Kat	0.68	0.67	0.62
Zemin Kat	0.33	0.31	0.22

Tablo 3.33 ve Tablo 3.34'deki değerlerin karşılaştırılması ile 3 katlı bina için artımsal itme analizi ve zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz sonucu bulunan kat ötelenme oranlarının yakın olduğu görülmüştür. Bu yakınlık sayesinde, binanın az katlı olmasından dolayı, yüksek modların etkilerinin küçük olduğu çıkarımı yapılabilir.

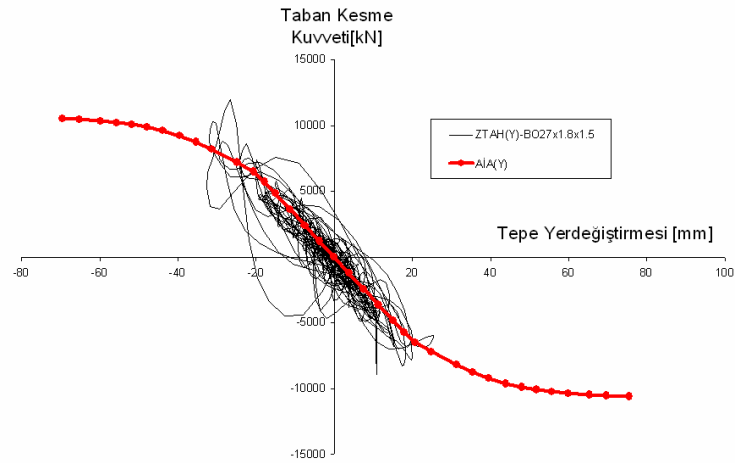
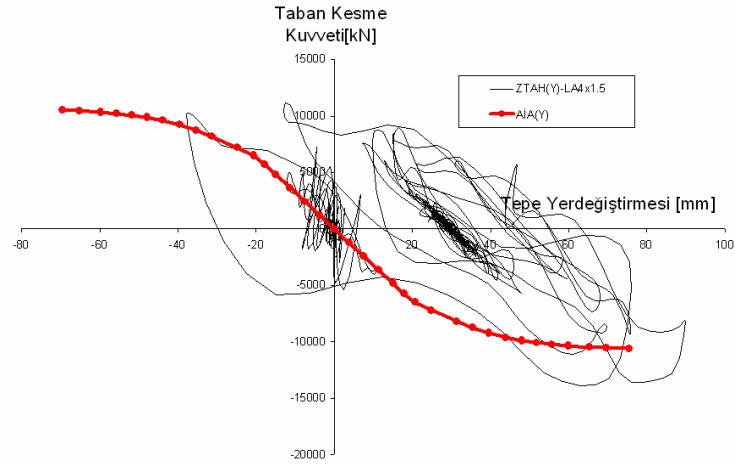
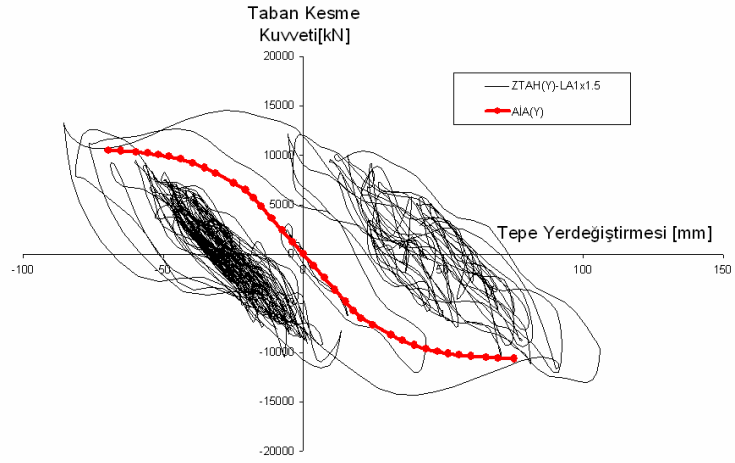
Şekil 3.27-30'da her iki doğrultuda tasarım depremi ve şiddetli deprem için eksenleri tepe yer değiştirmesi ve taban kesme kuvveti olan eğriler verilmiştir. Artımsal itme analizi (AİA) için verilen eğriler Bölüm 3.3.3'de bulunmuş olan tepe noktası yer değiştirme değerlerine kadar çizilmiş böylece zaman tanım alanında yapılan hesaplarla grafik üzerinde karşılaştırma yapma imkanı sağlanmıştır. Burada bahsedilen karşılaştırma kabaca bir karşılaştırmadır. Bunun başlıca sebebi AİA'nın yönetmelikteki ivme spektrumuna göre yapılması ancak ZTAH için kullanılan depremlerin spektruma tam uygun olmamasıdır. Diğer bir neden ise, yapının hakim modlarındaki periyod değerlerinin eşit yerdeğiştirme kuralının geçerli olmadığı bir bölgeye denk gelmesidir.



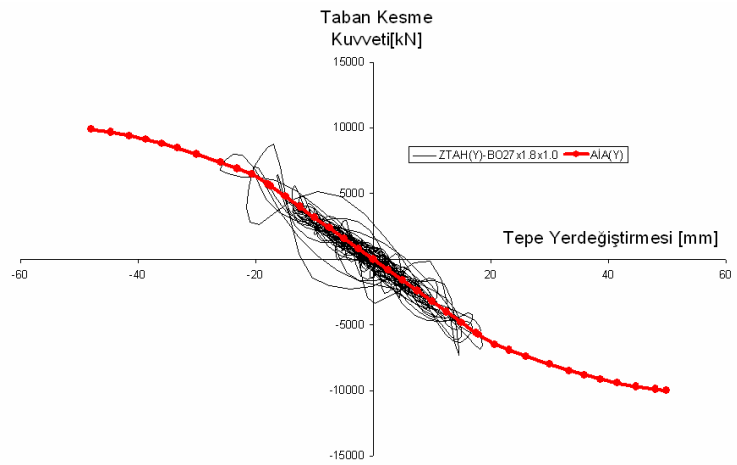
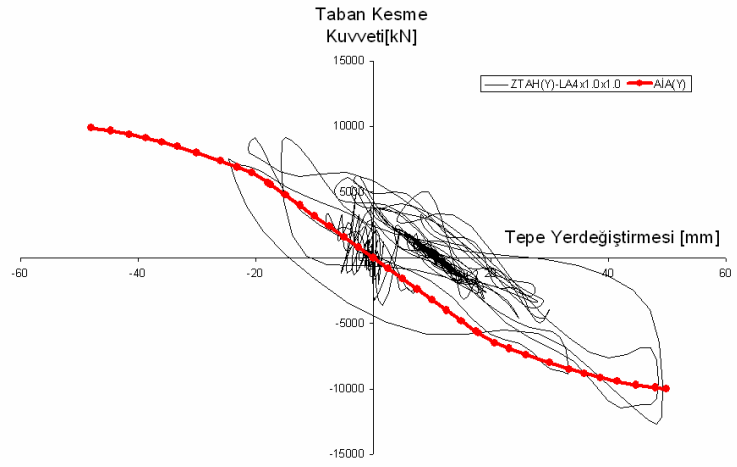
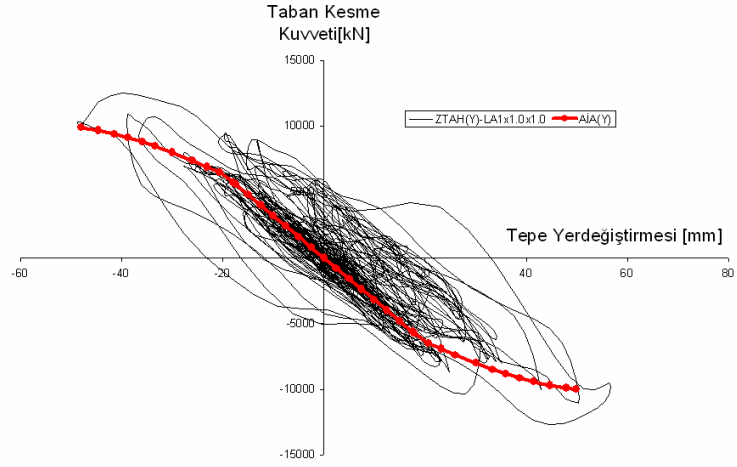
Şekil 3.27 X Doğrultulu Şiddetli Deprem için ZTAH ve AIA Eğrileri



Şekil 3.28 X Doğrultulu Tasarım Depremi için ZTAH ve AIA Eğrileri



Şekil 3.29 Y Doğrultulu Şiddetli Deprem için ZTAH ve AIA Eğrileri



Şekil 3.30 Y Doğrultulu Tasarım Depremi için ZTAH ve AİA Eğrileri

4. SONUÇLAR

Betonarme bir taşıyıcı sistemin deprem performansının değişik yöntemlerle karşılaştırmalı değerlendirilmesi başlıklı yüksek lisans tez çalışması dahilinde, 2007 deprem yönetmeliğine göre tasarlanmış üç katlı perde ve çerçeve yatay taşıyıcılı betonarme bir okul binası için yine aynı yönetmelikte bulunan üç farklı yöntemle göre performans düzeyleri belirlenmiştir. Yapının tasarımı ve performans düzeylerinin belirlenmesi için SAP 2000 programından faydalanılmıştır. Moment eğrilik ve karşılıklı etki diyagramlarının hesaplanmasında XTRACT programı kullanılmıştır.

Kullanılan yöntemlerden eşdeğer deprem yükü yöntemi ile doğrusal elastik değerlendirme yaklaşımı kuvvet esaslı bir yaklaşımdır. Bu yaklaşımla, iç kuvvetlerin plastik deprem istemleri belirlenmeden elastik istemlerle hasar belirlenmiştir. Diğer iki yöntemden artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ilk yöntem gibi statik bir yöntem olmasına rağmen doğrusal olmayan bir yöntem olduğu için yapının deprem altındaki iç kuvvet ve şekildeğiştirme istemi ve dolayısıyla kesit hasarları doğrudan belirlenmiştir. Zaman tanım alanında doğrusal hesap yönteminde ise belirli sayıda deprem kaydının yapıya etkilmesi sonucunda, yapının iç kuvvet ve şekildeğiştirme talebi doğrusal olmayan dinamik analizle hesaplanmıştır. Bu çalışma sonucunda elde edilen başlıca sonuçlar aşağıda açıklanmıştır:

1. Doğrusal elastik eşdeğer deprem yükü yöntemi ile deprem performansının değerlendirilmesi sonucunda tasarım depremi etkisinde yapı x doğrultusunda hedeflenen hemen kullanım performans düzeyini sağlamamaktadır. Tüm düşey taşıyıcı sistemin minimum hasar bölgesindedir. Yapının tasarım depremi için x doğrultusunda istenilen hemen kullanım performans düzeyini sağlamamasının nedeni, belirgin hasar bölgesine geçen kirişlerdir. Yapı tasarım depremi etkisinde y doğrultusu için istenilen hemen kullanım performans düzeyini sağlamaktadır. Yapı şiddetli deprem için x ve y doğrultusunda istenilen can güvenliği performans düzeyini sağlamaktadır.
2. Doğrusal elastik olmayan artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile deprem performansının değerlendirilmesi sonucunda tasarım depremi etkisinde yapı x

ve y doğrultusunda, belirgin hasar bölgesine geçen kirişlerden dolayı, hedeflenen hemen kullanım performans düzeyini sağlamamaktadır. Yapı şiddetli deprem için x ve y doğrultusunda istenilen can güvenliği performans düzeyini sağlamaktadır.

3. Zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yöntemi ile deprem performansının değerlendirilmesi sonucunda tasarım depremi etkisinde yapı x ve y doğrultusunda, hedeflenen hemen kullanım performans düzeyini sağlamamaktadır. Yapı şiddetli deprem için x ve y doğrultusunda istenilen can güvenliği performans düzeyini sağlamaktadır.
4. Yapıda artımsal itme analizi ve zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz sonucu bulunan kat ötelenme oranlarının yakın olduğu görülmüştür. Bu yakınlık sayesinde yüksek modların etkilerinin küçük olduğu çıkarımı yapılabilir. Ayrıca bu yakınlık sayesinde bu yapı için artımsal itme analizinde 1. mod şekline göre yapıyı itmenin iyi bir yaklaşım olduğu anlaşılmıştır.
5. Deprem yönetmeliğine göre, moment kapasitesi ve dinamik büyültme katsayısı göz önüne alınarak hesaplanan kesme kuvvetine göre boyutlandırılmış perdelerin zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz sonucunda kesme güvenliğini sağlamadığı görülmüştür. Artımsal itme analizinde aynı perdelerde kesme güvenliği sorunu bulunmamaktadır.
6. Zaman tanım alanında çözüm gibi tersinir davranışı göz önüne alan bir çözüm yöntemi kullanılması ve betonarme elemanlarda diklik koşulunun uygulanması sonucunda, şiddetli deprem etkisinde birikimli olarak artan plastik uzama değerleri kesitin hasar durumu tayininde önemli bir konuma gelebilmektedir.

EK A.

Tablo A.1 Doğrusal Elastik Yöntem İçin 1.Kat Kirişlerin Hasar Durumları

Kiriş	Kesit Tipi	Eleman Ucu	Kiriş Boyu [m]	Vdy [kN]	Mgtrq [kNm]	Mr [kNm]	1.0Me [kNm]	1.5Me [kNm]	r	1.5r	(p-p')/pb	Vei (bwdfctm)	Ve/Vr	Hasar Sınırları			50 yıl %10	50 yıl %2
														MN	GV	GÇ		
K101	2	I	3.6	33	-16	81	269	404	2.8	4.2	-0.07	0.30	0.24	3.0	7.0	10.0	Hasar	Hasar
K101	1	J	3.6	34	-19	-119	-114	-171	1.1	1.7	0.04	0.31	0.24	3.0	6.9	9.8	MH	BH
K102	1	I	3.6	33	-20	82	32	48	0.3	0.5	-0.04	0.31	0.24	3.0	7.0	10.0	MH	MH
K102	1	J	3.6	34	-22	-119	-60	-91	0.6	0.9	0.04	0.31	0.24	3.0	6.9	9.8	MH	MH
K103	1	I	3.6	34	-23	82	69	104	0.7	1.0	-0.04	0.31	0.24	3.0	7.0	10.0	MH	MH
K103	1	J	3.6	33	-19	-119	-58	-87	0.6	0.9	0.04	0.31	0.24	3.0	6.9	9.8	MH	MH
K104	1	I	3.6	30	-18	82	86	129	0.9	1.3	-0.04	0.33	0.26	3.0	7.0	10.0	MH	MH
K104	2	J	3.6	37	-29	-153	-126	-190	1.0	1.5	0.07	0.35	0.28	3.0	6.7	9.6	MH	MH
K105	2	I	4.5	45	-36	81	139	208	1.2	1.8	-0.07	0.34	0.26	3.0	7.0	10.0	MH	MH
K105	2	J	4.5	45	-36	-153	-139	-208	1.2	1.8	0.07	0.34	0.26	3.0	6.7	9.6	MH	MH
K106	2	I	3.6	37	-29	81	126	190	1.1	1.7	-0.07	0.32	0.25	3.0	7.0	10.0	MH	MH
K106	1	J	3.6	30	-18	-119	-86	-129	0.9	1.3	0.04	0.30	0.23	3.0	6.9	9.8	MH	MH
K107	1	I	3.6	33	-19	82	58	87	0.6	0.9	-0.04	0.31	0.24	3.0	7.0	10.0	MH	MH
K107	1	J	3.6	34	-23	-119	-69	-104	0.7	1.1	0.04	0.31	0.24	3.0	6.9	9.8	MH	MH
K108	1	I	3.6	34	-22	82	60	91	0.6	0.9	-0.04	0.31	0.24	3.0	7.0	10.0	MH	MH
K108	1	J	3.6	33	-20	-119	-32	-48	0.3	0.5	0.04	0.31	0.24	3.0	6.9	9.8	MH	MH
K109	1	I	3.6	34	-19	82	114	171	1.1	1.7	-0.04	0.34	0.27	3.0	7.0	10.0	MH	MH
K109	2	J	3.6	33	-16	-153	-269	-404	2.0	2.9	0.07	0.34	0.26	3.0	6.7	9.6	MH	MH
K110	1	I	3.6	26	-8	82	104	155	1.1	1.7	-0.04	0.35	0.27	3.0	7.0	10.0	MH	MH
K110	3	J	3.6	34	-24	-189	-53	-80	0.3	0.5	0.11	0.38	0.29	3.0	6.6	9.3	MH	MH
K111	3	I	3.6	28	-19	118	290	435	2.1	3.2	-0.11	0.39	0.31	3.0	7.0	10.0	BH	BH
K111	3	J	3.6	32	-25	-189	-417	-625	2.5	3.8	0.11	0.40	0.31	3.0	6.6	9.3	MH	MH
K112	3	I	3.6	29	-22	118	422	633	3.0	4.5	-0.11	0.39	0.31	3.0	7.0	10.0	BH	BH
K112	3	J	3.6	31	-26	-189	-303	-455	1.9	2.8	0.11	0.40	0.31	3.0	6.6	9.3	MH	MH
K113	3	I	4.5	44	-36	118	35	52	0.2	0.3	-0.11	0.39	0.3	3.0	7.0	10.0	MH	MH
K113	3	J	4.5	44	-36	-189	-35	-52	0.2	0.3	0.11	0.39	0.3	3.0	6.6	9.3	MH	MH
K114	3	I	3.6	31	-26	118	303	455	2.1	3.2	-0.11	0.40	0.31	3.0	7.0	10.0	MH	BH
K114	3	J	3.6	29	-22	-189	-422	-633	2.5	3.8	0.11	0.39	0.31	3.0	6.6	9.3	MH	BH

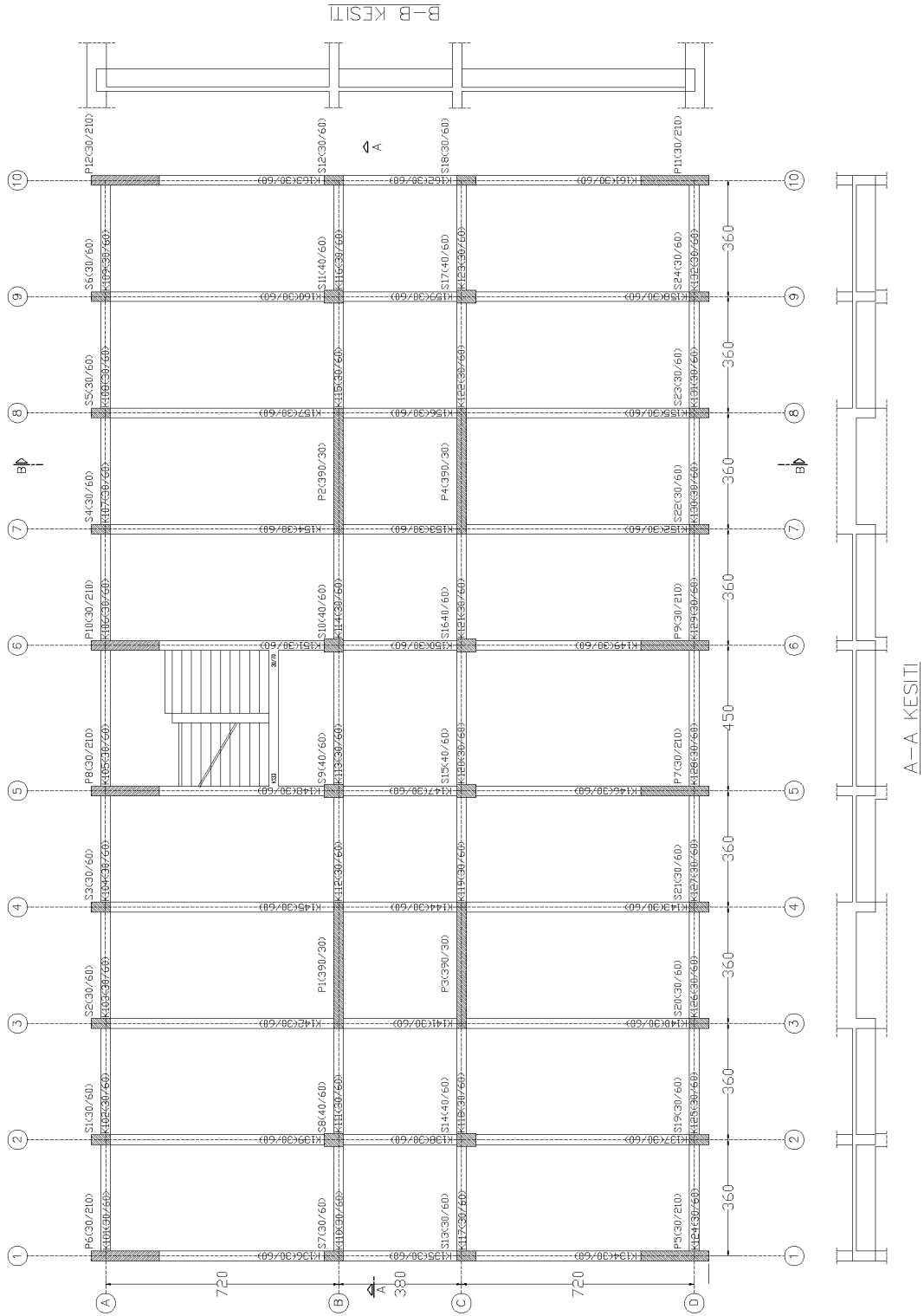
Tablo A.2 Doğrusal Elastik Yöntem İçin 1.Kat Kirişlerin Hasar Durumları

Kiriş	Kesit Tipi	Eleman Ucu	Kiriş Boyut	V _{dy}	M _{gt+q}	M _r	1.0Me	1.5Me	τ	1.5 τ	$(\sigma-p)/p_0$	V _e / (b.w.d.f.ctm)	V _e / V _r	Hasar Sınırları			50 yıl %10	50 yıl %2
			[m]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]						MN	GV	GÇ	Hasar	Hasar
K115	3	I	3.6	32	-25	118	417	625	2.9	4.4	-0.11	0.40	0.31	3.0	7.0	10.0	Hasar	Hasar
K115	3	J	3.6	28	-19	-189	-290	-435	1.7	2.6	0.11	0.39	0.31	3.0	6.6	9.3	MH	BH
K116	3	I	3.6	34	-24	118	53	80	0.4	0.6	-0.11	0.34	0.27	3.0	7.0	10.0	MH	MH
K116	1	J	3.6	26	-8	-119	-104	-155	0.9	1.4	0.04	0.32	0.25	3.0	6.9	9.8	MH	MH
K117	1	I	3.6	26	-8	82	104	155	1.1	1.7	-0.04	0.35	0.27	3.0	7.0	10.0	MH	MH
K117	3	J	3.6	34	-24	-189	-53	-80	0.3	0.5	0.11	0.38	0.29	3.0	6.6	9.3	MH	MH
K118	3	I	3.6	28	-19	118	290	435	2.1	3.2	-0.11	0.39	0.31	3.0	7.0	10.0	MH	BH
K118	3	J	3.6	32	-25	-189	-417	-625	2.5	3.8	0.11	0.40	0.31	3.0	6.6	9.3	MH	MH
K119	3	I	3.6	29	-22	118	422	633	3.0	4.5	-0.11	0.39	0.31	3.0	7.0	10.0	BH	BH
K119	3	J	3.6	31	-26	-189	-303	-455	1.9	2.8	0.11	0.40	0.31	3.0	6.6	9.3	BH	BH
K120	3	I	4.5	44	-36	118	35	52	0.2	0.3	-0.11	0.39	0.3	3.0	7.0	10.0	MH	MH
K120	3	J	4.5	44	-36	-189	-35	-52	0.2	0.3	0.11	0.39	0.3	3.0	6.6	9.3	MH	MH
K121	3	I	3.6	31	-26	118	303	455	2.1	3.2	-0.11	0.40	0.31	3.0	7.0	10.0	MH	BH
K121	3	J	3.6	29	-22	-189	-422	-633	2.5	3.8	0.11	0.39	0.31	3.0	6.6	9.3	MH	BH
K122	3	I	3.6	32	-25	118	417	625	2.9	4.4	-0.11	0.40	0.31	3.0	7.0	10.0	MH	BH
K122	3	J	3.6	28	-19	-189	-290	-435	1.7	2.6	0.11	0.39	0.31	3.0	6.6	9.3	MH	BH
K123	3	I	3.6	34	-24	118	53	80	0.4	0.6	-0.11	0.34	0.27	3.0	7.0	10.0	MH	MH
K123	1	J	3.6	26	-8	-119	-104	-155	0.9	1.4	0.04	0.32	0.25	3.0	6.9	9.8	MH	MH
K124	2	I	3.6	33	-16	81	269	404	2.8	4.2	-0.07	0.30	0.24	3.0	7.0	10.0	MH	BH
K124	1	J	3.6	34	-19	-119	-114	-171	1.1	1.7	0.04	0.31	0.24	3.0	6.9	9.8	MH	BH
K125	1	I	3.6	33	-20	82	32	48	0.3	0.5	-0.04	0.31	0.24	3.0	7.0	10.0	MH	MH
K125	1	J	3.6	34	-22	-119	-60	-91	0.6	0.9	0.04	0.31	0.24	3.0	6.9	9.8	MH	MH
K126	1	I	3.6	34	-23	82	69	104	0.7	1.0	-0.04	0.31	0.24	3.0	7.0	10.0	MH	MH
K126	1	J	3.6	33	-19	-119	-58	-87	0.6	0.9	0.04	0.31	0.24	3.0	6.9	9.8	MH	MH
K127	1	I	3.6	30	-18	82	86	129	0.9	1.3	-0.04	0.33	0.26	3.0	7.0	10.0	MH	MH
K127	2	J	3.6	37	-29	-153	-126	-190	1.0	1.5	0.07	0.35	0.28	3.0	6.7	9.6	MH	MH
K128	2	I	4.5	45	-36	81	139	208	1.2	1.8	-0.07	0.34	0.26	3.0	7.0	10.0	MH	MH
K128	2	J	4.5	45	-36	-153	-139	-208	1.2	1.8	0.07	0.34	0.26	3.0	6.7	9.6	MH	MH

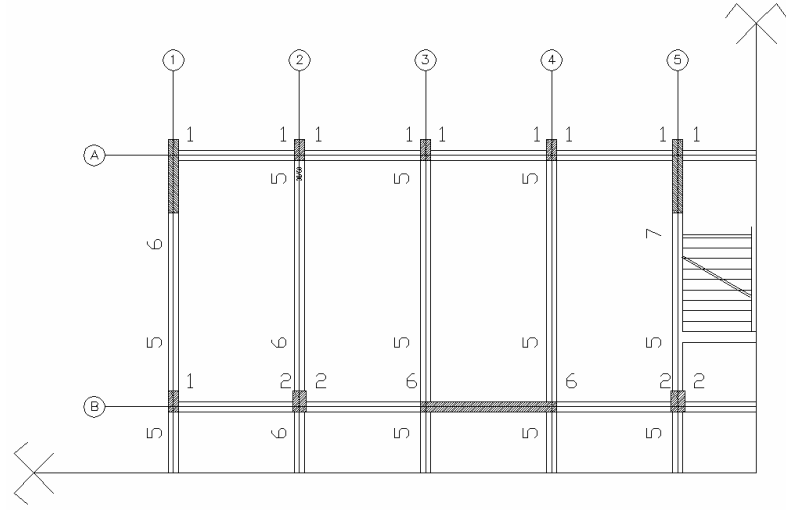
Tablo A.3 Doğrusal Elastik Yöntem İçin 1.Kat Kirişlerin Hasar Durumları

Kiriş	Kesit Tipi	Eleman Ucu	Kiriş Boyu [m]	V _{dy} [kN]	M _{g+q} [kNm]	M _r [kNm]	1.0Me [kNm]	1.5Me [kNm]	r	1.5r	($\rho-\rho'$)/ ρb	V _e / (bwd _{fctm})	V _e / V _r	Hasar Sınırları			50 yıl %10	50 yıl %2
														MN	GV	GÇ		
K129	2	I	3.6	37	-29	81	126	190	1.1	1.7	-0.07	0.32	0.25	3.0	7.0	10.0	Hasar	Hasar
K129	1	J	3.6	30	-18	-119	-86	-129	0.9	1.3	0.04	0.30	0.23	3.0	6.9	9.8	MH	MH
K130	1	I	3.6	33	-19	82	58	87	0.6	0.9	-0.04	0.31	0.24	3.0	7.0	10.0	MH	MH
K130	1	J	3.6	34	-23	-119	-69	-104	0.7	1.1	0.04	0.31	0.24	3.0	6.9	9.8	MH	MH
K131	1	I	3.6	34	-22	82	60	91	0.6	0.9	-0.04	0.31	0.24	3.0	7.0	10.0	MH	MH
K131	1	J	3.6	33	-20	-119	-32	-48	0.3	0.5	0.04	0.31	0.24	3.0	6.9	9.8	MH	MH
K132	1	I	3.6	34	-19	82	114	171	1.1	1.7	-0.04	0.34	0.27	3.0	7.0	10.0	MH	MH
K132	2	J	3.6	33	-16	-153	-269	-404	2.0	2.9	0.07	0.34	0.26	3.0	6.7	9.6	MH	MH

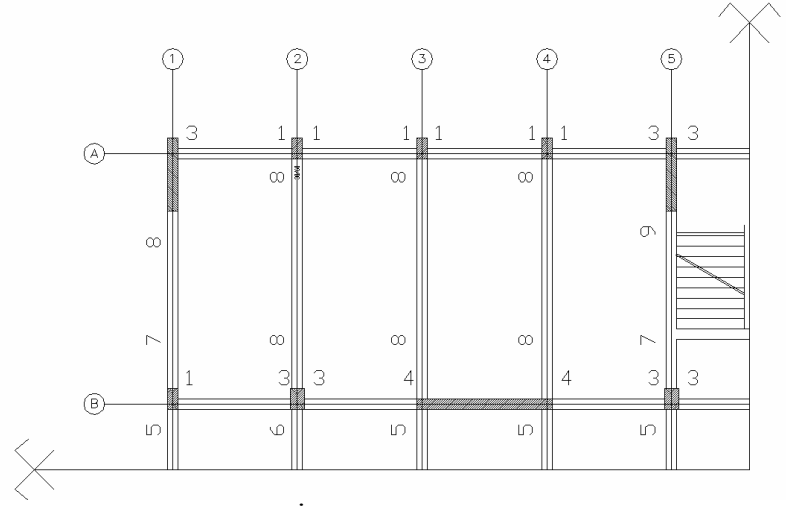
EK B.



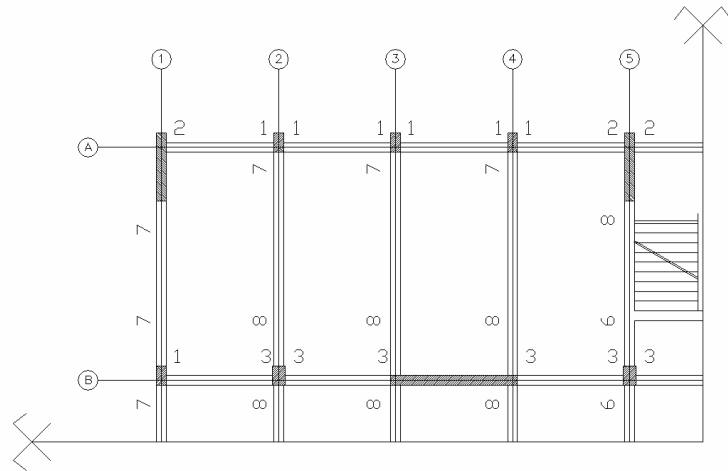
Şekil B.1 Kat Kalıp Planı(Zemin Kat)



2. Kat İçin Kiriş Anahtar Planı



1. Kat İçin Kiriş Anahtar Planı



Zemin Kat İçin Kiriş Anahtar Planı

Şekil B.2 Kiriş Anahtar Planları

KAYNAKLAR

- [1] **Eyidoğan, H.**, 2003. Tektonik ve Deprem Tehlikesi, *Beşinci Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı*, İTÜ, İstanbul, 26-30 Mayıs.
- [2] **VISION 2000**, 1995. Performance Based Seismic Engineering of Buildings, *Structural Engineers Association of California*, California.
- [3] **ATC-40**, 1996. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, *Applied Technology Council*, California.
- [4] **FEMA 273/274**, 2000. Guidelines and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, *Federal Emergency Management Agency*, Washington.
- [5] **DBYBHY**, 2007. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, *Bayındırlık ve İskan Bakanlığı*, Ankara.
- [6] **İlki, A.**, 1999. Sargılı Beton Gerilme-Şekil Değiştirme Modelleri Üzerine Bir Derleme, Türkiye Deprem Vakfı, İstanbul.
- [7] **Bruneau, M., Uang, C. ve Whittaker, A.**, 1998. Ductile Design of Steel Structures, McGraw-Hill, New York.
- [8] **Celep, Z.**, 2007. Betonarme Taşıyıcı Sistemlerde Doğrusal Olmayan Davranış ve Çözümleme, Beta Dağıtım, İstanbul.
- [9] **McGuire, W., Gallagher, R. ve Ziemian, R.**, 2000. Matrix Structural Analysis, John Wiley & Sons, New York.
- [10] **Celep, Z. ve Kumbasar, N.**, 1998. Betonarme Yapılar, Sema Matbaacılık, İstanbul.
- [11] **TS500**, 2000. Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [12] **Priestley, M.J.N.**, 2003. Myths and Fallacies in Earthquake Engineering Revisited, IUSS Press, Pavia

- [13] **Clough, R.W. ve Penzien, J.**, 1975. Dynamics of Structures, McGraw-Hill, New York.
- [14] **Wilson, E.L.**, 2002. Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures , Computers and Structures, California.
- [15] **Celep, Z.**, 2008. Deprem Yönetmeliği (2007) de Doğrusal Olmayan Çözümleme Yöntemlerine Basit Örnekler, *Betonarme Yapılar Semineri (2008)*, İTÜ, İstanbul, 29 Mayıs.

ÖZGEÇMİŞ

Mehmet Burak Yılmaz, 1984 İzmir doğumlu olup; ilk ve orta öğrenimini Ankara’da lise öğrenimini İstanbul H.A.S.A.L.’da tamamladıktan sonra, 2002 senesinde İstanbul Teknik Üniversitesi İnşaat Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü’nde lisans öğrenimine başlamıştır. 2006’da lisans öğrenimini tamamlayarak, aynı sene İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Deprem Mühendisliği Programında yüksek lisans öğrenimine başlamıştır.