

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**ÜÇ KATLI ÇELİK BİR YAPININ PERFORMANSININ
BELİRLENMESİ VE VİSKOZ SÖNÜMLEYİCİLER
İLE GÜÇLENDİRİLMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Mustafa Deniz GÜLER

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

Ocak 2015

**ÜÇ KATLI ÇELİK BİR YAPININ PERFORMANSININ
BELİRLENMESİ VE VİSKOZ SÖNÜMLEYİCİLER
İLE GÜÇLENDİRİLMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

**Mustafa Deniz Güler
(501081052)**

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Doç. Dr. Filiz PİROĞLU

Ocak 2015

İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü'nün 501081052 numaralı Yüksek Lisans Öğrencisi **Mustafa Deniz GÜLER** ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı “**ÜÇ KATLI ÇELİK BİR YAPININ PERFORMANSININ BELİRLENMESİ VE VİSKOZ SÖNÜMLEYİCİLER İLE GÜÇLENDİRİLMESİ**” başlıklı tezini aşağıda imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

Tez Danışmanı : **Doç. Dr. Filiz PİROĞLU**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Jüri Üyeleri : **Yrd. Doç. Dr. Cüneyt VATANSEVER**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Doç. Dr. Güven KIYMAZ
Fatih Üniversitesi

Teslim Tarihi : **12 Aralık 2014**
Savunma Tarihi : **23 Ocak 2015**

ÖNSÖZ

Lisans ve yüksek lisans eğitimim boyunca yardımlarını ve hoşgörüsünü esirgemeyen tez danışmanım Doç. Dr. Filiz PİROĞLU'na teşekkürlerimi sunarım. Ayrıca meslek hayatım süresince çok şey öğrendiğim, birçok konuda bana yol gösteren, yardımcı olan değerli arkadaşım ve meslektaşım Murat ÇELİK'e teşekkür etmeyi bir borç bilirim.

Ocak 2015

Mustafa Deniz GÜLER
(İnşaat Mühendisi)

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ.....	v
İÇİNDEKİLER.....	vii
KISALTMALAR.....	ix
ÇİZELGE LİSTESİ.....	xi
ŞEKİL LİSTESİ.....	xiii
ÖZET.....	xix
SUMMARY.....	xxi
1. GİRİŞ.....	1
1.1 SAC Çalışmaları.....	2
1.1.1 Northridge depremi öncesi tasarımlar.....	5
1.1.2 Northridge depremi sonrası tasarımlar.....	5
1.2 Sismik Sönümleyiciler.....	6
1.2.1 Deplasman bağımlı sönümleyiciler.....	6
1.2.2 Hız bağımlı sönümleyiciler.....	8
1.2.3 Viskoelastik sönümleyiciler.....	10
1.2.4 Sürtünme tipi sönümleyiciler.....	11
1.2.5 Ayarlanmış kütle sönümleyicileri.....	11
2. PERFORMANS KAVRAMI.....	13
2.1 DBYBHY 2007.....	14
2.1.1 Kesit hasar seviyeleri.....	14
2.1.2 Yapı performans seviyeleri.....	15
2.2 FEMA 356.....	16
2.2.1 Kesit hasar seviyeleri.....	16
2.2.2 Yapı performans seviyeleri.....	16
2.3 Yapısal Olmayan Elemanların Performans Seviyeleri.....	17
2.4 Yapı Performans Seviyesi Tanımları.....	18
2.4.1 Hemen kullanım performans seviyesi.....	19
2.4.2 Can güvenliği performans seviyesi.....	19
2.4.3 Göçme öncesi performans seviyesi.....	20
2.5 Deprem Etkisi.....	20
3. SÖNÜM....	23
3.1 Tanım.....	23
3.2 Rayleigh Sönümü.....	24
4. YAPININ TANIMI.....	27
4.1 Geometri.....	27
4.2 Yükler.....	29
4.3 Malzeme.....	29
5. ANALİTİK MODEL.....	31
5.1 Plastik Mafsalları.....	32
5.1.1 Kiriş mafsalları.....	33
5.1.2 Kolon mafsalları.....	36

5.2 Birleşimler	38
5.3 Panel Bölgeleri	39
5.4 İkinci Mertebe (P-Delta) Etkileri	43
5.5 Sönümleyicilerin Modellenmesi	46
6. DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZ YÖNTEMLERİ	49
6.1 İtme Analizi	50
6.1.1 İtme analizi adımları	51
6.2 Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz	53
6.2.1 Benzeştirilmiş yer kayıtlarının seçilmesi	54
7. YAPI PERFORMANSININ BELİRLENMESİ	57
7.1 Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü ile İtme Analizi Sonuçları	57
7.2 Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz Sonuçları	62
8. GÜÇLENDİRME	71
8.1 Viskoz Sönümleyici Parametrelerinin Seçilmesi	73
8.1.1 Sönüm katsayılarının belirlenmesi	73
8.1.2 Sönümleyici üstel sabitinin seçilmesi	75
8.2 Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz Sonuçları	79
9. SONUÇLAR	84
KAYNAKLAR	86
ÖZGEÇMİŞ	89

KISALTMALAR

ATC	: Applied Technology Council
ASCE	: American Society of Civil Engineers
BOCA	: Building Officials Code Administrators
BSLJ	: The Building Standart Law of Japan
CG	: Can Güvenliği
CUREE	: California Universities for Research in Earthquake Engineering
DBYBHY	: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik
FEMA	: Federal Emergency Management Agency
GÇ	: Göçme Sınırı
GÖ	: Göçmenin Önlenmesi
GV	: Güvenlik Sınırı
HK	: Hemen Kullanım
MN	: Minimum Hasar
SAC	: SEAOC, ATC ve CUREE ortak girişimi
SEAOC	: Structural Engineers Association of California
TMD	: Tuned Mass Damper
UBC	: Uniform Building Code

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 2.1 : FEMA 356 ve DBYBHY 2007 Performans Seviyesi Tanımları.....	17
Çizelge 2.2 : DBYBHY 2007 Farklı Deprem Düzeylerinde Binalar için Öngörülen Minimum Performans Hedefleri.	21
Çizelge 3.1 : Farklı Yapı Türleri ve Gerilme Seviyeleri için Önerilen Sönüm Oranları.	24
Çizelge 4.1 : Moment Aktaran Çerçeveler Kolon ve Kiriş Kesitleri.	28
Çizelge 4.2 : Mafsal Bağlantılı Kolon ve Kiriş Kesitleri.	28
Çizelge 5.1 : Çelik Kirişler için FEMA 356'da verilen Hasar ve Dayanım Parametreleri.	34
Çizelge 5.2 : Kiriş Kesit Özellikleri, Akma Momenti ve Dönmeleri.	35
Çizelge 5.3 : Kiriş Başlık ve Gövde Narinlikleri.	35
Çizelge 5.4 : Kiriş Plastik Mafsal Özellikleri ve Hasar Limitleri.	35
Çizelge 5.5 : Çelik Kolonlar için FEMA 356'da verilen Hasar ve Dayanım Parametreleri ($P/P_{CL} < 0.20$).	36
Çizelge 5.6 : Çelik Kolonlar için FEMA 356'da verilen Hasar ve Dayanım Parametreleri ($0.20 < P/P_{CL} < 0.50$).	37
Çizelge 5.7 : Kolon Kesit Özellikleri, Akma Momenti ve Dönmeleri.	38
Çizelge 5.8 : Kolon Başlık ve Gövde Narinlikleri.	38
Çizelge 5.9 : Kolon Plastik Mafsal Özellikleri ve Hasar Limitleri.	38
Çizelge 5.10 : Analiz Modelinde Kullanılan Panel Bölgesi Modelleri.	42
Çizelge 5.11 : FEMA-356 Panel Bölgesi Hasar Limitleri.	43
Çizelge 7.1 : Yapı Modları ve Kütle Katılım Oranları.	58
Çizelge 7.2 : Yapının Tepe Yerdeğiştirme İstemleri.	59
Çizelge 7.3 : Yapı Y Doğrultusu Kirişleri Hasar Bölgeleri.	61
Çizelge 7.4 : Yapı X Doğrultusu Kirişleri Hasar Bölgeleri.	61
Çizelge 7.5 : Yapı Y Doğrultusu Kolonları Hasar Bölgeleri.	61
Çizelge 7.6 : Yapı X Doğrultusu Kolonları Hasar Bölgeleri.	61
Çizelge 7.7 : Göreli Kat Ötelemeleri ve Göreli Kat Öteleme Oranları.	61
Çizelge 7.8 : Yapı Y Doğrultusu Kirişleri Hasar Bölgeleri.	64
Çizelge 7.9 : Yapı X Doğrultusu Kirişleri Hasar Bölgeleri.	65
Çizelge 7.10 : Yapı Y Doğrultusu Kolonları Hasar Bölgeleri.	65
Çizelge 7.11 : Yapı X Doğrultusu Kolonları Hasar Bölgeleri.	65
Çizelge 7.12 : Taiwan Smart Kaydı Göreli Kat Ötelemeleri ve Göreli Kat Öteleme Oranları.	67
Çizelge 7.13 : Loma Prieta Kaydı Göreli Kat Ötelemeleri ve Göreli Kat Öteleme Oranları.	67
Çizelge 7.14 : Northridge Kaydı Göreli Kat Ötelemeleri ve Göreli Kat Öteleme Oranları.	67
Çizelge 8.1 : ASCE 7-10 Spektrum Azaltma Katsayıları.	74
Çizelge 8.2 : Sönümleyicilerin C katsayılarının belirlenmesi.	75
Çizelge 8.3 : Yapı Y Doğrultusu Kirişleri Hasar Bölgeleri.	81

Çizelge 8.4 :	Yapı X Doğrultusu Kirişleri Hasar Bölgeleri.....	82
Çizelge 8.5 :	Yapı Y Doğrultusu Kolonları Hasar Bölgeleri.....	82
Çizelge 8.6 :	Yapı X Doğrultusu Kolonları Hasar Bölgeleri.....	82
Çizelge 8.7 :	Taiwan Smart Kaydı Göreli Kat Ötelemeleri ve Göreli Kat Öteleme Oranları.	82
Çizelge 8.8 :	Loma Prieta Kaydı Göreli Kat Ötelemeleri ve Göreli Kat Öteleme Oranları.	82
Çizelge 8.9 :	Northridge Kaydı Göreli Kat Ötelemeleri ve Göreli Kat Öteleme Oranları.	82

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 1.1 :	Northridge Öncesi Kaynaklı Birleşim Detayı.....	2
Şekil 1.2 :	SAC Çalışmaları Kapsamında Tasarlanan Yapıların Plan ve Kesitleri..	4
Şekil 1.3 :	Deplasman Bağımlı Sönümleyici	7
Şekil 1.4 :	Deplasman Bağımlı Sönümleyiciler için Tipik Kuvvet-Deplasman Grafiği.	7
Şekil 1.5 :	Viskoz Sönümleyici	8
Şekil 1.6 :	Eşit Enerji Sönümleme Kapasitesine Sahip Sönümleyiciler için C ve α Parametrelerinin Değişimi.....	9
Şekil 1.7 :	Deplasman ve Hız Fazları	9
Şekil 1.8 :	Sönümlenen Enerji ve Yapı ile Sönümleyici Arasındaki Etkileşimin Değişimi	10
Şekil 1.9 :	Viskoelastik Sönümleyiciler için Tipik Kuvvet-Deplasman Grafiği..	11
Şekil 1.10 :	Sürtünme Tipi Sönümleyiciler için Tipik Kuvvet-Deplasman Grafiği..	12
Şekil 2.1 :	Kesitler için Hasar Tanımları ve Limitleri	14
Şekil 2.2 :	Yapı Performans Seviyeleri.....	15
Şekil 2.3 :	Kesit Performans Seviyeleri (FEMA 356).....	16
Şekil 3.1 :	Sönümlü ve Sönümsüz Serbest Titreşim.....	23
Şekil 3.2 :	Kütle Orantılı, Rijitlik Orantılı Sönüm ve Rayleigh Sönümü	25
Şekil 4.1 :	SAC Seattle Yapısı Plan ve Kesit Görünüşleri.....	27
Şekil 5.1 :	Yapının Üç Boyutlu Modeli	32
Şekil 5.2 :	FEMA 356'da verilen genelleştirilmiş Kuvvet-Şekildeğiştirme Grafiği.	33
Şekil 5.3 :	W18x40 Kesitli Kiriş için İskelet Eğrisi	35
Şekil 5.4 :	Panel Bölgesine Etkiyen Kuvvetler	39
Şekil 5.5 :	Gupta ve Krawinkler tarafından önerilen Panel Bölgesi Modeli.....	40
Şekil 5.6 :	Üç Doğrulu Panel Bölgesi Modeli	42
Şekil 5.7 :	W24x76 Kirişi ve W14x159 Kolonu Birleşimi Panel Bölgesi Modeli	43
Şekil 5.8 :	İkinci Mertebe Etkilerinin Kuvvet-Şekildeğiştirme Grafiği Üzerindeki Etkileri (PEER/ATC 2010).....	44
Şekil 5.9 :	20 Katlı Los Angeles Yapısında İkinci Mertebe Etkileri.....	45
Şekil 5.10 :	Maxwell (solda) ve Kelvin (sağda) modelleri	46
Şekil 6.1 :	Statik İtme Eğrisi	52
Şekil 6.2 :	İtme Eğrisi – Modal Kapasite Diyagramı Dönüşümü.....	52
Şekil 6.3 :	Modal Yerdeğiştirme İsteminin Hesaplanması.....	53
Şekil 6.4 :	%5 Sönümlü Yer Hareketi Spektrumları.....	55
Şekil 6.5 :	Ölçeklenmiş Loma Prieta Depremi İvme (g) – Zaman (sn) Grafiği (PGA:0.377g).....	55
Şekil 6.6 :	Ölçeklenmiş Northridge Depremi İvme (g) – Zaman (sn) Grafiği (PGA:0.413g).....	56
Şekil 6.7 :	Ölçeklenmiş Taiwan Smart Depremi İvme (g) – Zaman (sn) Grafiği (PGA: 0.265g).....	56
Şekil 7.1 :	İtme Analizi Deprem Yüğü – Tepe Yerdeğiştirmesi Eğrileri.....	58
Şekil 7.2 :	Modal Kapasite Diyagramı.....	59

Şekil 7.3 :	Y Doğrultusu İtme Analizi Kesit Hasar Seviyeleri	60
Şekil 7.4 :	X Doğrultusu İtme Analizi Kesit Hasar Seviyeleri	60
Şekil 7.5 :	Northridge 967 Kaydı Y Doğrultusu Kesit Hasar Seviyeleri.....	62
Şekil 7.6 :	Taiwan Smart 105 Kaydı Y Doğrultusu Kesit Hasar Seviyeleri.....	63
Şekil 7.7 :	Loma Prieta 752 Kaydı Y Doğrultusu Kesit Hasar Seviyeleri.....	63
Şekil 7.8 :	Northridge 967 Kaydı X Doğrultusu Kesit Hasar Seviyeleri.....	63
Şekil 7.9 :	Taiwan Smart 105 Kaydı X Doğrultusu Kesit Hasar Seviyeleri.....	63
Şekil 7.10 :	Loma Prieta 752 Kaydı X Doğrultusu Kesit Hasar Seviyeleri.....	64
Şekil 7.11 :	Seçilen Yer Kayıtları için X Doğrultusu Maksimum Kesit Hasar Seviyeleri.....	64
Şekil 7.12 :	Seçilen Yer Kayıtları için Y Doğrultusu Maksimum Kesit Hasar Seviyeleri.....	64
Şekil 7.13 :	W14x176 Kolonu Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz Sonuçlarına Göre Plastik Dönme Değerleri.....	66
Şekil 7.14 :	W14x176 Kolonu İtme Analizi Sonuçlarına Göre Plastik Dönme Değerleri.....	66
Şekil 7.15 :	Yapı Y Doğrultusunda Northridge yer kaydı için kalıcı deplasmanlar.....	68
Şekil 8.1 :	Northridge Depremi için Deplasman ve Hız Grafikleri.....	72
Şekil 8.2 :	Yapı X Doğrultusu Çerçevesi Sönümleyici Yerleşimi	72
Şekil 8.3 :	Yapı Y Doğrultusu Çerçevesi Sönümleyici Yerleşimi	72
Şekil 8.4 :	Sönümleyici Yerleşimi Plan Görünümü	73
Şekil 8.5 :	Sönüm oranının periyot üzerindeki etkisi	74
Şekil 8.6 :	Doğrusal ve Doğrusal Olmayan Sönümleyiciler için Kuvvet-Hız İlişkisi (Miyamoto, 2010).....	76
Şekil 8.7 :	Sabit C, farklı α değerleri için Kuvvet-Deplasman İlişkisi.....	77
Şekil 8.8 :	Northridge kaydı altında $\alpha=1$ ve $\alpha=0.5$ için Y Doğrultusu Deplasman-Zaman Grafiği	78
Şekil 8.9 :	Mevcut ve Güçlendirilmiş Yapı Northridge Kaydı Deplasman-Zaman Grafiği	79
Şekil 8.10 :	Güçlendirilmiş Durum Northridge 967 Kaydı Y Doğrultusu Kesit Hasar Seviyeleri.....	79
Şekil 8.11 :	Güçlendirilmiş Durum Taiwan Smart 105 Kaydı Y Doğrultusu Kesit Hasar Seviyeleri.....	80
Şekil 8.12 :	Güçlendirilmiş Durum Loma Prieta 752 Kaydı Y Doğrultusu Kesit Hasar Seviyeleri.....	80
Şekil 8.13 :	Güçlendirilmiş Durum Northridge 967 Kaydı X Doğrultusu Kesit Hasar Seviyeleri.....	80
Şekil 8.14 :	Güçlendirilmiş Durum Taiwan Smart 105 Kaydı X Doğrultusu Kesit Hasar Seviyeleri.....	80
Şekil 8.15 :	Güçlendirilmiş Durum Loma Prieta 752 Kaydı X Doğrultusu Kesit Hasar Seviyeleri.....	81
Şekil 8.16 :	Güçlendirilmiş Durum Seçilen Yer Kayıtları için X Doğrultusu Kesit Hasar Seviyeleri Zarfı	81
Şekil 8.17 :	Güçlendirilmiş Durum Seçilen Yer Kayıtları için Y Doğrultusu Kesit Hasar Seviyeleri Zarfı	81
Şekil 8.18 :	Y Doğrultusu Northridge Kaydı 1. Kat Sönümleyici Kuvvet-Deplasman Grafiği.....	83

SEMBOL LİSTESİ

A_{eff}, A_v	: Efektif kesme alanı
$a_1^{(i)}$	: (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait modal ivme
b_f	: Kesit başlık genişliği
C	: Sönüm katsayısı
C_{cr}	: Kritik sönüm
C_d	: Deplasman büyütme katsayısı
C_{R1}	: Birinci moda ait spektral yerdeğiştirme oranı
$d_1^{(p)}$	: Birinci moda ait modal yerdeğiştirme istemi
d_c	: Kolon kesit yüksekliği
d_b	: Kiriş Kesit yüksekliği
$d_1^{(i)}$	: (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait modal yerdeğiştirme
E	: Elastisite modülü
F_D	: Sönümleyici tepki kuvveti
F_y	: Akma kuvveti
F_{ye}	: Beklenen akma dayanımı
G, G_s	: Kayma modülü
g	: Yerçekimi ivmesi
H	: Yapı yüksekliği
h_{sx}	: x. kat aşağısındaki kat yüksekliği
h_i	: (i)'inci kat yüksekliği
h	: Kesit yüksekliği
I_b	: Kiriş atalet momenti
I_c	: Kolon atalet momenti
I_e	: Yapı önem katsayısı
K_D	: Sönümleyici Elastik Rijitliği
K_E	: Üst yapının elastik rijitliği
K_{EL}	: Panel bölgesi elastik dönme rijitliği

k_{eff}	: Sönümleyicinin efektif rijitliği
l_b, L_b	: Kiriş serbest açıklığı
l_c	: Kolon serbest yüksekliği
M_y, M_{CE}	: Akma momenti
M_{x1}	: x deprem doğrultusunda doğrusal elastik davranış için tanımlanan birinci (hakim) moda ait etkin kütle
M	: Kütle
P	: Eksenel kuvvet
P_{ye}	: Kolonun yanal burkulma, lokal gövde burkulması ve burkulma parametreleri de göz önüne alınarak hesaplanan eksenel yük kapasitesi
P_{CL}	: Kolonlar için eksenel basınç alt limit değeri
P_i	: i. kat üzerindeki düşey yüklerin toplamı
Q	: Kuvvet
Q_y	: Dayanım
S_{d1l}	: Doğrusal elastik olmayan spektral yerdeğiştirme
S_{del}	: Doğrusal elastik spektral yerdeğiştirme
S_{ael}	: İtme analizinin ilk adımında birinci moda ait elastik spektral ivme
T_B	: İvme spektrumu karakteristik periyodu
$T_1^{(1)}$	: Başlangıçtaki (i=1) itme adımında birinci (deprem doğrultusunda hakim) titreşim moduna ait doğal titreşim periyodu
t_f	: Kesit başlık kalınlığı
t_w	: Kesit gövde kalınlığı
t_{cf}	: Kolon başlık kalınlığı
t_p, t_{cw}	: Takviye plakaları dâhil panel bölgesi kalınlığı
t_{bf}	: Kiriş gövde kalınlığı
$u_{xN1}^{(i)}$	: Binanın tepesinde (N'inci katında) x deprem doğrultusunda (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait yerdeğiştirme
v	: Hız
V	: Kesme kuvveti
V_x	: Kata etkiyen kesme kuvveti
V_y	: Panel bölgesi akma dayanımı
$V_{x1}^{(i)}$	: x deprem doğrultusunda (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda (hakim moda) ait taban kesme kuvveti

w	: Frekans
W	: Yapı ağırlığı
$w_1^{(1)}$	: Başlangıçtaki (i=1) itme adımında birinci (deprem doğrultusunda hakim) titreşim moduna ait doğal açısal frekans
Z	: Plastik mukavemet momenti
η_{bi}	: Burulma düzensizliği katsayısı
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
Γ	: Gama fonksiyonu
α	: Sönümleyicinin lineer olmayan davranışını belirten üstel sabit
τ	: Kayma gerilmesi
γ	: Panel bölgesi deformasyonu
θ	: Toplam elastik ve plastik dönme
Δ	: Toplam elastik ve plastik deplasman
Δ_k	: Tasarım kat ötelenmesi
θ_y	: Akma dönmesi
θ_i	: Göreli Kat ötelenmesi açısı
Δ	: Deplasman
η	: Rayleigh Sönümünde kütle orantılı katsayı
δ	: Rayleigh Sönümünde rijitlik orantılı katsayı
δ_i	: (i)'inci katın göreli kat öteleme
ξ	: Sönüm Oranı

ÜÇ KATLI ÇELİK BİR YAPININ PERFORMANSININ BELİRLENMESİ VE VİSKOZ SÖNÜMLEYİCİLER İLE GÜÇLENDİRİLMESİ

ÖZET

Bu tez kapsamında 1994 yılında California, Amerika’da yaşanan Northridge depremi sonrasında çelik yapılarda gözlemlenen beklenmeyen hasarların nedenlerinin anlaşılması amacı ile oluşturulan SAC organizasyonunun yürüttüğü çalışmalar kapsamında tasarlanan 3 katlı Seattle yapısının deprem performansının belirlenmesi ve sönümleyiciler ile güçlendirilmesi çalışması yürütülmüştür.

Sönümleyiciler kullanılarak ülkemizde henüz bir bina tasarımı veya güçlendirme uygulaması gerçekleştirilmemiş olsa da, özellikle Amerika ve Japonya’da uzun yıllardır birçok uygulama yapılmış ve ilgili yönetmeliklerce (ASCE 7-10, FEMA 356, BSLJ vb.) tasarım kuralları tanımlanmıştır.

Sönümleyiciler genel olarak deplasman ve hız bağımlı olarak ikiye ayrılmaktadırlar. Ancak deplasman ve hız bazlı sönümleyicilerin her ikisinin özelliklerini de birlikte içeren sönümleyiciler de (viskoelastik sönümleyiciler) mevcuttur.

Deplasman bağımlı sönümleyicilerde sönümlenen enerji miktarı yapılan göreceli deplasman ile, hız bağımlı sönümleyicilerde ise göreceli hız farkı ile orantılı olmaktadır. Deplasman bazlı sönümleyicilerde yapıya ilave rijitlik ilavesi söz konusu olurken, hız bazlı lineer sönümleyiciler ile yapılan testlerde söz konusu aygıtların efektif rijitliklerinin ihmal edilebilir seviyelerde olduğu belirtilmektedir. Maksimum hız ve maksimum deplasman durumunda ortaya çıkan kuvvetlerin ise ters fazlı olması, hız bağımlı sönümleyicilerin en önemli avantajı olarak öne çıkmaktadır.

Yürürlükte olan Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik 2007’ye (DBYBHY 2007) göre mevcut çelik yapıların deprem performansının belirlenmesinde, DBYBHY 2007 Bölüm 4’te verilen tasarım kriterlerine göre değerlendirme yapılması gerekmektedir. Söz konusu durumda mevcut çelik yapılar için değerlendirme, tasarım esaslarına dayanmakta ve lineer yöntemler ile yapılmaktadır. Değerlendirme sonucunda ise çelik yapılar için betonarme yapılar için tanımlandığı şekilde bir performans seviyesi (Hemen Kullanım, Can Güvenliği, Göçme Öncesi, Göçme Durumu) tanımlamak mümkün olamamaktadır. Bu nedenle yürütülen çalışmalarda ASCE 41-06 ve Federal Emergency Management Agency (FEMA) 356 yönetmeliklerince çelik yapılar için verilen kriterler doğrultusunda değerlendirme yapılmıştır.

Yapının değerlendirilmesinde DBYBHY 2007’de tanımlanan 475 yıl dönüş periyotlu (50 yılda aşılma olasılığı %10) deprem senaryosu için itme analizi ve benzeştirilmiş deprem kayıtları kullanılarak zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler yürütülmüş ve sonuçlar özetlenmiştir.

Güçlendirme aşamasında belirlenen güçlendirme hedefi gözetilerek seçilen sönümleyiciler yapının matematiksel modeline adapte edilmiş ve öngörülen sönümleyici özelliklerinin ve performans hedefinin doğrulanmasına yönelik, 475 yıl

(50 yılda aşılma olasılığı %10) deprem senaryosu gözetilerek seçilen benzeştirilmiş deprem kayıtları ile zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler yürütülmüştür. Analizler neticesinde edinilen sonuçlar tablolar ve grafikler ile özetlenmiştir.

PERFORMANCE EVALUATION OF A THREE STORY STEEL STRUCTURE AND RETROFIT WITH USING FLUID VISCOUS DAMPERS

SUMMARY

After Northridge earthquake in California extensive damages at steel building connections were observed unexpectedly. SAC joint venture, funded by FEMA, was established after the Northridge earthquake to further investigate the possible causes of those unexpected damages.

For the structures that have not been collapsed during the earthquake, it can be assumed that they have fulfilled their mission. However, after a very detailed investigation of the damages on steel structures, it was revealed that most of the welded beam-column connections were damaged beyond expected. The inspectors and engineers were very surprised after these findings as steel structures were believed to be invincible by the engineers before the earthquake.

SAC joint venture hired different independent design firms to design three, nine and twenty story buildings according to the pre-Northridge and local codes in Los Angeles, Seattle, and Boston. After the designs were complete, extensive linear and nonlinear analysis were conducted to better understand the deficiencies of the damaged steel structures during the Northridge earthquake. Also about 120 full scale connections were tested to improve the steel moment connections and their load bearing capacities in the scope of that study.

Three story Seattle structure designed in the scope of SAC studies is mainly investigated in this thesis. The performance of this structure is evaluated by using nonlinear pushover and nonlinear time history analysis on a 3D model. After the evaluation phase, the structure is retrofitted with using fluid viscous dampers.

Up to date there is no application of the fluid viscous dampers in buildings' design or their retrofitting design in Turkey. But this technology is being widely used especially in United States of America and Japan and their design procedures are well defined in design codes.

Dampers can mainly be categorized as displacement dependent devices or velocity dependent devices. However dampers that include the properties of both displacement and velocity dependent devices are also available (visco-elastic dampers). All damper types has their own advantages and disadvantages but the primary advantage of fluid viscous dampers over conventional retrofit methods is, as these devices are velocity dependent, their reaction forces are out-of-phase with displacement.

Performance concept for structures are defined firstly with 2007 Turkish Seismic Code in Turkey. However, performance evaluation procedures and performance acceptance criterias are only defined for reinforced concrete structures. As performance evaluation procedures and performance target concepts form an important part of this study, performance concepts and definitions given in FEMA 356 and DBYBHY 2007 codes are also briefly explained. Procedures defined in ASCE 41-06 and FEMA 356 are mainly followed for performance evaluation of the investigated structure as no definitions exist for performance evaluation of steel structures in 2007 Turkish Seismic Code.

When compared, it is seen that the definitions for different performance levels (Life Safety, Immediate Occupation etc.) are similar for investigated codes, however structure performance cannot be defined without the performance of nonstructural items in a structure for the ASCE 41 and FEMA 356 codes.

As fluid viscous dampers will be used in the retrofit design of the building, a summary about fluid viscous dampers and damping on structures is also included. Damping can be described as decay with time in amplitude of a free vibration. The energy of a vibrating system is dissipated by various damping sources (opening and closing of micro cracks for concrete structures, interaction with nonstructural elements, friction in steel connections etc.). Contrary to conventional retrofit methods, fluid viscous dampers do not have a stiffening affect on the structure. Therefore, as the natural vibration period do not decrease, the earthquake forces acting on the structure do not change. Fluid viscous dampers introduce supplementary damping to the structure, which allows a serious amount of the earthquake input energy to be dissipated by added dampers.

Viscous dampers can be defined by their damping coefficient and damping exponent. Dampers with damping coefficient equal to unity are named as linear dampers. Force output of linear dampers is proportional to velocity. If the damping exponent is not equal to unity, dampers are defined as nonlinear. Force output of nonlinear dampers are dependent on damping exponent and are not linearly proportional to velocity. In practice, it is possible to produce dampers with damping exponent ranging from 0.2 to 2. However, dampers with damping exponent between 0.3 and 1 are generally preferred for structures.

The most important advantage of viscous dampers is, for linear dampers, the output forces of those devices are always out of phase with inertia forces of the structure. The maximum internal forces on the sections forming the structure are expected to occur at maximum drift for the investigated location, as linear viscous dampers provide their maximum output force at maximum relative velocity, those forces do not occur at the same time and therefore the possibility of additional retrofit (i.e. retrofit of foundations) on the structure is greatly reduced.

In the scope of this study, the investigated structure is explained in detail including the analysis assumptions made. The studies carried out by Gupta and Krawinkler as well as FEMA 355 are mainly followed in this thesis as those studies are widely adopted for performance evaluation of steel structures in the current practice. Definitions given in ASCE 41-06 and FEMA 356 are used for steel column, beam and panel zone hinges for the nonlinear pushover and time history analysis. The possible affect of connections are not taken into account and were considered as fully restrained.

A summary of pushover analysis and nonlinear time history analysis is also given including the steps and methods followed in this thesis. After the evaluation of the results obtained for the investigated structure, steps for determination of damper properties (damping constant, damping exponent etc.) are also summarized. The structure is assumed to be located at 1st degree earthquake zone with Z3 class soil according to 2007 Turkish Seismic Code. The performance of the structure is first evaluated with nonlinear pushover analysis and then the obtained results are compared with the results of three nonlinear time history analysis, where used acceleration records were matched to target spectrum. The obtained results for two different evaluation methods were mostly compatible with each other. The analysis results showed that the existing structure satisfies Life Safety performance level criterias for both directions considering the plastic rotation limitations given in ASCE 41-06 and FEMA 356. Even if there is no defined restrictions for structural performance taking into account of the drift ratios of the structures, analysis results showed that the drift ratios for the inspected structure exceed 0.03 for both principal directions it is decided that the existing structure should be retrofitted. When residual drift ratios are investigated from the results obtained from nonlinear time history analysis, it is seen that about %0.7 residual drift occurs at the structure.

Decreasing the drift ratios of the structure below 0.02 is selected as the retrofit target. For preliminary analysis, as it is needed to decrease the structure's drift ratio by roughly 0.01, a damping ratio which will decrease the forces acting on the structure accordingly (about %20 of critical damping) is selected. After, damper properties and layout is selected considering the retrofit target. Four dampers is placed for each direction at each story of the structure to limit the maximum output forces of the dampers. The assumptions made at the preliminary design stage is then verified by nonlinear time history analysis. Time history analysis is carried out only for DBE level earthquake using three spectrum-matched records, therefore the maximum values obtained from the analysis are used.

After the addition of the dampers, it is seen that the structure satisfies "Immediate Occupancy" performance level criterias for hinge rotations in both directions. It is also observed that the drift ratios of the structure are below 0.016.

It has been seen that viscous dampers can be a very effective retrofit solution. With increased damping, the forces that the structure is expected to carry decreases and as the maximum damper output force is out of phase with inertia forces, no additional forces are introduced to the structural elements compared to the existing situation. This retrofit method can also be considered for reinforced concrete structures.

The usage of steel structures in Turkey is increasing everyday, but the required parameters for performance evaluation of steel structures are not defined in DBYBHY 2007. It is seen from the carried out studies that, steel structures with low axial loads can go through extreme deformations without strength-degradation and can still satisfy Life Safety requirements in means of hinge rotations defined at ASCE 41 and FEMA.

1. GİRİŞ

1999 yılında yaşadığımız Kocaeli depreminin ardından ülkemizde mevcut yapıların güçlendirilmesi konusunda çalışmalar hız kazanmıştır. Mevcut yapı stoğundaki ağırlıkları gereğince bu çalışmalarda daha çok betonarme ve kısmen yığma binalar üzerine yoğunlaşmış ve daha çok geleneksel güçlendirme yöntemleri (betonarme perde, kolon mantosu ile güçlendirme vb.) üzerine araştırmalar yapılmıştır.

Ülkemizde yapısal performans kavramının işlendiği ve uygulandığı ilk yönetmelik ise halen yürürlükte olan “2007 Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik” olmuştur. Bu yönetmelik ile daha önce yürürlükte olan “1997 Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik” arasındaki en belirgin fark mevcut yapıların değerlendirilmesi ve performansının belirlenmesine yönelik yöntem ve tanımların eklenmesi olmuş, ancak daha çok betonarme yapılar üzerinde durulmuştur. Çelik yapılar için ise tasarım esasları gözetilerek değerlendirme yapılması gerektiği belirtilmiştir.

Ancak güncel yönetmeliklerde bir yapının performansı tek başına yapısal performans ile belirlenmemekte, yapısal olmayan elemanların olası bir deprem durumunda görecekleri hasar veya insan hayatı için oluşturabilecekleri risk ile birlikte değerlendirilmektedir.

Alışlagelmiş güçlendirme yöntemleri ile genel olarak yapısal performansı iyileştirmek mümkün ise de, yapısal olmayan elemanları ve konfor koşullarını da göz önünde bulundurarak bir iyileştirme yapmak her zaman mümkün olmamaktadır.

Alışlagelmiş güçlendirme yöntemlerine alternatif olarak taban yalıtımı ve enerji sönümleyiciler gibi çeşitli inovatif yöntemler öne çıkmaktadır. Taban yalıtımı uygulamaları üzerine son yıllarda ülkemizde de önemli çalışmalar yapılmış olsa da, enerji sönümleyiciler ile ilgili binalar özelinde henüz bir çalışma bulunmamaktadır.

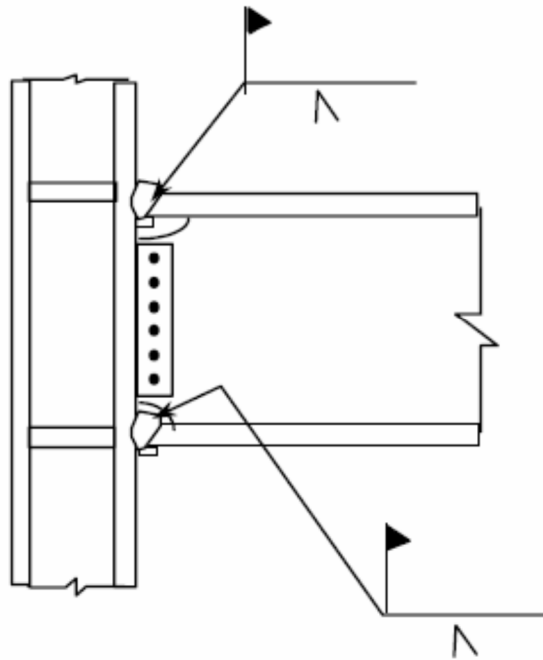
Yapı tasarımı veya güçlendirilmesinde taban yalıtımı veya enerji sönümleyiciler gibi yöntemler tercih edilmesi durumunda, yapısal performansın geliştirilmesinin yanısıra

yapının kullanım konforu ve yapısal olmayan elemanların teşkil ettiği can kaybı veya maddi riskleride önemli mertebede azaltabilmek mümkün olabilmektedir.

Bu çalışma kapsamında çelik yapıların Federal Emergency Management Agency (FEMA) 356 yönetmeliği kriterleri gözetilerek doğrusal olmayan yöntemler ile değerlendirilmesi konusunda yapılan araştırmalar özetlenmiş ve Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik 2007 (DBYBHY 2007) ile FEMA 356’da verilen performans kavramları karşılaştırılmıştır. Daha sonra seçilen üç katlı çelik bir yapının doğrusal olmayan yöntemler ile performansı belirlenmiştir. Değerlendirme sonucunda ise yapıda kat ötelemeleri oranları ve deplasmanların sınırlandırılması amacı ile güçlendirme yapılmasının uygun olacağı görülmüş ve sismik sönümleyiciler ile güçlendirme çalışması yürütülmüştür

1.1 SAC Çalışmaları

1994 yılında yaşanan Northridge depremi sonrasında çelik yapılarda yaşanan yapısal hasarlar beklenenin çok üzerinde olmuştur. Hiçbir yapıda göçme veya belirgin bir kesit hasarı gözlemlenmemiş olsa da, yapılan incelemelerde deprem etkisinin sınırlı olduğu bölgelerdeki yapılarda dahi kaynaklı kolon-kiriş birleşimlerinde gevrek hasar oluşumu gözlemlenmiştir. Northridge öncesi tipik kaynaklı kolon-kiriş birleşimi Şekil 1.1’de gösterilmektedir.



Şekil 1.1 : Northridge Öncesi Kaynaklı Birleşim Detayı

Söz konusu hasar oluşumlarının güncel tasarım yöntemleri ve detaylarının sorgulanması gerekliliğini ortaya koymuş ve bu hasarların daha detaylı incelenmesi amacıyla FEMA tarafından finanse edilen SAC organizasyonu kurulmuştur. SAC organizasyonu tarafından yapılan araştırmaların ve testlerin çelik yapıların tasarımı ve değerlendirilmesine yönelik içerdiği kapsamlı veriler ve bu çalışmada sıkça faydalanılmış olması nedeni ile bu bölümde söz konusu çalışmalar ve edinilen bulgular özetlenecektir.

Yapıların deprem etkilerine karşı tasarımında tasarlanan binalarda şiddetli yer hareketi altında sınırlı yapısal hasar oluşması, ancak yapıların göçmemesi hedeflenmektedir. Bu amaçla sismik tasarım yönetmeliklerinde genellikle süneklik düzeyi yüksek taşıyıcı sistem, malzeme ve detayların kullanılması teşvik edilmektedir. Süneklik ise yapıların veya kesitlerin taşıma kapasitelerinde önemli bir azalma olmadan plastik şekildeğiştirme yapabilme kabiliyeti olarak tanımlanmaktadır. Süneklik düzeyi yüksek sistemler genellikle, yüksek elastik ötesi deformasyon kabiliyetleri nedeni ile süneklik düzeyi daha düşük sistemlere nazaran daha düşük yatay etkiler altında boyutlandırılmaktadır.

1994 yılında yaşanan Northridge depremi öncesinde kaynaklı kolon-kiriş birleşimine sahip çelik moment çerçevelerinin yönetmeliklerde tanımlanan en sünek taşıyıcı sistem olduğu kanaati hakimdi. Ancak yaşanan Northridge depremi sonrası yapılan gözlemler ve çelik kolon-kiriş birleşimlerinde gözlenen gevrek hasarlar bu algının değişmesine ve gözlemlenen sorunların anlaşılmasına yönelik daha detaylı araştırmaların yapılmasına neden olmuştur.

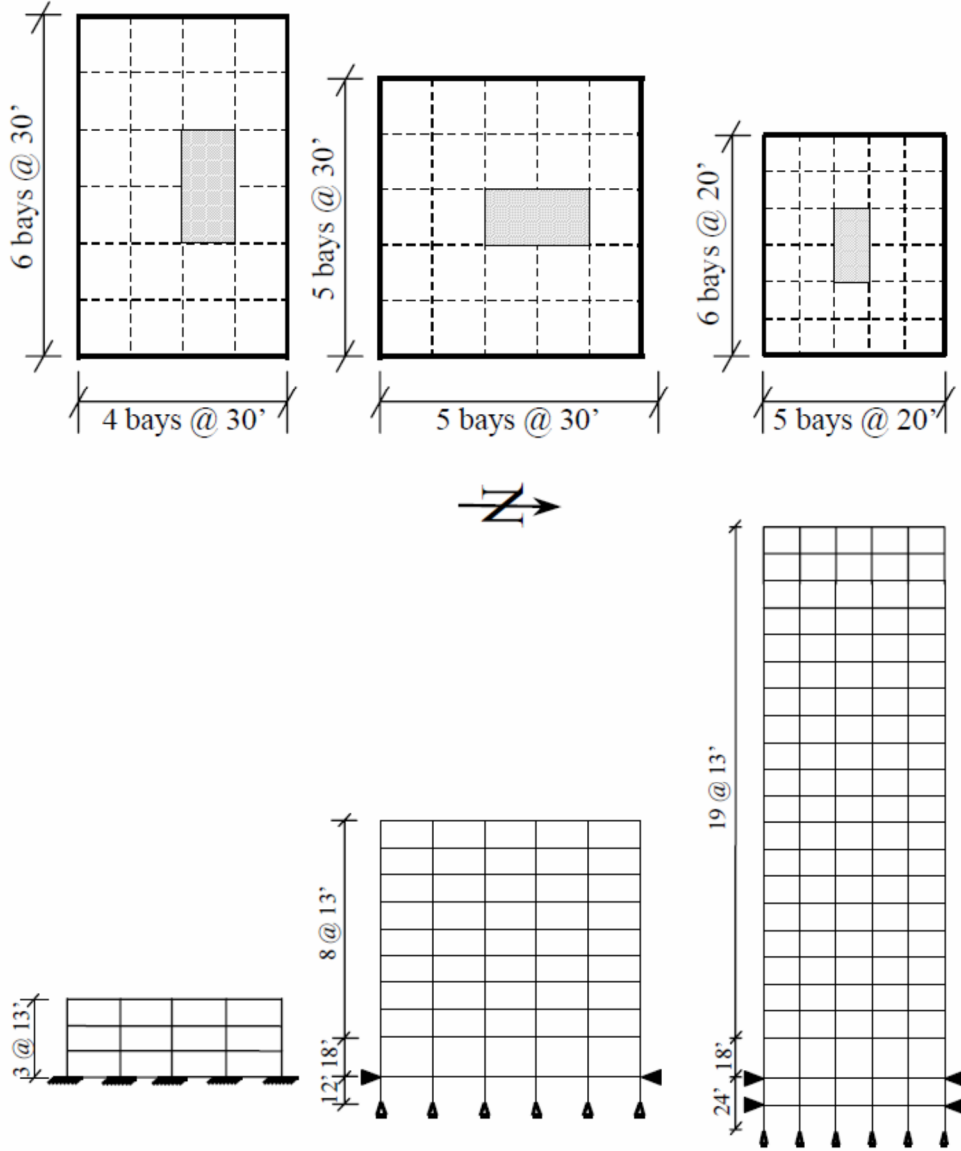
Oluşan hasarların nedenlerinin anlaşılması amacı ile SEAOC, ATC ve CUREE ortaklığında SAC girişimi oluşturulmuş ve FEMA finansmanı ile mevcut yapılardaki hasarların tespit edilmesi ve çelik yapılar için tasarım kriterlerinin güncelleştirilmesi görevi ile çalışmaya başlamıştır.

Yürütülen çalışmalar kapsamında birçok sonlu eleman analizi yürütülmüş ve çeşitli konfigürasyonda yaklaşık 120 adet birleşim gerçek boyutlarında test edilmiştir.

Ayrıca, Northridge öncesi ve sonrası yerel yönetmelik şartları gözetilerek Los Angeles, Seattle ve Boston'da seçilen tasarım ofislerine 3, 9 ve 20 katlı çelik çerçevelerden oluşan yapılar tasarlatılmıştır. Northridge öncesi ve sonrası

tasarımların performanslarının karşılaştırılabilmesi amacı ile birçok analiz yapılmış ve sonuçlar maksimum göreceli kat ötelemeleri, akma sonrası rijitlik, süneklik, elastik taşıma kapasiteleri vb. gibi veriler kullanılarak kıyaslanmıştır.

Söz konusu yapıların tipik plan yerleşimleri ve kesitleri Şekil 1.2’de verilmektedir.



Şekil 1.2 : SAC Çalışmaları Kapsamında Tasarlanan Yapıların Plan ve Kesitleri

Aynı kat adedine sahip yapıların tümünde yapılacak kıyaslanmanın daha anlaşılabilir olması amacıyla plan ölçüleri, kat yükseklikleri ve yüklemeler aynı tutulmuş olup, moment aktaran çerçevelerin yerleşimi, adedi, kolon ve kiriş kesitleri ise değişiklik göstermektedir.

1.1.1 Northridge depremi öncesi tasarımlar

Karşılaştırılan yapı tasarımlarında Northridge öncesi olarak adlandırılan yapı tasarımları FEMA 267 öncesinde yürürlükte olan UBC 94 ve BOCA yönetmeliklerine göre tasarlanmıştır. Çerçeve birleşimlerinde ise Northridge depremi öncesi kullanılan standart kaynaklı birleşim detayı kullanılmıştır.

1.1.2 Northridge depremi sonrası tasarımlar

Northridge sonrası tasarımlarda ise ilave olarak FEMA 267 kriterleri de gözetilerek binalar tasarlanmış olup Northridge öncesi tasarımlara göre en belirgin farklılık, kesit değişiklikleri hariç olmak üzere, kirişlerde olası plastik mafsallı noktasını kolon-kiriş birleşiminden uzaklaştırmak amacı ile ilave edilen plakalar olmuştur.

Tasarlanan yapılar göz önünde bulundurularak DRAIN-2X yazılımı kullanılarak üretilen analitik modeller üzerinde itme ve zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler yürütülmüş, modelleme kabulleri, Northridge öncesive sonrası tasarımlar kıyaslanmıştır. FEMA 267 kriterleri de gözetilerek yapılan tasarımlar (Northridge sonrası) incelendiğinde, Los Angeles ve Seattle yapıları için üç ve dokuz katlı yapıların yanal yük taşıyıcı sistemini oluşturan kolonların aynı kaldığı, kiriş kesitlerinde ise değişiklik yapıldığı gözlemlenmiştir. Yirmi katlı yapılar için ise hem kolon hem kiriş kesitlerinde değişiklik gözlemlenmiştir. Los Angeles ve Seattle yapılarına oranla daha uzun periyoda sahip olan Boston yapısı için ise FEMA 267 kriterleri gözetilerek tasarlanan tüm yapılarda kolon ve kiriş kesitlerinin değiştiği görülmektedir. Ancak tüm yapılar için en önemli farklılık genellikle birleşim detaylarında görülmektedir.

FEMA 355 raporunda verilen grafiklerden görülebileceği üzere tasarlanan üç katlı yapılar arasında en belirgin fark, plastikleşme sonrası rijitlik olarak öne çıkmakta iken dokuz ve yirmi katlı yapılarda akma dayanımı ve akma sonrası rijitlikler de değişmekte, Northridge sonrası belirlenen kıstaslara göre tasarlanan yapılar daha sünek davranış göstermektedir.

1.2 Sismik Sönümleyiciler

Geleneksel yapılar deprem enerjilerini taşıyıcı kesitlerde oluşan akma ve yapısal olmayan elemanlar ile aralarındaki sürtünme yolu ile sönümlemektedirler. Örnek olarak çelik çerçevelerden oluşan bir yapıda, deprem enerjisinin önemli bir bölümü kolon ve kirişlerde oluşan mafsallarda sönümlenmektedir.

Sismik sönümleyiciler ile toplam deprem enerjisinin önemli bir bölümü sönümlenebilmekte ve dolayısı ile yapının taşıyıcı elemanları ile sönümlemesi beklenen enerji miktarı önemli mertebede azaltılabilmektedir.

Her ne kadar ülkemizde sismik sönümleyiciler ile uygulamalar henüz yaygınlaşmamış ve yönetmeliklerimizde tasarımları ile ilgili sınırlar çizilmemiş olsa dahi, sismik sönümleyiciler özellikle Amerika ve Japonya'da uzun yıllardır kullanılmaktadır.

Sismik sönümleyiciler aktif ve pasif sönümleyiciler olarak gruplandırılabilmeyle beraber, bu iki sistemin bir birleşimi şekilde teşkil edilen özel sistemler de bulunmaktadır (Kelly, 2001). Bu sistemler ise kendi içinde deplasman ve hız bağımlı sönümleyiciler gibi gruplara ayrılmaktadır. Pasif sistemlerde oluşan etkiye göre sistemin talebini düzenlemek mümkün olmazken, aktif sistemlerde kullanılan sensörler ile sönümleyicilerin tepkisini düzenleyebilmek mümkün olabilmektedir.

Bu bölümde seçilen çelik yapı sisteminin güçlendirilmesinde viskoz sönümleyicilerin kullanılacak olması nedeni ile yaygın pasif kontrol sistemleri ile ilgili özet bilgi verilecektir.

1.2.1 Deplasman bağımlı sönümleyiciler

Deplasman bağımlı sönümleyiciler genellikle eğilme, eksenel yük veya kesme kuvveti tesirleri altında akmaya ulaşan çelik veya kurşun malzeme ile enerji sönümleyen sistemler olarak teşkil edilir. Sönümleyicilerin yapı üzerindeki yerleşimi deprem ile tetiklenen göreceli yanal ötelenmeler ile çelik malzemenin enerji sönümlemesini sağlayacak şekilde seçilir.

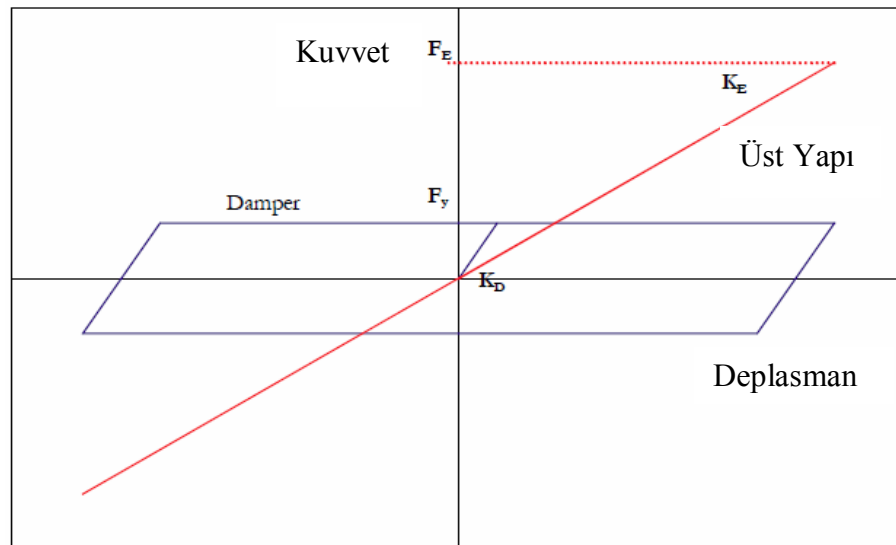
Bu tip sönümleyicilerde yapıya ayrıca bir rijitlik kazandırılması da söz konusu olduğundan tasarımda dikkat edilmesi gereken husus, söz konusu aygıt ile sönümlenecek enerjinin yapıya ilave edilecek rijitlik ve/veya dayanıma kıyasla daha

baskın olmasıdır. Şekil 1.3’de tipik bir deplasman bağımlı sönümleyici gösterilmektedir.



Şekil 1.3 : Deplasman Bağımlı Sönümleyici

Bu tip sönümleyicilerakma kuvveti (F_y) ve elastik rijitlik (K_D) özellikleri ile tanımlanabilmektedir. Sönümleyicinin performansı yukarıda verilen parametrelere ve üst yapının elastik rijitliğine (K_E) göre değişmektedir. Deplasman bağımlı sönümleyicilerin tipik kuvvet-deplasman grafiği Şekil 1.4’de verilmektedir.



Şekil 1.4 : Deplasman Bağımlı Sönümleyiciler için Tipik Kuvvet-Deplasman Grafiği

1.2.2 Hız bağımlı sönümleyiciler

Hız bağımlı sönümleyiciler, göreceli deplasman farkı yerine göreceli hız farkı ile orantılı bir kuvvet ile karşılık veren aygıtlardır. Birçok viskoz sönümleyicide araç amortisörlerinde olduğu gibi akışkanlar kullanılmaktadır (Düzel, 2010). Bu tip aygıtlar uygulanan kuvvetin hızı yavaş olduğu takdirde çok az bir direnç göstermekte, ancak hız arttıkça gösterdikleri dirençte artmaktadır. Tipik bir hız bağımlı sönümleyici Şekil 1.5’de gösterilmektedir.



Şekil 1.5 : Viskoz Sönümleyici

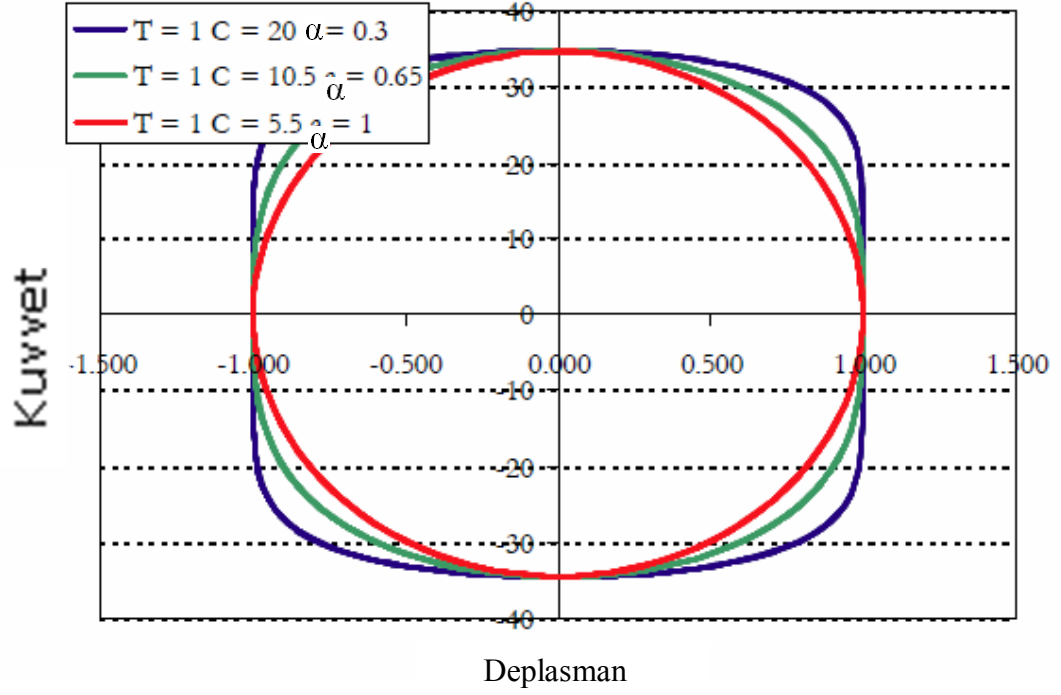
Viskoz sönümleyiciler Denklem 1.1’de verilen bağıntı ile karakterize edilebilmektedir (Lee ve Taylor, 2001).

$$F_D = CV^\alpha \quad (1.1)$$

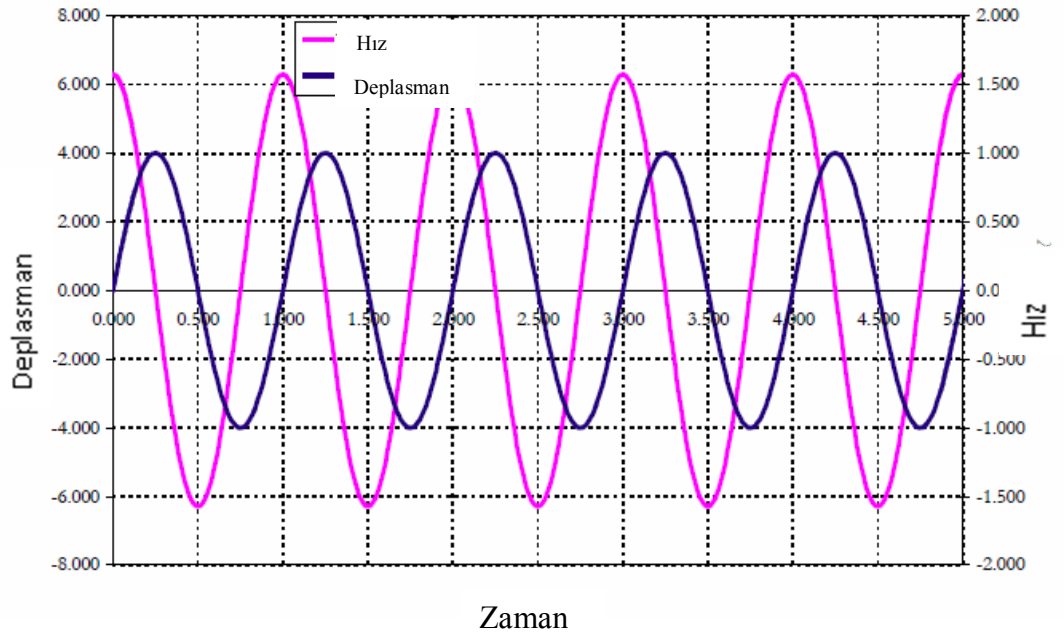
Pratikte α katsayısının 0.3 ile 1 arasında seçilebileceği belirtilmektedir. α katsayısının 1 olarak düzenlendiği sönümleyiciler doğrusal, diğerleri ise doğrusal olmayan sönümleyiciler olarak adlandırılmaktadır. Aynı sönüm katsayısına sahip hız bağımlı sönümleyiciler için α üstel sabiti azaldıkça sönümlenen enerji miktarı da düşmektedir. Şekil 1.6’da eşit enerji sönümleme kapasitesine sahip hız bağımlı sönümleyiciler için sönüm katsayısı ve üstel sabit parametrelerinin değişimi verilmektedir.

Viskoz sönümleyicilerin en önemli avantajları, düşük hızlarda çok az direnç göstermeleri nedeni ile yapılarda herhangi bir rijitlik artışına neden olmamaları ve

doğrusal damperler için Şekil 1.7’da görülebileceği üzere atalet kuvvetlerinin maksimum olduğu an ile (maksimum deplasman anı), sönümleyicinin tepki kuvvetlerinin maksimum olduğu anın (maksimum hız anı) farklı olması olarak gösterilmektedir (Miyamoto ve diğ., 2008).

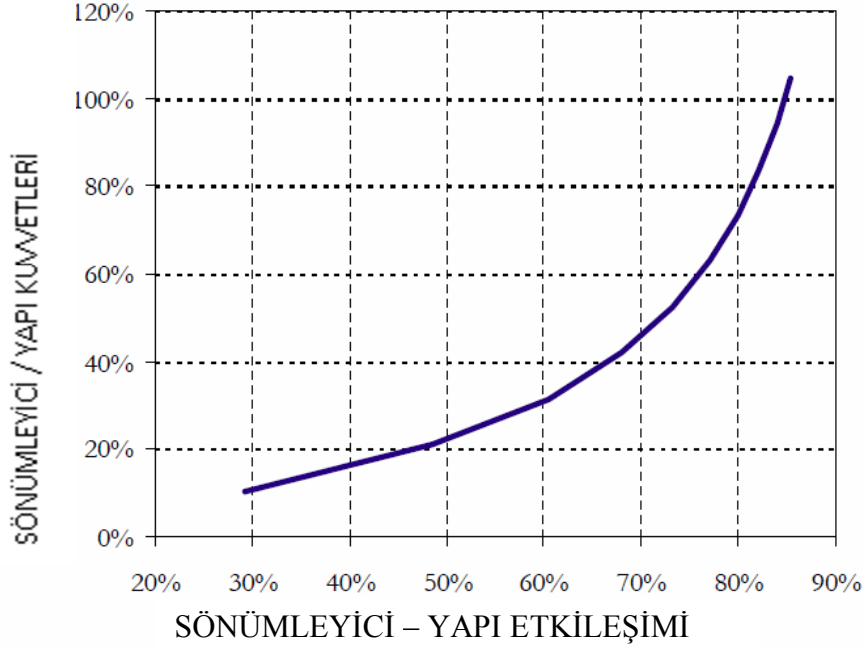


Şekil 1.6 : Eşit Enerji Sönümleme Kapasitesine Sahip Sönümleyiciler için C ve α Parametrelerinin Değişimi



Şekil 1.7 : Deplasman ve Hız Fazları

Doğrusal sönümleyiciler için maksimum sönümleyici ve maksimum atalet kuvvetlerinin ters fazlı olarak gerçekleşmesine karşın, doğrusal olmayan sönümleyicilerde ve hız sabitinin göreceli olarak yüksek seçildiği durumlarda, bu iki kuvvetin maksimum noktalarını fazları birbirleri yaklaşmakta ve yapı atalet kuvvetleri ile sönümleyici kuvvetleri arasındaki etkileşim artmaktadır (Kelly, 2001). Bu ilişki ise Şekil 1.8’de gösterilmektedir.



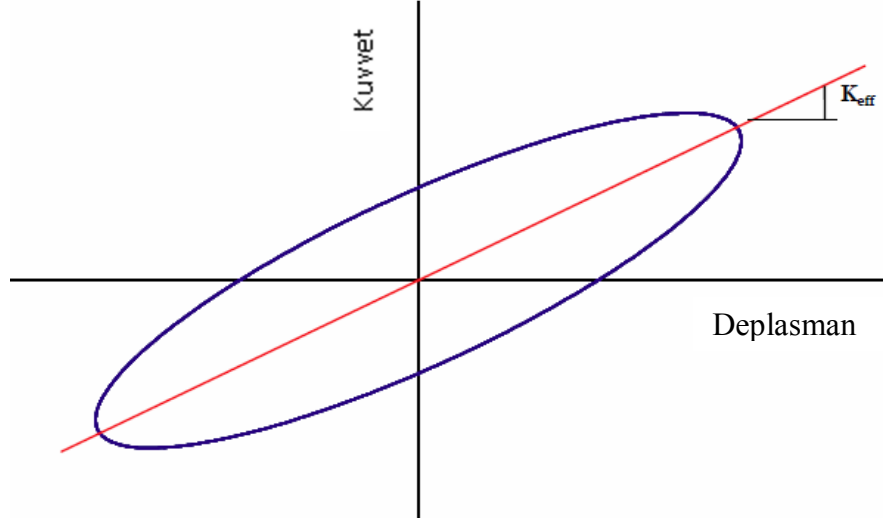
Şekil 1.8 : Sönümlenen Enerji ve Yapı ile Sönümleyici Arasındaki Etkileşimin Değişimi

1.2.3 Viskoelastik sönümleyiciler

Viskoelastik sönümleyiciler hız ve deplasman bağımlı sönümleyicilerin ikisinin de özelliklerini barındırmaktadırlar. Bir viskoelastik sönümleyicilerin tepki kuvvetleri hız ve deplasmanın fonksiyonu olarak verilmektedir.

$$F_D = K_{eff}\Delta + C\dot{v} \quad (1.2)$$

Viskoelastik sönümleyicilerin tipik kuvvet-deplasman grafiği Şekil 1.9’da verilmektedir.



Şekil 1.9 : Viskoelastik Sönümleyiciler için Tipik Kuvvet-Deplasman Grafiği

Çelik plakalar arasına yapıştırılan bir polimer tabaka ile teşkil edilen sönümleyiciler bu tür sönümleyicilerin en yaygın örneklerindendir.

Hız bağımlı sönümleyiciler aksine, viskoelastik sönümleyicilerde sönüm ile hız arasındaki bağıntı her zaman doğrusal ($\alpha=1$) olmaktadır.

1.2.4 Sürtünme tipi sönümleyiciler

Bu tip sönümleyicilerde deprem enerjisi sürtünme yolu ile sönümlenmektedir. Sürtünme yüzeyi malzemesi ve konfigürasyonları itibariyle birçok değişik çeşidi bulunmaktadır.

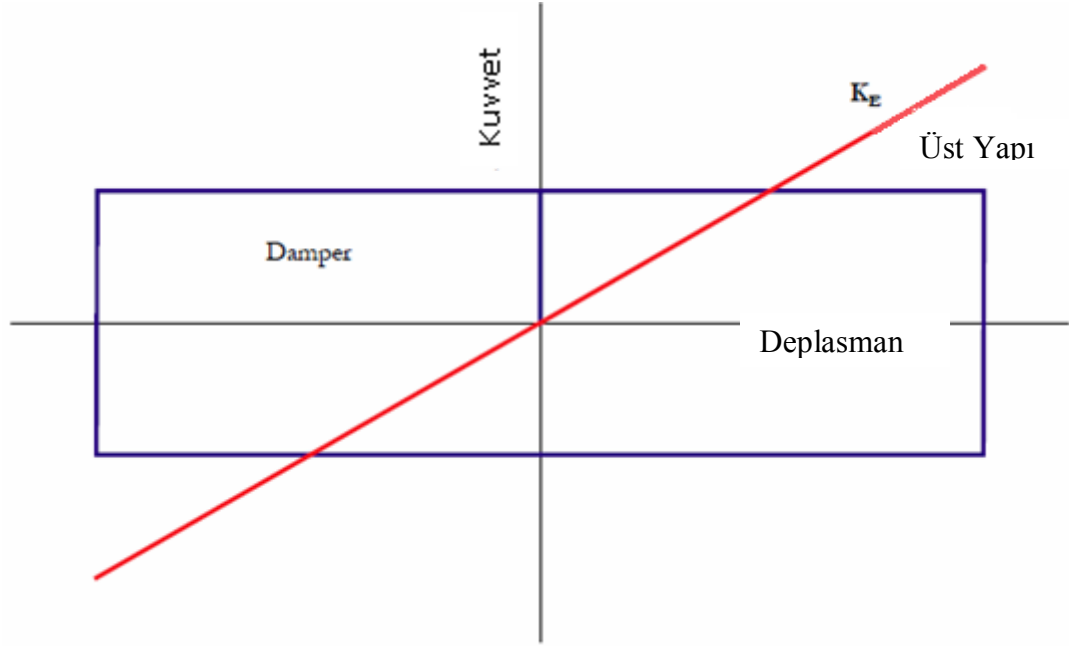
Deplasman bağımlı sönümleyicilerde olduğu şekilde, çoğu zaman yapısal çaprazların bir parçası olarak veya dikey olarak alttan betonarme bir kesite (ör: betonarme perde) üstte ise kat döşemesine bağlı olacak şekilde teşkil edilebilirler.

Sürtünme tipi sönümleyicilerin tipik kuvvet-deplasman grafiği Şekil 1.10'da verilmektedir.

1.2.5 Ayarlanmış kütle sönümleyicileri

Ayarlı kütle sönümleyicileri (TMD) yapısal titreşimleri azaltmak ve sönümlemek için yapılarda uygulanan, kütle, yay sabiti ve sönüm katsayıları ile ifade edilebilen aygıtlardır. Sönümleyicinin salınım frekansı yapıda sönümlenmesi istenen frekansa

göre düzenlenir. Böylece yapı titreşimine başladığı zaman, TMD yapı ile ters fazlı olan titreşiminin oluşturduğu atalet kuvvetleri ile enerji sönmölenir.



Şekil 1.10 : Sürtünme Tipi Sönümleyiciler için Tipik Kuvvet-Deplasman Grafiğı

2. PERFORMANS KAVRAMI

Yapılarda performans kavramı ülkemizde Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik 2007 (DBYBHY 2007) ile birlikte kullanılmaya başlanmış olup halen daha çok mevcut yapıların güvenliğinin belirlenmesi için kullanılmaktadır. Ancak yeni yapılarda kullanımı da belirlenen farklı performans hedefleri ile artmaktadır.

Şiddetli bir deprem anında yapıların elastik ötesi davranış göstermesi ve kesitlerinde plastik mafsalları oluşumları beklenmektedir. Kesitlerde plastik mafsalları oluşumu, betonarme yapılar için betonda ve/veya çelikte elastik sınır ötesinde deformasyon ile gerçekleşmektedir. Elastik sınırın ötesindeki deformasyonlar ise kesitlerde ve dolayısı ile yapının kendisinde hasar oluşumuna işaret etmektedir. Kesit bazında oluşan hasarın mertebesine göre kesitlerin performans seviyesi, kesitlerin performans seviyelerinin yapı üzerindeki dağılımına göre ise yapının performans seviyesi belirlenmektedir. Dolayısıyla yapı performansı, belirli bir deprem etkisi altında yapıda oluşması beklenen hasarın ölçüsü olarak tanımlanabilir.

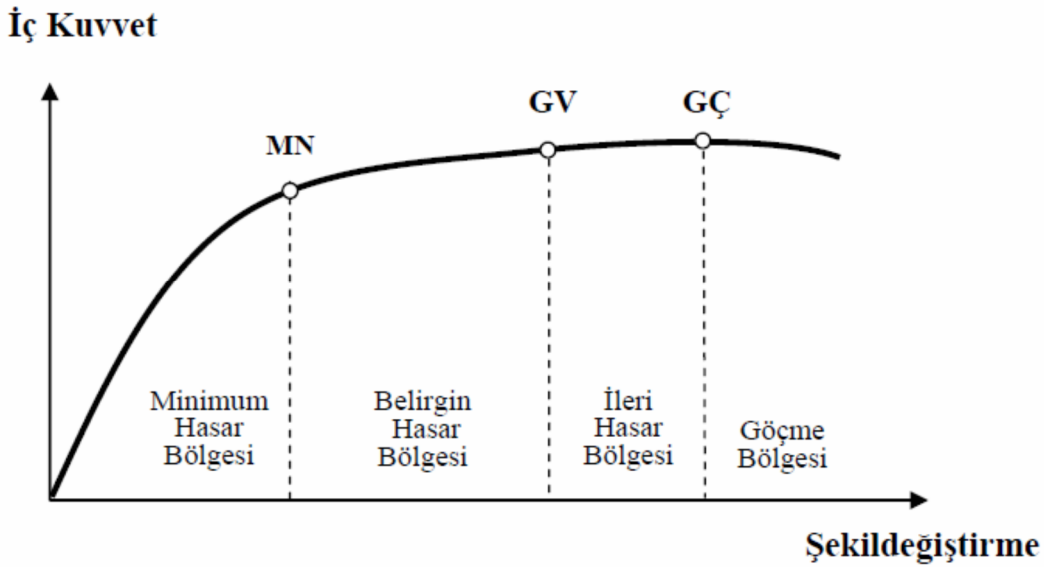
DBYBHY 2007’da yapı elemanları ve taşıyıcı sistem performans seviyeleri betonarme elemanlar için tanımlanmış olup, çelik taşıyıcı sisteme sahip yapılar için bir performans tanımı bulunmamaktadır. Bu çalışmada incelenecek olan yapının çelik taşıyıcı sisteme sahip olması nedeni ile ASCE 41-06 ve FEMA 356 yönetmeliği göz önünde bulundurularak değerlendirme yapılacaktır.

FEMA 356 yönetmeliğinde verilen performans tanımları hem betonarme hem çelik taşıyıcı sistemleri kapsamakta olup, bu bölümde DBYBHY 2007 ve FEMA 356 yönetmeliğinde verilen performans tanımları ve farklılıklar özetlenecektir.

2.1 DBYBHY 2007

2.1.1 Kesit hasar seviyeleri

DBYBHY 2007’de betonarme yapılar için kesit hasarları, beklenen davranışın sünek (eğilme) veya gevrek (kesme, eksenel yük, burulma vb.) olmasına göre ayrılmaktadır. DBYBHY 2007’de sünek kesitler için verilen iç kuvvet-şekildeğiştirme grafiği ise Şekil 2.1’de gösterilmektedir.



Şekil 2.1 : Kesitler için Hasar Tanımları ve Limitleri

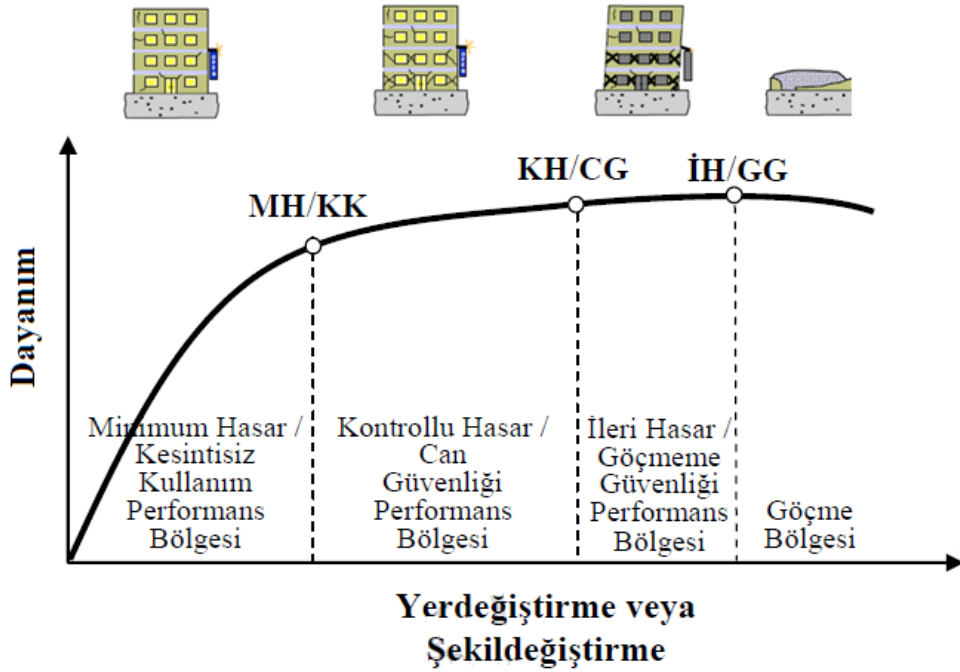
Şekil 2.1’den görülebileceği üzere kesitte plastik deformasyonun başlangıcı Minimum Hasar Sınırı (MN) olarak, kesitte güç tükenmesinin görülmeye başladığı sınır ise Göçme Sınırı (GÇ) olarak tanımlanmaktadır. Güvenlik Sınırı (GV) ise kesitin dayanımını güvenli olarak koruyabileceği elastik ötesi şekildeğiştirmenin sınırı olarak bu iki bölgenin arasında yer almaktadır. DBYBHY 2007’de ayrıca düşey taşıyıcıların performans seviyelerinin belirlenmesinde göreceli kat ötelemeleri için sınırlar da verilmektedir.

DBYBHY 2007’de betonarme kesitlerin hasar seviyelerinin belirlenmesinde beton ve donatıda birim uzama ve kısaltmalara göre değerlendirme yapılmakta olup, çelik kesitler için bir performans tanımı yapılmamıştır.

2.1.2 Yapı performans seviyeleri

Bir yapıdaki kabul edilebilir hasar limiti, deprem şiddeti ve beklenen performans düzeyi ile tanımlanır. Normal sınıf bir yapı için DBYBHY 2007’de verilen performans hedeflerine göre hafif depremler için sınırlı hasar oluşumu hedeflenirken, şiddetli yer sarsıntıları için kontrollü hasar (Can Güvenliği) hedeflenmektedir.

Yapıda beklenen elastik ötesi davranış ile performans seviyelerini ilişkilendirildiği dayanım-yerdeğiştirme grafiği Şekil 2.2’de verilmektedir.



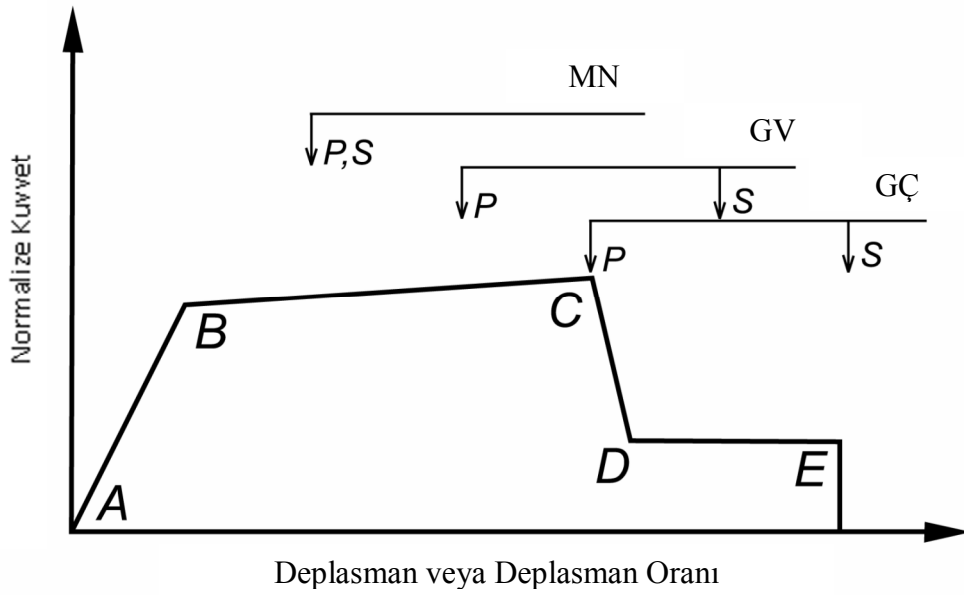
Şekil 2.2 : Yapı Performans Seviyeleri

Kesitlerdeki hasar sınırlarına benzer şekilde elastik ötesi davranışın başlangıcı Kesintisiz Kullanım (Hemen Kullanım) Performans Bölgesi sınırını, yapının dayanımını kaybetmeye başladığı yerdeğiştirme sınırı Göçmeme Güvenliği (Göçme Öncesi) Performans Bölgesi sınırı olarak tanımlanmaktadır. Yapının dayanımını koruyabildiği elastik ötesi yerdeğiştirme sınırı ise Kontrollü Hasar (Can Güvenliği) sınırı olarak tanımlanmaktadır.

2.2 FEMA 356

2.2.1 Kesit hasar seviyeleri

FEMA 356’da da kesit hasarları DBYBHY 2007’de olduğu şekilde sünek ve gevrek hasar tipleri olarak ayrılmaktadır. Kesit performans seviyeleri için yapılan tanımlar ise iki yönetmelikte de büyük oranda benzerlik göstermektedir. Ancak betonarme ve elik kesitler için hasar limitleri FEMA 356’da plastik dönme oranına göre verilmektedir.



Şekil 2.3 : Kesit Performans Seviyeleri (FEMA 356)

Yeni yapı tasarımında DBYBHY 2007’ye benzer şekilde görelî kat ötelemeleri için bir sınır tanımlanmış olsa da, mevcut yapıların değeriendirilmesinde görelî kat ötelemeleri ile ilgili verilen değerielerin önerî niteliğı taşıdığı, yapı performans seviyesinin belirlenmesinde bir kriter olarak değeriendirilmemesi gerektiğı belirtilmektedir.

2.2.2 Yapı performans seviyeleri

FEMA 356’da yapı performans seviyeleri tek başına yapısal sistemin performansı ile tanımlanmamakta olup yapısal olmayan elemanlar (nonstructural elements) için de bir performans tanımlaması yapılmaktadır. Yapı sisteminin performans seviyesi tanımlarında DBYBHY 2007’de verilen tanımlara ilave olarak “Hemen Kullanım Performans Seviyesi” ile “Can Güvenliğı Performans Seviyesi” arasında tanımlanan

“Sınırlı Hasar Performans Seviyesi” ve “Can Güvenliği Performans Seviyesi” ile “Göçmenin Önlenmesi Performans Seviyesi” arasında tanımlanan “Sınırlı Güvenlik Performans Seviyesi” tanımları bulunmaktadır.

Yapısal olmayan elemanlar için yapılan performans tanımlarında da yapı performansı tanımlarına benzer şekilde altı seviyeli bir performans sınıflaması yapılmış olup, yapıların genel performansı verilen bu iki kritere (yapısal ve yapısal olmayan) göre tanımlanmaktadır. Her iki yönetmelik için de performans seviyesi tanımları Çizelge 2.1’de verilmektedir.

Çizelge 2.1 : FEMA 356 ve DBYBHY 2007 Performans Seviyesi Tanımları.

FEMA 356	DBYBHY 2007
Hemen Kullanım	Hemen Kullanım
Sınırlı Hasar	-
Can Güvenliği	Can Güvenliği
Sınırlı Güvenlik	-
Göçme Öncesi	Göçme Öncesi
Değerlendirme Dışı	-

DBYBHY 2007’den farklı olarak FEMA 356’da yapısal olmayan elemanların performansının değerlendirildiği, ancak yapı sisteminin performansının değerlendirilmediği durumlar için “Değerlendirme Dışı” tanımı yapılmıştır.

2.3 Yapısal Olmayan Elemanların Performans Seviyeleri

FEMA 356’da yapısal olmayan elemanlar için performans seviyesi limitlerinden daha çok tanımları üzerinde durulmuştur. Yapısal olmayan elemanlar ile ilgili değerlendirme ve rehabilitasyon yöntemlerinden FEMA-74 yönetmeliğinde daha kapsamlı olarak bahsedilmektedir.

Genel olarak yapısal elemanlarda oluşabilecek olası hasarlar “Maddi Kayıp”, “Can Kaybı veya Yaralanma”, “İşlev Kaybı (İşletme Faaliyetlerinin Durması)” risk gruplarına göre sınıflandırılmakta ve hedeflenen performans seviyesine göre alınması gereken önlemler ile ilgili bilgiler verilmektedir.

DBYBHY 2007 yönetmeliğinde yapısal olmayan elemanlar için kullanılması önerilen deprem yükleri ile ilgili bir tanım bulunmakta olup, performans seviyeleri ile ilgili bir sınırlama veya bir tanım ise yapılmamıştır.

Yapısal olmayan elemanlar ve bağlantıları yapının ilgili katındaki ivme (ör: hassas makinalar) ve/veya görelî deplasmandan (ör: cephe elemanları, duvarlar) etkilenmektedirler. Geleneksel güçlendirme yöntemleri ile bir yapının deplasmanlarını kontrol etmek mümkün olsa da genellikle kat ivmelerini belirli bir değerin altına düşürmek mümkün olmamaktadır.

2.4 Yapı Performans Seviyesi Tanımları

Bu bölümde yapı sistemleri için tanımlanan performans seviyeleri tanımları açıklanacaktır. FEMA 356 ve DBYBHY 2007’de verilen tanımların daha kolay karşılaştırılabilmesi açısından, iki yönetmelikte de ortak olarak bulunan performans seviyeleri ile ilgili tanımlar özetlenecektir.

FEMA 356 ile DBYBHY 2007’de verilen taşıyıcı sistem performans seviyesi tanımları arasındaki en belirgin farkın DBYBHY 2007’de verilen tanımların genellikle sayısal olması (kesitlerde hasar dağılımına göre performans seviyesi sınırlarının verilmesi), FEMA’da ise daha çok performans seviyesi tanımlarının tasvir edilmesi (yapının beklenen durumunun sözel olarak anlatılması) olduğu söylenebilir.

FEMA 356’da bir yapı için hedeflenen performans seviyesi kriterlerini sağladığının kabul edilebilmesi için, tüm yapı elemanlarının hedeflenen performans seviyesi kriterlerini sağlaması koşulu aranırken, DBYBHY 2007’de bazı durumlarda kesit hasarlarının kısmi olarak bir alt performans seviyesinde bulunmasına izin verilmektedir.

Yapıların performans seviyeleri için tanımlar (yapının beklenen hasar durumu, tamir edilebilirliği vb.) FEMA 356’da verildiği şekilde DBYBHY 2007’de verilmemiş olsa da, 2007 Kıyı ve Liman Yapıları Yönetmeliği’nde tariflenmektedir.

2.4.1 Hemen kullanım performans seviyesi

FEMA 356’da “Hemen Kullanım Performans Seviyesi” deprem sonrasında yapının kullanımının güvenli olduğu, deprem öncesi dayanımının ve rijitliğinin tamamına yakınının korunduğu ve yönetmelikte hedeflenen performans seviyesi göz önünde bulundurularak kesit hasarları için verilen kriterlerin sağlandığı durumu işaret etmektedir.

DBYBHY 2007’de ise “Hemen Kullanım Performans Seviyesi” tanımı yapısal elemanlarda oluşan hasarın dağılımına göre aşağıdaki şekilde yapılmıştır.

- Herhangi bir katta, uygulanan her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap sonucunda kirişlerin en fazla %10’ u Belirgin Hasar Bölgesi’ ne geçebilir, ancak diğer taşıyıcı elemanların tümü Minimum Hasar Bölgesi’ ndedir. Eğer varsa, gevrek olarak hasar gören elemanların güçlendirilmeleri kaydı ile, bu durumdaki binaların Hemen Kullanım Performans Düzeyi’ nde olduğu kabul edilir.

2.4.2 Can güvenliği performans seviyesi

FEMA 356’da “Can Güvenliği Performans Seviyesi” deprem sonrasında yapısal elemanlarda hasar oluşumunun görüldüğü, ancak kısmi veya toptan göçme durumuna karşı yapının halen toleransının bulunduğu durumu işaret etmektedir.

DBYBHY 2007’ye göre bir yapının Can Güvenliği performans seviyesinde bulunabilmesi için aşağıda verilen koşulları sağlaması gerekmektedir.

- Herhangi bir katta, uygulanan her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap sonucunda, ikincil (yatay yük taşıyıcı sisteminde yer almayan) kirişler hariç olmak üzere, kirişlerin en fazla %30’u ve kolonların aşağıda verilen maddede tanımlanan kadarı İleri Hasar Bölgesi’ne geçebilir.
- İleri Hasar Bölgesi’ndeki kolonların, her bir katta kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetine toplam katkısı %20’nin altında olmalıdır. En üst katta İleri Hasar Bölgesi’ndeki kolonların kesme kuvvetleri toplamının, o kattaki tüm kolonların kesme kuvvetlerinin toplamına oranı en fazla %40 olabilir.

- İleri Hasar Bölgesi'ndeki kolonların, her bir katta kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetine toplam katkısı %20'nin altında olmalıdır. En üst katta İleri Hasar Bölgesi'ndeki kolonların kesme kuvvetleri toplamının, o kattaki tüm kolonların kesme kuvvetlerinin toplamına oranı en fazla %40 olabilir.

2.4.3 Göçme öncesi performans seviyesi

FEMA 356'da "Göçme Öncesi Performans Seviyesi" deprem sonrasında yapının düşey yükleri taşımaya devam edebildiği, ancak kısmi veya toptan göçmeye karşı yapının toleransının kalmadığı durumu işaret etmektedir.

DBYBHY 2007'de ise "Göçme Öncesi Performans Seviyesi" tanımı yapısal elemanlarda oluşan hasarın dağılımına göre aşağıdaki şekilde yapılmıştır.

- Herhangi bir katta, uygulanan her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap sonucunda, ikincil (yatay yük taşıyıcı sisteminde yer almayan) kirişler hariç olmak üzere, kirişlerin en fazla %20'si Göçme Bölgesi'ne geçebilir.
- Diğer taşıyıcı elemanların tümü, Minimum Hasar Bölgesi, Belirgin Hasar Bölgesi veya İleri Hasar Bölgesi'ndedir. Ancak, herhangi bir katta alt ve üst kesitlerinin ikisinde birden Minimum Hasar Sınırı aşılmış olan kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetlerinin, o kattaki tüm kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetine oranının %30'u aşmaması gerekir.

DBYBHY 2007'de ayrıca Göçmenin Önlenmesi Performans Seviyesi'ni sağlamayan yapılar için "Göçme Durumu" tanımı yapılmış, bu grupta bulunan yapıların kullanımının sakıncalı olduğu belirtilmiştir. FEMA-356'da ise Göçmenin Önlenmesi Performans Seviyesi'nden sonra herhangi bir performans tanımı yapılmamıştır.

2.5 Deprem Etkisi

Yapıların performansları göz önüne alınan deprem seviyesine göre belirlenmektedir. Hem DBYBHY 2007 hem FEMA yönetmeliklerinde benzer olarak verildiği üzere, yapılarda kullanım amaçları ve olası bir deprem durumunda insan hayatına karşı oluşturdukları risk seviyesine göre bir sınıflandırma yapılmaktadır. Yapılan bu sınıflandırmaya göre nispeten önemli yapılarda (deprem sonrası kullanımı gereken binalar, insanların uzun süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar vb.), aynı deprem

etkisi altında diğer yapılara göre daha yüksek performans seviyesi hedefleri koyulmaktadır. Bu durum DBYBHY 2007’de Çizelge 2.2 ile özetlenmektedir.

Çizelge 2.2 : DBYBHY 2007 Farklı Deprem Düzeylerinde Binalar için Öngörülen Minimum Performans Hedefleri.

<i>Binanın Türü ve Kullanım Amacı</i>	Deprem Aşılma Olasılığı		
	<i>50 yılda %50</i>	<i>50 yılda %10</i>	<i>50 yılda %2</i>
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	-

Çizelge 2.2’de HK “Hemen Kullanım”, CG “Can Güvenliği ve GÖ ise “Göçmenin Önlenmesi” performans seviyelerini işaret etmektedir. Verilen çizelgeden görülebileceği üzere, yapının deprem sırasında veya sonrasında insan hayatına karşı oluşturabileceği risk ölçüsünde hedeflenen performans seviyesi artmaktadır. Bu durum sadece mevcut yapıların değerlendirilmesinde geçerli olmayıp yapı tasarımına da DBYBHY 2007’de verilen “Bina Önem Katsayısı” ile yansıtılmıştır. Örnek olarak deprem sonrası kullanımı gereken bir yapı için (ör: hastaneler) deprem yükleri 1.5 kat arttırılmaktadır. Bu durumun hastane olarak kullanılan mevcut bir yapının değerlendirilmesinde tasarım depremi altında “Hemen Kullanım” performans seviyesini sağlaması gerekliliğine karşılık geldiği söylenebilir. FEMA 356 ve ASCE 7-10’da da yapı tasarımı ve mevcut yapıların değerlendirilmesinde benzer kriterler göz önünde bulundurularak farklı önem derecesindeki yapılar için farklı tasarım parametreleri ve performans hedefleri verilmektedir.

FEMA ve DBYBHY 2007’de deprem düzeyleri için verilen tanımlar benzer olup aşağıda özetlenmektedir.

Kullanım Depremi: 50 yılda aşılma olasılığı %50 (dönüş periyodu 72 yıl) olan deprem seviyesi olarak tanımlanır. Yapıların bu deprem seviyesinde “Hemen Kullanım” performans seviyesini sağlaması beklenir.

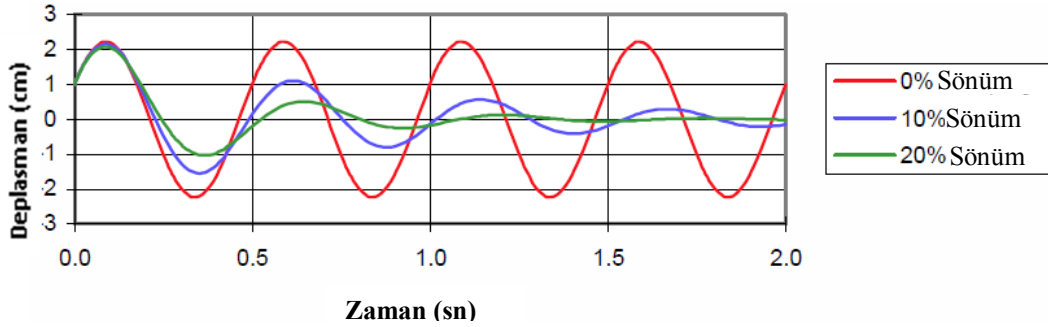
Tasarım Depremi: 50 yılda aşılma olasılığı %10 (dönüş periyodu 475 yıl) olan deprem olarak tanımlanır. Bu deprem seviyesinde konut tipi yapıların “Can Güvenliği”, hastane tipi yapıların ise “Hemen Kullanım” performans seviyesini sağlaması beklenir.

En Büyük Deprem: 50 yılda aşılma olasılığı %2 (dönüş periyodu 2475 yıl) olan deprem olarak tanımlanır. Bu deprem seviyesinde konut tipi yapıların “Göçme Öncesi”, hastane türü yapıların ise “Can Güvenliği” performans seviyesini sağlaması beklenir.

3. SÖNÜM

3.1 Tanım

Serbest titreşim halindeki bir sistemde herhangi bir dış kuvvet etkisi olmadan titreşim genliklerinin giderek azalması ve sonunda hareketin tamamen durması sönüm olarak tanımlanmaktadır. Yapılarda sönüm mikro çatlakların açılması ve kapanması, yapısal olmayan elemanlar (bölme duvarlar, mekanik ekipmanlar vb.) ile yapının kendisi arasındaki etkileşim, çelik yapılarda çelik birleşimlerdeki sürtünme gibi birçok nedenle ortaya çıkmaktadır. Sönüm oranının serbest titreşim altındaki bir sistemde etkileri Şekil 3.1’de görülmektedir.



Şekil 3.1 : Sönümlü ve Sönümsüz Serbest Titreşim

Yapılarda sönümün birçok kaynağının olması, sönümün yapı ölçüleri, taşıyıcı elemanların boyutları, malzeme özellikleri ile belirlemenin pratik olmaması nedeni ile pratikte yapı taşıyıcı sistemlerinde sönüm daha önce benzer nitelikte yapılarda yapılan ölçümler ile elde edilen değerler kullanılmaktadır.

Çizelge 3.1’de farklı yapısal sistemler için daha önce yapılan ölçümler neticesinde önerilen sönüm oranları verilmektedir (Newmark ve Hall, 1982).

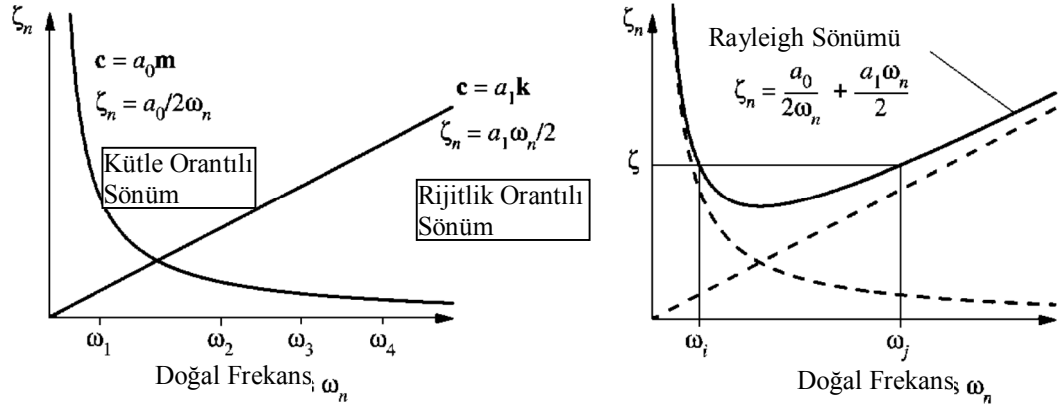
Çizelge 3.1 : Farklı Yapı Türleri ve Gerilme Seviyeleri için Önerilen Sönüm Oranları.

Gerilme Seviyesi	Yapı Türü ve Durumu	Sönüm Oranı (%)
Akma seviyesinin yarısından daha az	Kaynaklı Çelik, Ardgermeli betonarme, yoğun donatılı betonarme (çatlak oranı düşük)	2-3
	Çatlaklı betonarme	3-5
	Bulonlu ve/veya Perçinli çelik, Bulonlu veya Çivili Ahşap Yapılar	5-7
Akma seviyesinin hemen altında	Kaynaklı Çelik, Ardgermeli Betonarme (ardgerme kayıplarının düşük olması durumunda)	5-7
	Ardgermeli Betonarme (tüm ardgerme kuvvetlerinin kaybolması durumunda)	7-10
	Betonarme	7-10
	Bulonlu ve/veya Perçinli Çelik, bulonlu ahşap yapılar	10-15
	Çivili Ahşap Yapılar	15-20

Yapıların doğrusal olmayan analizinde önerilen başka yöntemlerde bulunsa da (Alipour ve Zareian, 2008), bu çalışmada sönümün analitik ifadesinde Rayleigh modeli kullanılmıştır.

3.2 Rayleigh Sönümü

Doğrusal olmayan analizlerde yapıların hareket denklemlerinin direkt olarak çözümlenmesi gerekliliği nedeni ile modal prosedürlerin kullanılması mümkün olmamaktadır. Sönüm matrisinin oluşturulmasında ise kütle veya rijitlik orantılı sönüm bağıntıları ile elde edilen değerlerde yapı sisteminin doğal frekanslarına göre sönüm oranlarının değişimi deney sonuçları ile tutarsızlık göstermektedir (Chopra, 2006). Kütle orantılı, rijitlik orantılı ve Rayleigh sönümleri Şekil 3.2’de gösterilmektedir.



Şekil 3.2 : Kütle Orantılı, Rijitlik Orantılı Sönüm ve Rayleigh Sönümü

Deney sonuçları ile tutarlı değerlerin elde edilebilmesi amacı ile kullanılan Rayleigh sönümü Denklem 3.1 ile ifade edilmektedir.

$$c = \eta m + \delta k \quad (3.1)$$

Rayleigh sönümü ile ifade edilen bir sistemin n'inci modundaki sönüm oranı ise Denklem 3.2 ile ifade edilmektedir.

$$\xi_n = \frac{\eta}{2} \frac{1}{\omega_n} + \frac{\delta}{2} \omega_n \quad (3.2)$$

α ve β katsayıları ise i. ve j. modları için Denklem 3.3 ile elde edilebilmektedir.

$$\frac{1}{2} \begin{bmatrix} 1/\omega_i & \omega_i \\ 1/\omega_j & \omega_j \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \eta \\ \delta \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \xi_i \\ \xi_j \end{Bmatrix} \quad (3.3)$$

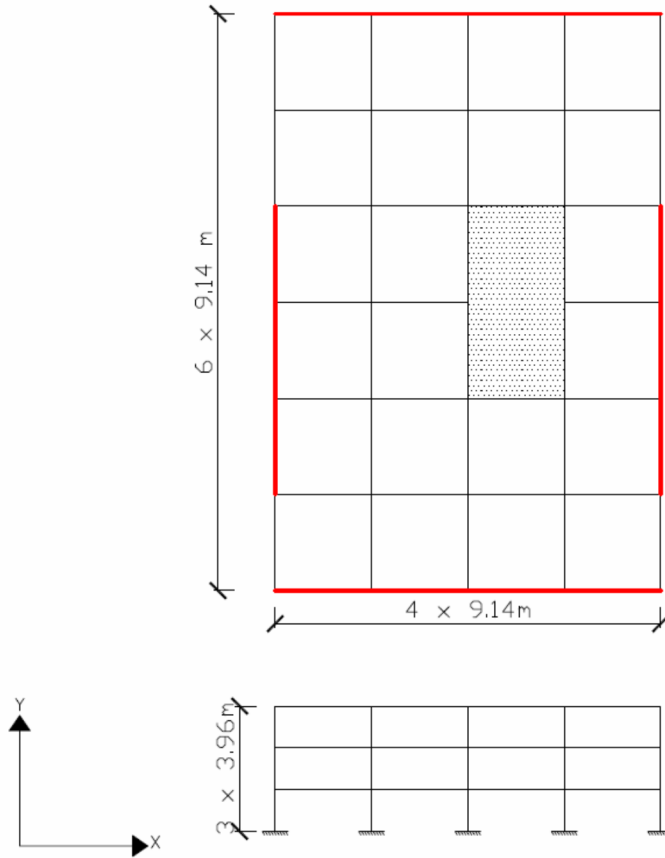
η ve δ katsayılarının belirli bir frekans aralığındaki modlar için tanımlanması nedeni ile, istenen sönüm oranına sahip olacak şekilde seçilen i ve j modları aralığının davranışa önemli ölçüde katılım gösteren tüm modlarda uygun sönüm oranları elde edecek şekilde seçilmesi gerekmektedir.

4. YAPININ TANIMI

Bu çalışmada SAC projesi kapsamında Northridge depremi öncesi standartlara (UBC 1994) göre tasarlanmış olan üç katlı Seattle yapısı incelenecektir.

4.1 Geometri

İnceleme konusu yapı, planda X doğrultusunda 4, Y doğrultusunda ise 6 adet yaklaşık 9.14 m (30 feet) açıklıklı çerçevelerden oluşmakta olup toplamda 3 katlıdır. Kat yükseklikleri ise 3.96 m (13 feet) olarak verilmektedir. Yapının plan ve görüşleri Şekil 4.1’de verilmekte olup, yapının yatay yük taşıyıcı sistemini oluşturan moment aktaran çerçeveler planda koyu renk ile gösterilmektedir.



Şekil 4.1 : SAC Seattle Yapısı Plan ve Kesit Görünüşleri

Yapının çatı katında bulunan ilave sundurma ise planda taralı olarak gösterilen akslarda yer almaktadır. Yapının yanıl yük taşıyıcı sistemi X doğrultusunda dört, Y doğrultusunda ise üç açıklıklı moment aktaran çerçevelerden oluşmakta olup yapının diğer kolon ve kirişleri sadece düşey yükleri karşılamaktadır. Zemin katta çerçeve kolonları temele ankastre bağlanmış olup düşey yük taşıyan kolonlarının temel bağlantıları analiz modelinde mafsallı olarak göz önüne alınmıştır. Çerçeve kolonlarının kuvvetli eksenleri X yönü çerçeveleri için X doğrultusunda, Y yönü çerçeveleri için Y doğrultusunda teşkil edilmiştir. Yapının çerçeve kolonları iç akslarda W14x176, dış akslarda ise W14x159 kesitli çelik profillerden teşkil edilmiş olup kolon kiriş birleşimlerinde iç aks kolonlarında çatı katı hariç gövde takviye plakaları kullanılmıştır. Çerçeve kirişleri ise 1. katta W24x76, 2. katta W24x84 ve çatı katında W18x40 kesitli kirişler ile teşkil edilmiştir.

Yapının yatay yük taşımayan mafsallı bağlantılı elemanlarında ise kolonlar için W10x77 ve W10x60, kirişleri ise W16x26 ve W14x22 kesitli çelik profiller kullanılmış olup yapı kolon ve kiriş kesitleri Çizelge 4.1 ve Çizelge 4.2’de özetlenmektedir.

Çizelge 4.1 : Moment Aktaran Çerçeveler Kolon ve Kiriş Kesitleri.

Kat	Kolonlar				Kirişler
	Kenar Akslar	İç Akslar	Kolonlar için Gövde Takviye Plakası Kalınlığı (cm)		
			Kenar Akslar	İç Akslar	
1	W14x159	W14x176	-	0.635 cm	W24x76
2	W14x159	W14x176	-	1.43 cm	W24x84
3	W14x159	W14x176	-	-	W18x40

Çizelge 4.2 : Mafsallı Bağlantılı Kolon ve Kiriş Kesitleri.

Kat	Kolonlar		Kirişler
	Sundurma Altında	Diğer Kolonlar	
1	W10x77	W10x77	W16x26
2	W10x77	W10x60	W16x26
3	W10x60	W10x60	W14x22

Yapının tali döşeme kirişleri ise planda X yönünde teşkil edilmiş olup analiz modeline dâhil edilmemiştir.

4.2 Yükler

Yapıda göz önüne alınan yüklemeler FEMA 355 yönetmeliğinde de özetlendiği üzere aşağıda verilmektedir.

elik Karkas: Kesit zellikleri göz önünde bulundurularak hesaplanmıştır,

Döşemeler: 7.5 cm (3 inch) yüksekliğinde elik trapez ve 5 cm (2 inch) beton

atı Kaplaması: 0.34 kN/m^2 (7 psf),

Döşeme Kaplaması: 0.14 kN/m^2 (3 psf),

Mekanik Yükler: Tüm döşemelerde 0.34 kN/m^2 (7 psf) ve sundurma bölgesinde ilave olarak 1.92 kN/m^2 (40 psf),

Bölme Duvarlar: Döşemeler üzerinde 0.96 kN/m^2 (20 psf),

Dış Duvarlar: Yapı dış cephesinde yaklaşık 0.6 m (2 feet) genişliğinde bir alanda 1.2 kN/m^2 (25 psf) ve çatı katında 1.05 m yüksekliğinde (42 inch) parapet yükü,

Hareketli Yük: Tüm döşemelerde 2.4 kN/m^2 (50 psf).

Yapının etkin kütlesi için ise bölme duvar yükleri 0.48 kN/m^2 (10 psf) olarak göz önüne alınmış olup diğer zati yüklerin tamamının, hareketli yüklerin ise %25'inin katılım gösterdiği kabul edilmiştir. Orijinal yapı ise UBC 1994 yönetmeliğine uygun olarak tasarlanmıştır. Yapının tasarımında göz önüne alınan azaltılmış taban kesme kuvvetinin yapı ağırlığına oranı ise yaklaşık olarak %5 olarak verilmektedir (Gupta ve Krawinkler, 1999).

4.3 Malzeme

Seattle yapısının tüm kolon ve kiriş kesitlerinde A572 Gr. 50 (nominal akma dayanımı 345 N/mm^2 , beklenen akma dayanımı 397 N/mm^2) sınıfı elik kullanılmıştır.

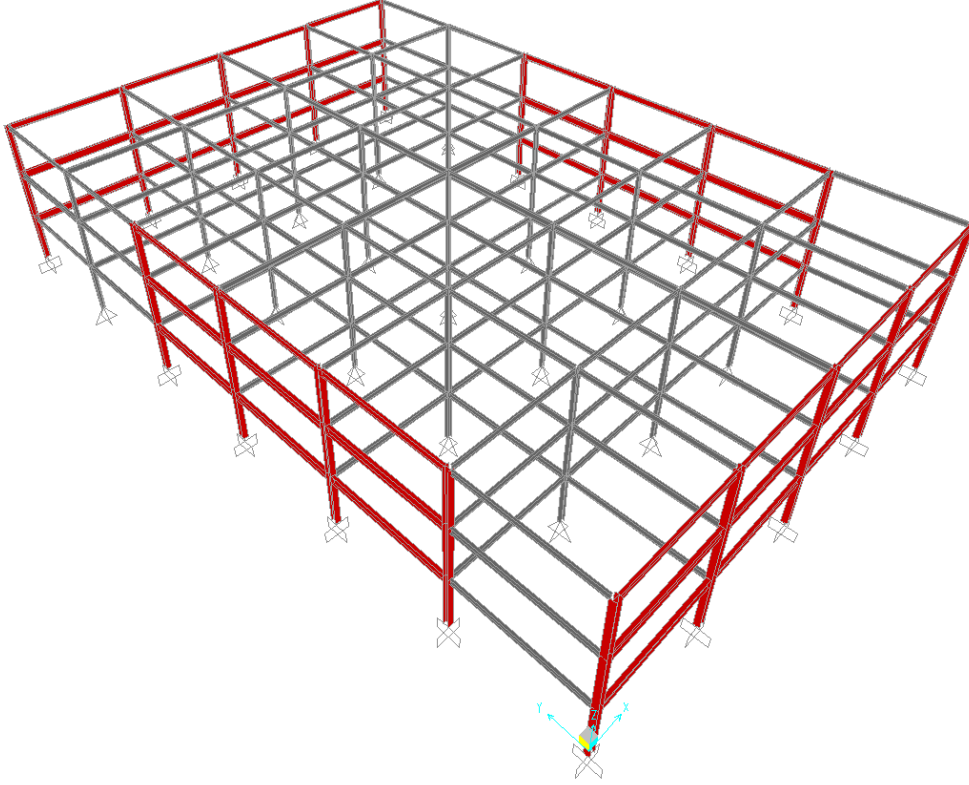
5. ANALİTİK MODEL

Bu bölümde inceleme konusu üç katlı yapının doğrusal ve doğrusal olmayan özelliklerinin oluşturulan üç boyutlu matematik modelinde ne şekilde ele alındığı açıklanacaktır. Analiz modelinde yapılan kabuller ve yaklaşımlar aşağıda maddeler halinde verilmekte olup daha sonra ilgili başlıklar altında açıklanacaktır.

- Kolon ve kiriş kesitlerinde doğrusal olmayan davranış, doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin kesitlerin yatay etkiler altında en çok zorlandığı uç bölgelerinde toplandığı, bu bölgeler dışında kesitlerin doğrusal elastik davrandığı kabulüne dayanan plastik mafsallık yaklaşımı ile göz önüne alınmıştır,
- Plastik mafsalların histeretik karakterleri iki doğrulu moment-dönme grafikleri ile tanımlanmıştır,
- Çelik kesitlerin plastik mafsallık tanımlarında akma sonrası %3 pekleşme göz önüne alınmıştır,
- Kolonlarda plastik mafsallar iki eksenli moment ve eksenel yük etkileşimini içerecek şekilde (PMM mafsalları) modellenmiştir,
- Mafsallık özelliklerinin tanımlanmasında FEMA 356 ve ASCE 41’de belirtildiği üzere kesitlerin beklenen akma dayanımları (A572 Gr. 50 nominal akma dayanımı 345 N/mm^2 , beklenen akma dayanımı 397 N/mm^2) kullanılmıştır,
- Mevcut yapıda sönüm değerlendirme aşamasında %5, yapının güçlendirilmesi aşamasında ise %2 olarak göz önüne alınmıştır,
- Zemin yapı etkileşimi göz önüne alınmamıştır,
- Yapının yatay yük taşıyıcı sistemini oluşturan çerçeve bağlantıları hariç tüm kolon kiriş birleşimleri mafsallık bağlantılı olarak kabul edilmiştir,
- Kolon panel bölgelerinin elastik rijitlikleri ve doğrusal olmayan davranışa etkileri göz önüne alınmıştır,
- Kiriş plastik mafsallarında kompozit döşemenin etkisi değerlendirilmemiştir,

- Güçlendirme modelinde sönümleyicilerin alt ve üst sınır değerleri göz önüne alınmamıştır,

Yapının üç boyutlu analitik modeli şekil 5.1’de gösterilmektedir.



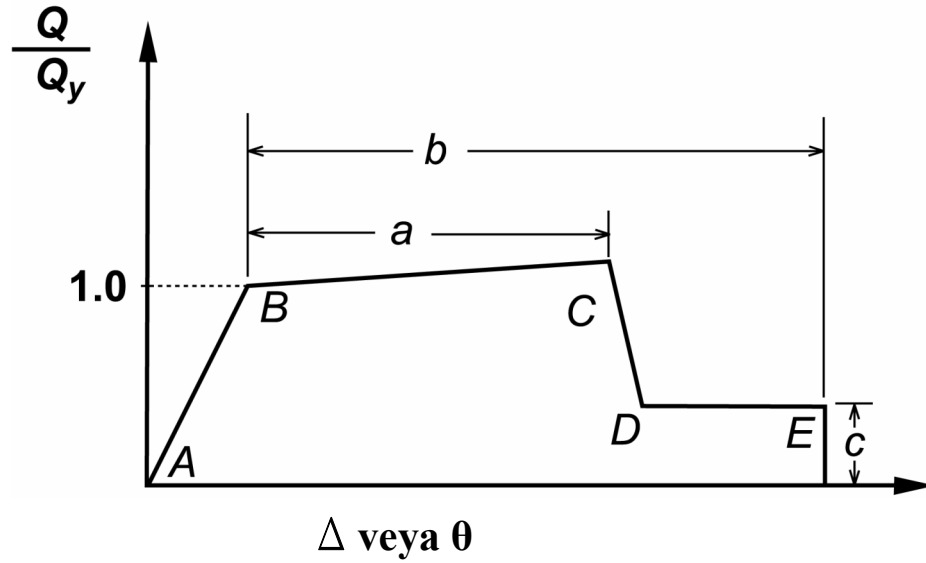
Şekil 5.1 : Yapının Üç Boyutlu Modeli

5.1 Plastik Mafsal

Plastik mafsal kabulü herhangi bir kesitte doğrusal olmayan davranışın kesitin sadece belirli bölgelerinde yoğunlaşacağı ve diğer bölgelerin doğrusal elastik davranacağı kabulüne dayanmaktadır.

Yapılan çalışmada kolon ve kirişler için plastik mafsal özellikleri DBYBHY 2007’de çelik taşıyıcıların doğrusal olmayan davranışlarının tanımlanmamış olması nedeni ile FEMA 356 yönetmeliğinde verildiği şekilde göz önüne alınmıştır.

FEMA 356’da plastik mafsal özellikleri kesitlerin akma dayanımları veya akma dayanımları ve akma şekildeğiştirmeleri ile tanımlanmakta olup genelleştirilmiş kuvvet-şekildeğiştirme grafiği Şekil 5.2’de verilmektedir.



Şekil 5.2 : FEMA 356’da verilen genelleştirilmiş Kuvvet-Şekildeğiştirme Grafiği

Verilen diğer parametreler ise kesit ve malzeme özelliklerine göre değişen plastik mafsallık özelliklerinin akma, maksimum dayanım, maksimum kuvvet veya deplasman, dayanım azalması başlangıcında toplam dönme veya uzama/kısalma gibi değerleri temsil etmektedir. Şekilden de görülebileceği üzere FEMA 356’da verilen genelleştirilmiş kuvvet-şekil değiştirme grafiğinde plastik mafsallık özellikleri kesitlerde artan kuvvet ile birlikte elastik dayanım noktasına kadar doğrusal olarak devam eden bir eğri, akma noktasından sonra kesitin azalan rijitliği ve pekleşme göz önüne alınarak maksimum dayanım noktasına kadar doğrusal bir davranış ve devamında ise kesitin rijitliğinin ve dayanımında ani azalmaya ve rijitliğin tamamen kaybolması şeklinde tanımlanmaktadır.

FEMA 356’da verilen tanımlar çerçevesinde inceleme konusu yapı kesitleri için tanımlanan plastik mafsallık özellikleri devam eden bölümlerde açıklanmaktadır.

5.1.1 Kiriş mafsalları

FEMA 356’ya göre kirişler için tanımlanacak plastik mafsallarda Şekil 5.2’de verilen genelleştirilmiş kuvvet-şekildeğiştirme grafiği akma momenti ve akma dönmesi değerlerine bağlı olarak tanımlanmaktadır. Akma dönmesi ve akma momenti ise kirişler için Denklem 5.1 ve Denklem 5.2 ile belirlenmektedir.

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye} I_b}{6EI_b} \quad (5.1)$$

$$M_{CE} = ZF_{ye} \quad (5.2)$$

Kesitlerin hasar sınırları ve maksimum dayanım noktaları gibi iskelet eğrisinin karakteristik değerleri ise akma dönmesi ve akma momentine bağlı olarak Çizelge 5.1’de verilmektedir.

Çizelge 5.1 : Çelik Kirişler için FEMA 356’da verilen Hasar ve Dayanım Parametreleri.

Kirişler - Eğilme	Modelleme Parametreleri			Hasar Sınırları				
	Plastik Dönme Açısı, Radyan		Artık Dayanım Oranı	Plastik Dönme Açısı, Radyan				
				Birincil			İkincil	
	a	b	c	MN	GV	GÇ	GV	GÇ
$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ ve $\frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{ye}}}$	90 _y	110 _y	0.6	10 _y	60 _y	80 _y	90 _y	110 _y
$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ ve $\frac{h}{t_w} \leq \frac{640}{\sqrt{F_{ye}}}$	40 _y	60 _y	0.2	0.250 _y	20 _y	30 _y	30 _y	40 _y
Diğer	Başlık narinliği ve gövde narinliği parametrelerinin ikisi için de lineer enterpolasyon yapıp, olumsuz olan değer kullanılacaktır.							

Çizelge 5.1’de verilen formüller Amerikan ölçü sistemi (kip, inch, feet) göz önünde bulundurularak ifade edilmiştir. Hasar sınırlarının tanımlanmasında verilen “Birincil” ve “İkincil” tanımları ise inceleme konusu kesitin yapının yatay yük taşıyıcı sistemine yaptığı katkıya göre belirlenmektedir. İncelenen yapı için örnek verilecek olur ise, yapının yatay yük taşıyıcı sistemini oluşturan kolon ve kirişler “Birincil” elemanlar olarak tanımlanırken temel ve kiriş bağlantıları mafsallı bağlantılı olan, genellikle düşey yükleri karşılayan, ancak yatay kuvvet etkisi altında yapının göreceli kat ötelemelerine uyum göstermek zorunda olmaları nedeni ile yatay yük taşıyıcı sisteme kısmi bir katkısı olan kolonlar “İkincil” olarak sınıflandırılmaktadır.

Çizelge 5.1 kriterleri doğrultusunda inceleme konusu yapı kirişleri için belirlenen plastik mafsallık özellikleri ise Çizelge 5.2, Çizelge 5.3, Çizelge 5.4 ve Şekil 5.3’de özetlenmektedir.

Çizelge 5.2 : Kiriş Kesit Özellikleri, Akma Momenti ve Dönmeleri.

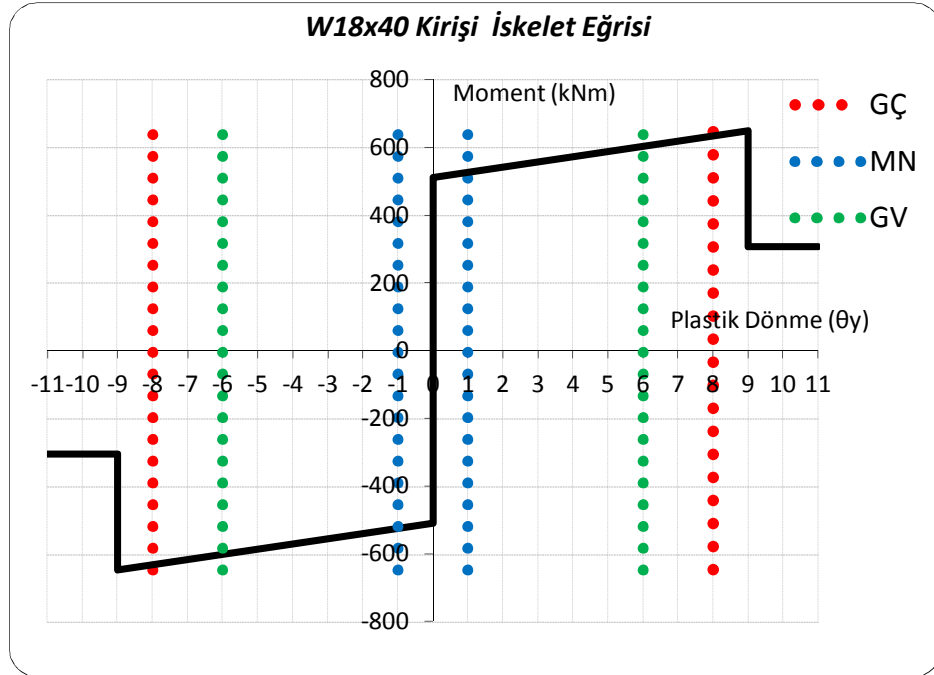
Kesit	Z (cm ³)	I _b (cm ⁴)	L _b (cm)	θ _y (rad)	M _y (kNm)
W24x76	3277	87409	872	0.010822	1302
W24x84	3671	98647	872	0.010739	1458
W18x40	1285	25473	872	0.014556	510

Çizelge 5.3 : Kiriş Başlık ve Gövde Narinlikleri.

Kesit	b _f /2t _f	(h-2t _f)/t _w	52/(F _{ye}) ^{0.5}	418/(F _{ye}) ^{0.5}	65/(F _{ye}) ^{0.5}	640/(F _{ye}) ^{0.5}
W24x76	6.61	51.27	6.85	55.08	8.56	84.33
W24x84	5.86	48.00	6.85	55.08	8.56	84.33
W18x40	5.73	53.49	6.85	55.08	8.56	84.33

Çizelge 5.4 : Kiriş Plastik Mafsallık Özellikleri ve Hasar Limitleri.

Kesit	a	b	c	MN	GV	GÇ
W24x76	9θ _y	11θ _y	0.6	1θ _y	6θ _y	8θ _y
W24x84	9θ _y	11θ _y	0.6	1θ _y	6θ _y	8θ _y
W18x40	9θ _y	11θ _y	0.6	1θ _y	6θ _y	8θ _y



Şekil 5.3 : W18x40 Kesitli Kiriş için İskelet Eğrisi

Yapının analizinde SAP2000 yapısal analiz programı kullanılmış olup, kiriş kesitleri ile ilgili Şekil 5.3’de verilen parametreler programda tanımlanmış ve böylece kesit hasar seviyelerinin kullanılan yazılım tarafından belirlenebilmesi sağlanmıştır.

5.1.2 Kolon mafsalları

FEMA 356'ya göre kolon mafsalları da kirişlerde olduğu gibi dayanım ve akma dönmesi değerlerine bağlı olarak tanımlanmaktadır. Ancak kesitlerin hasar limitlerinin ve dayanımlarının belirlenmesinde eksenel yük ve moment etkileşimi de göz önüne alınmaktadır. Çelik kolonlar için akma dönmesi ve akma momenti parametreleri ise Denklem 5.3 ve Denklem 5.4 ile belirlenmektedir.

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye}I_c}{6EI_c} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}} \right) \quad (5.3)$$

$$M_{CE} = 1.18ZF_{ye} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}} \right) \leq ZF_{ye} \quad (5.4)$$

Çizelge 5.5 ve 5.6'da farklı eksenel yük seviyeleri gözetilerek kolonlar için iskelet eğrisinin karakteristik parametreleri verilmektedir.

Çizelge 5.5 : Çelik Kolonlar için FEMA 356'da verilen Hasar ve Dayanım Parametreleri ($P/P_{CL} < 0.20$).

Kolonlar	Modelleme Parametreleri			Hasar Sınırları				
	Plastik Dönme Açısı, Radyan		Artık Dayanım Oranı	Plastik Dönme Açısı, Radyan				
				Birincil			İkincil	
	a	b	c	MN	GV	GÇ	GV	GÇ
P/P _{CL} < 0.20 için								
$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ ve $\frac{h}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{F_{ye}}}$	9θ _y	11θ _y	0.6	1θ _y	6θ _y	8θ _y	9θ _y	11θ _y
$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ ve $\frac{h}{t_w} \leq \frac{460}{\sqrt{F_{ye}}}$	4θ _y	6θ _y	0.2	0.25θ _y	2θ _y	3θ _y	3θ _y	4θ _y
Diğer	Başlık narinliği ve gövde narinliği parametrelerinin ikisi için de lineer enterpolasyon yapıp, olumsuz olan değer kullanılacaktır.							

Çizelge 5.5’den de görülebileceği üzere, kolonlarda eksenel yük seviyesi arttıkça kesitlerin elastik ötesi davranışını tanımlayan parametreler ve kesit hasar sınırları azalmaktadır. Eksenel yük seviyesinin kolonun kritik burkulma yükünün yarısından fazla olması durumu için kesit hasar sınırları ve iskelet eğrisi parametreleri tanımlanmış olup kuvvet bazlı değerlendirme yapılması gerekmektedir. İnceleme konusu yapıda tüm kolon kesitlerinde $P/P_{CL} < 0.20$ koşulu sağlanmakta olup kesit hasar seviyeleri ve mafsal özellikleri de bu durum göz önünde bulundurularak tanımlanmıştır. Çizelge 5.7’de verilen değerler sırası ile kesitin kuvvetli ve zayıf eksenini için verilmiştir.

FEMA 356’da verilen kriterler doğrultusunda inceleme konusu yapı kolonları için hesaplanan plastik mafsal ve kesit parametreleri aşağıdaki tablolarda özetlenmektedir.

Çizelge 5.6 : Çelik Kolonlar için FEMA 356’da verilen Hasar ve Dayanım Parametreleri ($0.20 < P/P_{CL} < 0.50$).

Kolonlar	Modelleme Parametreleri			Hasar Sınırları				
	Plastik Dönme Açısı, Radyan		Artık Dayanım Oranı	Plastik Dönme Açısı, Radyan				
				Birincil			İkincil	
	a	b	c	MN	GV	GÇ	GV	GÇ
0.20 < P/P_{CL} < 0.50 için								
$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ ve $\frac{h}{t_w} \leq \frac{260}{\sqrt{F_{ye}}}$	1*	2*	0.2	0.25 θ_y	3*	1*	4*	2*
$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ ve $\frac{h}{t_w} \leq \frac{400}{\sqrt{F_{ye}}}$	1 θ_y	1.5 θ_y	0.2	0.25 θ_y	0.5 θ_y	0.8 θ_y	1.2 θ_y	1.2 θ_y
Diğer	Başlık narinliği ve gövde narinliği parametrelerinin ikisi için de lineer enterpolasyon yapıp, olumsuz olan değer kullanılacaktır.							

$$1*. 11(1-1.7P/P_{CL})\theta_y$$

$$2*. 17(1-1.7P/P_{CL})\theta_y$$

$$3*. 8(1-1.7P/P_{CL})\theta_y$$

$$4*. 14(1-1.7P/P_{CL})\theta_y$$

Çizelge 5.7 : Kolon Kesit Özellikleri, Akma Momenti ve Dönmeleri.

Kesit	Z (cm ³)	I _c (cm ⁴)	L _c (cm)	θ _y (rad)	M _y (kNm)
W14x159	4703	79084	366	0.007203	1868
	2393	31134	366	0.009307	950
W14x176	5244	89074	366	0.00713	2083
	2671	34880	366	0.009275	1061

Çizelge 5.8 : Kolon Başlık ve Gövde Narinlikleri.

Kesit	b _f /2t _f	(h-2t _f)/t _w	52/(F _{ye}) ^{0.5}	300/(F _{ye}) ^{0.5}	65/(F _{ye}) ^{0.5}	460/(F _{ye}) ^{0.5}
W14x159	6.54	16.91	7.08	40.82	8.85	62.60
W14x176	5.97	15.18	7.08	40.82	8.85	62.60

Çizelge 5.9 : Kolon Plastik Mafsal Özellikleri ve Hasar Limitleri.

Kesit	a	b	c	MN	GV	GÇ
W14x159	9θ _y	11θ _y	0.6	1θ _y	6θ _y	8θ _y
W14x176	9θ _y	11θ _y	0.6	1θ _y	6θ _y	8θ _y

Kullanılan analiz programında 5.4 denklemi ile verilen eksenel yük-moment etkileşimi tanımlanmış ve böylece eksenel yük değişimleri nedeniyle kesitlerin moment kapasitelerindeki değişim de göz önüne alınmıştır.

5.2 Birleşimler

SAC çalışmaları kapsamında Krawinkler ve Gupta tarafından hazırlanan raporda yapıların elastik ve elastik ötesi davranışını etkileyebilecek birçok farklı parametre farklı analiz modellerinde değerlendirilmiştir. Yapılan çalışmada hazırlanan analitik modeller büyük oranda iki boyutlu olup, modellerin detay seviyesi basit çubuk sistem modeli ile kolon panel bölgesinin rijitliği ve elastik ötesi davranışının, kayma levhalı olarak teşkil edilen düşey yük taşıyıcı sistem bağlantılarının, kaynaklı kolon-kiriş bölgelerinde kaynak kopması sonrası davranışın vb. göz önüne alındığı modeller arasında değişmektedir. Gupta ve Krawinkler tarafından yapılan bu çalışma baz alınarak hazırlanan FEMA 355 dökümanında ise kıyaslama nispeten daha az sayıda model ve parametre ile yapılmıştır.

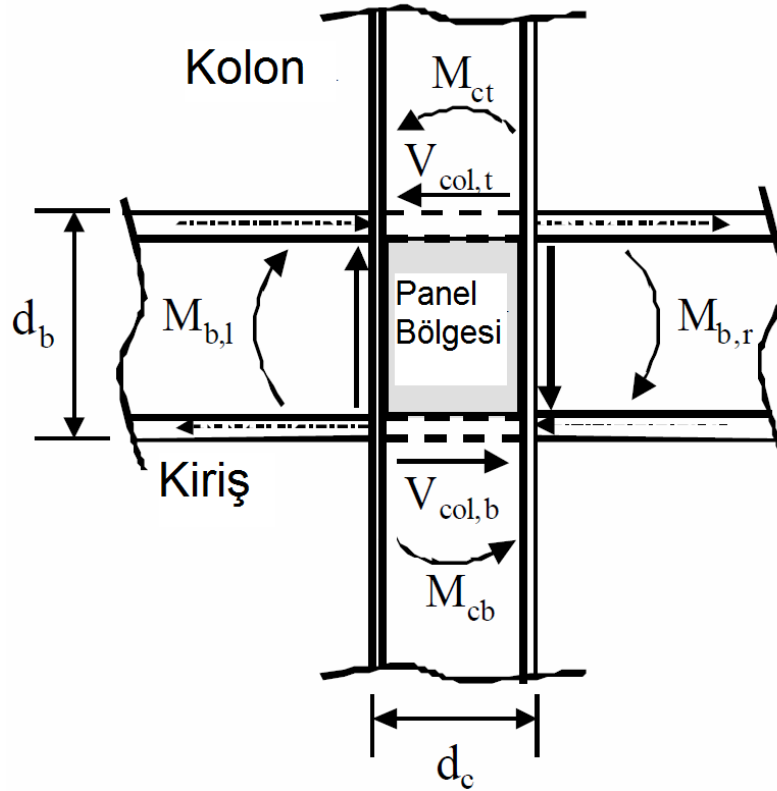
İncelenen yapının değerlendirilmesi kapsamında takip edilen FEMA 356 yönetmeliğinde de çerçeve bağlantı tipleri rijit (Fully Restrained) ve yarı rijit (Partially Restrained) olarak gruplandırılmış olup, hasar sınırları dönme olarak tanımlanmıştır.

Bu çalışmada Gupta ile Krawinkler tarafından hazırlanan raporda değerlendirilen yapısal modellerin birçoğunda olduğu üzere düşey yük taşıyıcı sistem bağlantılarının mafsallı olduğu ve kaynaklı kolon-kiriş birleşimlerinin tam rijit bağlı olduğu kabul edilmiştir ve buna bağlı olarak kaynaklı kolon-kiriş çerçeve bağlantılarının yapının elastik ötesi davranışına olası etkileri değerlendirilmemiştir.

Kompozit döşemelerin kolon-kiriş birleşimleri ve kiriş davranışı üzerindeki etkileri ise kompozit döşemelerin de katkısı göz önüne alınarak yapılan çevrimsel deneylerin sayısının sınırlı olması ve çalışmaların daha çok çıplak çerçeveler üzerinde yapılması nedeni ile bu çalışma kapsamında göz önünde bulundurulmamıştır.

5.3 Panel Bölgeleri

Kolonlar ve kirişler arasındaki moment aktarımı birleşim bölgesinde karmaşık bir gerilme ve deformasyon dağılımı ortaya çıkarmaktadır. Kolonların başlık bölgesinde yüksek normal gerilmeleri ve panel bölgesinde ise yüksek kayma gerilmeleri oluşmaktadır (Davila-Arbona, 2007). Birleşim bölgesine etkiyen kuvvetler Şekil 5.4’de gösterilmektedir.

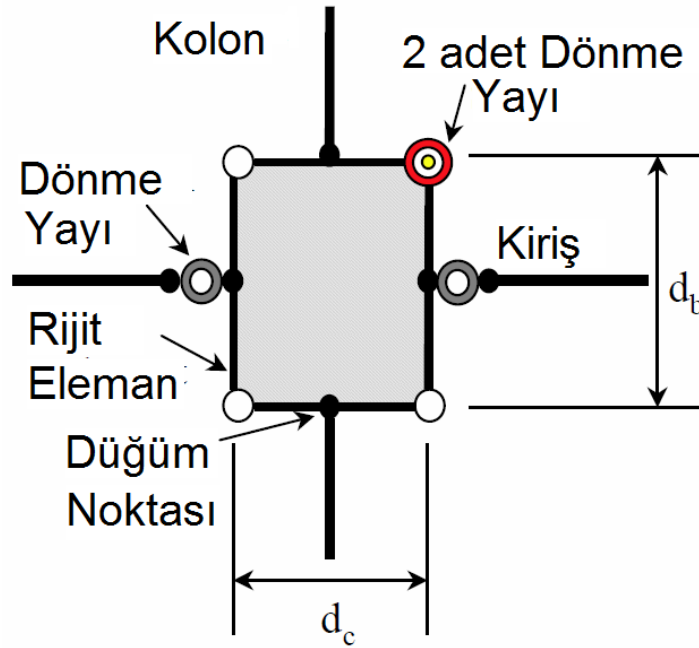


Şekil 5.4 : Panel Bölgesine Etkiyen Kuvvetler

Panel bölgeleri tekrarlı yüklemeler altında akmaya ulaşmaları durumunda akma sonrası dayanımda önemli derecede artış, pekleşme ve geniş çevrim grafikleri ile oldukça kararlı çevrimsel davranış gösterebilmektedir. Akma genellikle panel bölgesinin ortasında başlayıp kenar bölgelere doğru yayılmakta ve panel bölgesi bir paralel kenar şeklinde deforme olmaktadır. Panel bölgelerinin elastik ötesi davranışlarının oldukça kararlı olmasına rağmen, akma sonrasında yapının dayanımı ve rijitliğinde önemli mertebede azalmaya yol açması nedeni ile zayıf panel bölgeleri tercih edilmemektedir.

Panel bölgelerinin modellenmesi konusunda test sonuçlarına ve sonlu eleman analizlerine dayalı olarak birçok araştırma yapılmıştır. Bu çalışmada Gupta ve Krawinkler tarafından önerilen üç doğrulu panel bölgesi modeli kullanılacaktır.

Gupta ve Krawinkler tarafından yapılan çalışmalarda 2-boyutlu modeller üzerinde yürütülen analizlerde DRAIN-2X yazılımı kullanılmıştır. Söz konusu programda panel bölgesi davranışının tanımlanabilmesi için ayrı bir model bulunmaması nedeni ile Şekil 5.5’de şematik olarak verilen model kullanılmıştır.



Şekil 5.5 : Gupta ve Krawinkler tarafından önerilen Panel Bölgesi Modeli

Şekil 5.5’de verilen birleşim bölgesi modelinden de görülebileceği üzere panel bölgesi kiriş yüksekliği ve kolon derinliği ölçülerinde rijit elemanlar ile çevrili bir bölge olarak temsil edilmiş ve bu rijit elemanlar birbirlerine bir düğüm noktası haricinde mafsallı bağlantılar ile bağlanmıştır. Panel bölgesinin rijitliği ve doğrusal

ötesi davranışını temsil edilebilmesi için ise panel bölgesinin köşesine iki adet dönme yayı tanımlanmıştır. DRAIN-2X analiz programında üç doğrulu eğrilerin tanımlanmasının mümkün olmaması nedeni ile bir adet bilineer ve bir lineer eğri ile tanımlanan dönme yayları ile üç doğrulu eğri elde edilebilmiştir.

Panel bölgesinin elastik kaldığı bölgede panel bölgesinin moment kapasitesi aşağıdaki denklemler ile hesaplanmaktadır.

$$\tau = G_s \gamma \quad (5.5)$$

$$\tau = \frac{V}{A_v} = \frac{M/d_{pz}}{A_v} \quad (5.6)$$

$$M = G_s A_v d_{pz} \gamma \quad (5.7)$$

$$d_{pz} = d_b - t_{bf} \quad (5.8)$$

$$A_v = (d_c - t_{cf}) / t_{cw} \quad (5.9)$$

Akma kayma gerilmesi, akma momenti ve elastik dönme rijitliği ise sırasıyla;

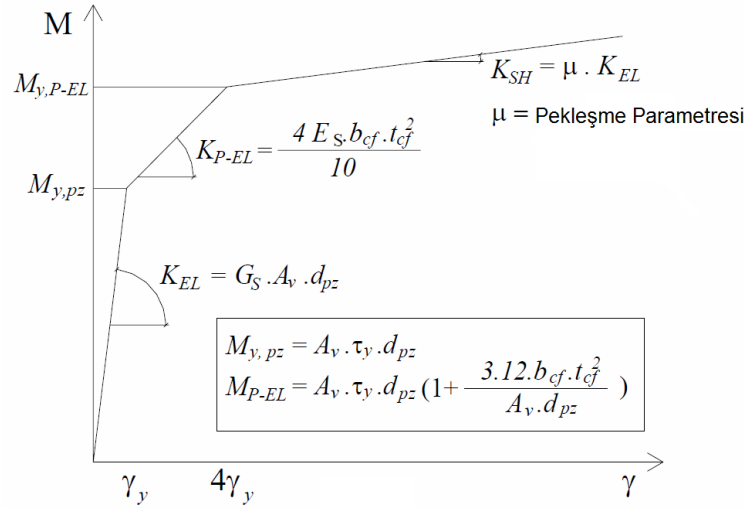
$$\tau_y = \frac{F_y}{\sqrt{3}} \sqrt{1 - \left(\frac{P}{P_y} \right)^2} \quad (5.10)$$

$$M_{y,pz} = A_v d_{pz} \tau_y \quad (5.11)$$

$$K_{EL} = G_s A_v d_b \quad (5.12)$$

denklemleri ile elde edilmektedir.

Panel bölgelerinin plastik davranışının da göz önünde bulundurulduğu Gupta ve Krawinkler tarafından önerilen model ve dayanım-rijitlik parametreleri ise Şekil 5.6'da verilmektedir.



Şekil 5.6 : Üç Doğrulu Panel Bölgesi Modeli

Bu çalışmada kullanılan SAP2000 analiz programında Gupta ve Krawinkler tarafından önerilen ve Şekil 5.5’de verilen model gözetilerek ve ayrıca programın kendi panel bölgesi modülü kullanılarak yapılan analizlerde oldukça yakın sonuçlar elde edilmiştir. Bu nedenle yürütülen analizlerde panel bölgeleri için Gupta ve Krawinkler tarafından önerilen moment-dönme ilişkisi gözetilerek panel bölgelerinin modellenmesinde yazılımın kendi modülü kullanılmıştır.

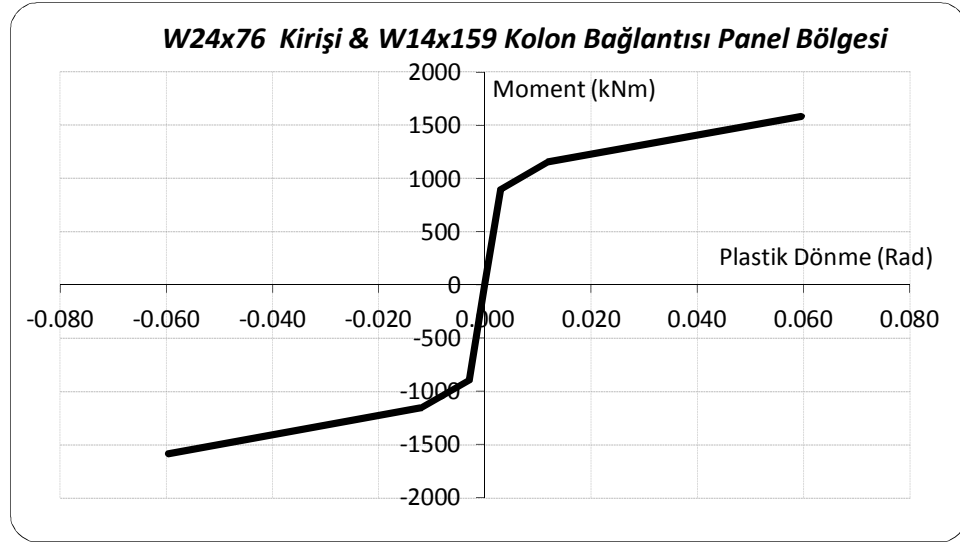
Yapının kiriş ve kolonlarının kesit özellikleri gözetilerek hazırlanan panel bölgesi moment-dönme ilişkisi Çizelge 5.10 ve Şekil 5.7’de özetlenmektedir.

Çizelge 5.10 : Analiz Modelinde Kullanılan Panel Bölgesi Modelleri.

W24x76 Kiriş W14x159 Kolon Birleşimi		W24x84 Kiriş W14x159 Kolon Birleşimi		W18x40 Kiriş W14x159 Kolon Birleşimi	
Dönme (Rad)	Moment (kNm)	Dönme (Rad)	Moment (kNm)	Dönme (Rad)	Moment (kNm)
0.0596	1586	0.0596	1591	0.0596	1251
0.0119	1155	0.0119	1159	0.0119	929
0.0030	897	0.0030	901	0.0030	671

W24x76 Kiriş W14x176 Kolon Birleşimi		W24x84 Kiriş W14x176 Kolon Birleşimi		W18x40 Kiriş W14x176 Kolon Birleşimi	
Dönme (Rad)	Moment (kNm)	Dönme (Rad)	Moment (kNm)	Dönme (Rad)	Moment (kNm)
0.0596	2706	0.0596	3843	0.0596	1430
0.0119	1930	0.0119	2699	0.0119	1069
0.0030	1615	0.0030	2384	0.0030	754

Elde edilen bu değerler Şekil 5.7’de görüldüğü şekilde analiz programına tanımlanmıştır.



Şekil 5.7 : W24x76 Kirişi ve W14x159 Kolonu Birleşimi Panel Bölgesi Modeli

FEMA 356’da panel bölgeleri için verilen hasar limitleri ise Çizelge 5.11’de özetlenmektedir.

Çizelge 5.11 : FEMA-356 Panel Bölgesi Hasar Limitleri

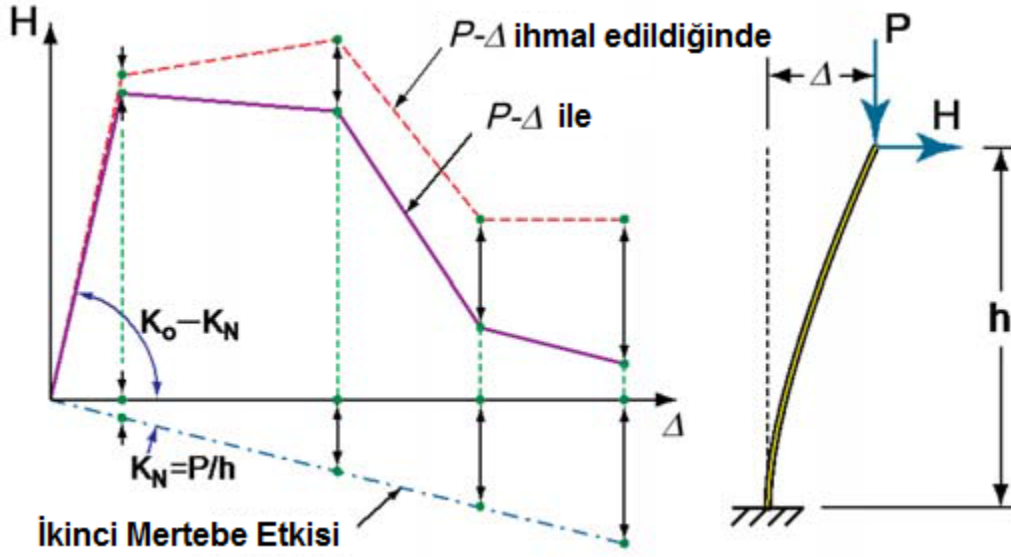
Panel Bölgeleri Hasar Limitleri		
MN	GV	GÇ
10_y	80_y	110_y

5.4 İkinci Mertebe (P-Delta) Etkileri

İkinci mertebe etkileri deforme olmuş yapı üzerine etkiyen düşey yükler nedeni ile oluşmakta olup yatay deplasmanlar ve düşey yükler nedeni ile oluşan ilave tesirler olarak tanımlanabilir. Yapısal bazda ikinci mertebe etkileri yerdeğiştirme yapmış düğüm noktalarına etkiyen düşey yüklerin sistem üzerindeki genel etkilerini temsil ederken, eleman bazında ikinci mertebe etkileri yatayda şekildeğiştirme yapmış bir eleman üzerine etkiyen düşey yüklerin iki düğüm noktası arasında oluşturduğu etkiler ile ilgilidir. İkinci mertebe etkilerinin bir yapısal eleman üzerindeki etkileri Şekil 5.8’de gösterilmektedir.

Çok serbestlik dereceli sistemler için yatayda şekildeğiştirme yapmış sistemler üzerinde bir kat seviyesinin üzerinde bulunan kümülatif düşey yükler nedeni ile oluşan ikinci mertebe etkileri, ilgili kat seviyesinin üzerinde bulunan katların

özelliklerine göre değişkenlik göstermektedir. Bir katın yatay yük taşıma kapasitesi ikinci mertebe etkileri göz önüne alındığında yaklaşık olarak $P_i\theta_i$ kadar azalmaktadır.

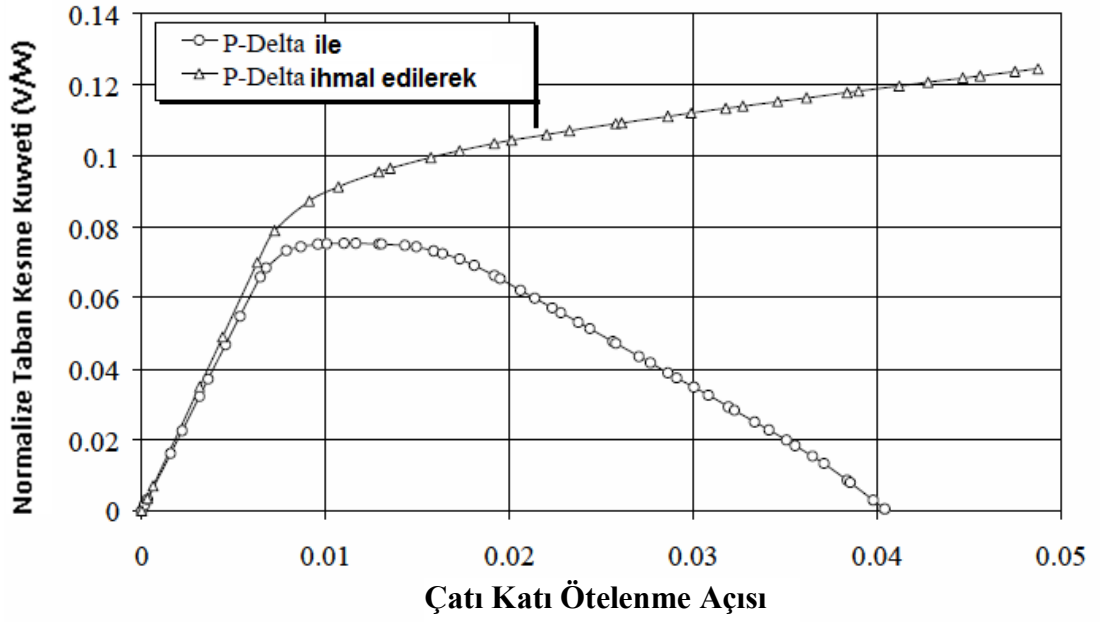


Şekil 5.8 : İkinci Mertebe Etkilerinin Kuvvet-Şekildeğiştirme Grafiği Üzerindeki Etkileri (PEER/ATC 2010)

Genellikle oldukça esnek olarak tasarlanan ve oldukça yüksek mertebede yatay deplasman yapabilme kabiliyeti olan çelik sistemler üzerinde bu ikinci mertebe etkileri oldukça önemli olabilmektedir. Bu çalışmada incelenen yapı için kat sayısının az olması ve dolayısı ile sistem üzerindeki düşey yüklerin nispeten az olması nedeni ile ikinci mertebe etkileri belirleyici olmamışken, ileri derecede yatay deplasman yapma kabiliyetine sahip ve eksenel yük seviyeleri yüksek sistemlerde ikinci mertebe etkileri, yapının özellikle akma sonrası dayanımı ve rijitliğini önemli mertebede değiştirmektedir. Şekil 5.9'da SAC çalışmaları kapsamında yirmi katlı Los Angeles yapısı için ikinci mertebe etkilerinin yapının itme eğrisi üzerindeki etkileri görülebilmektedir.

Bu çalışma kapsamında incelenen yapıda ikinci mertebe etkilerinin göz önüne alındığı ve ihmal edildiği durum arasında, yapının akma sonrası rijitliğinde pekleşme nedeni ile görülen artışın, ikinci mertebe etkilerinin göz önüne alınması ile dengelendiği gözlemlenmiştir.

Yeni yapıların tasarımında genellikle ikinci mertebe etkilerinin göz önüne alınmaması nedeni ile tasarım yönetmeliklerinde bu etkilerin belli mertebelerde kısıtlanmasına yönelik koşullar bulunmaktadır.



Şekil 5.9 : 20 Katlı Los Angeles Yapısında İkinci Mertebe Etkileri

ASCE 7-10'da Denklem 5.13 ve 5.14 verilen bağıntılar sağlandığı durumda, analizlerde ikinci mertebe etkilerinin göz önüne alınmasına gerek olmadığı belirtilmektedir.

$$\theta = \frac{P_x \Delta_k I_e}{V_x h_{sx} C_d} \leq \max(0.10; \theta_{\max}) \quad (5.13)$$

$$\theta_{\max} = \frac{0.5}{\beta C_d} \leq 0.25 \quad (5.14)$$

Çelik çerçeveler için C_d (deplasman büyütme katsayısı) katsayısının 2.5 olarak verildiği ve kat kesme kuvveti talebi ile kat kesme kuvveti kapasitesinin oranını ifade eden β katsayısının da 1 olarak göz önüne alınabileceği düşünüldüğünde, stabilite katsayısının üst limiti tekrar 0.10 olarak bulunmaktadır.

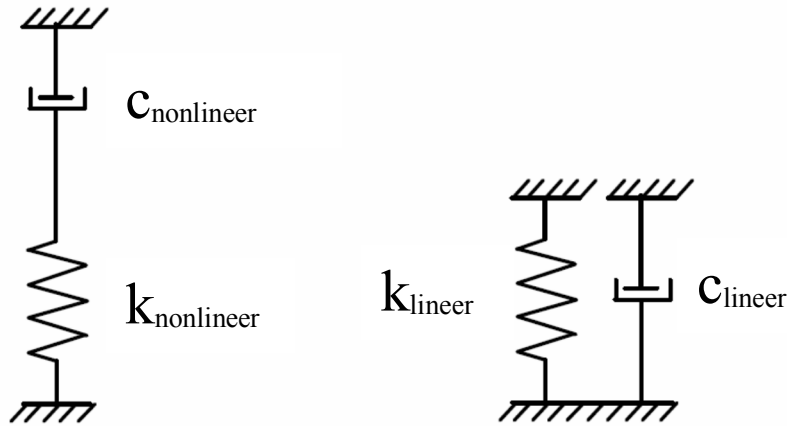
DBYBHY 2007' de ise ASCE 7-10'a benzer olarak Denklem 5.15 ile ikinci mertebe etkileri kontrol edilmektedir.

$$\theta = \frac{(\Delta_i)_{ort} \sum_{j=i}^N w_j}{V_i h_i} \leq 0.12 \quad (5.15)$$

Her iki yönetmelikte de denklem 5.13, 5.14 ve 5.15 ile verilen stabilite koşullarının sağlanmaması durumunda sistemin rijitliğinin artırılması gerektiği belirtilmektedir. Bu çalışma kapsamında incelenen yapının performansının değerlendirilmesi ve güçlendirme aşamalarında ikinci mertebe (P-Delta) etkileri göz önüne alınmıştır.

5.5 Sönümleyicilerin Modellenmesi

İnceleme konusu yapının modellendiği SAP2000 yapısal analiz programında sönümleyiciler bir yay ve bir sönümleyici ile temsil edilmekte olup, lineer ve lineer olmayan analizlerde bu yay ile sönümleyici eleman farklı şekillerde teşkil edilmektedir (CSI, 2010). Sönümleyiciler doğrusal analizlerde Kelvin modeli, doğrusal olmayan analizlerde ise Maxwell modeli ile teşkil edilmektedir. Söz konusu modeller için yay ve sönümleyicilerin teşkil edilmesi Şekil 5.10'da gösterilmektedir.



Şekil 5.10 : Maxwell (solda) ve Kelvin (sağda) modelleri

Yapılan testlerde viskoz sönümleyicilerin rijitliklerinin ihmal edilebilir olduğu görülmüştür. Bu nedenle lineer analizlerde sönümleyicilerin modellenmesinde rijitlikleri ihmal edilecektir. Ancak doğrusal olmayan analizlerde Maxwell modelinin enerji sönümleyebilmesi için seri bağlı bulunduğu yay elemanının da bir rijitliğe sahip olması gerekmektedir. Doğrusal olmayan analizlerde yayın rijitliğinin analiz sonuçlarına etkisinin ihmal edilebilmesi için yay rijitliğinin yeteri kadar yüksek olması, sönüm katsayısının yay rijitliğine oranının zaman tanım alanında yapılan analizlerde zaman adımına oranla 10^1 veya 10^2 kat yüksek olması, gerekmektedir (CSI, 2010).

Örnek olarak $c = 160 \text{ N-sn/cm}$ ve $k = 1,000,000 \text{ N/cm}$ olan bir sistem ele alındığında zaman tanım alanında 0.01 sn adımlar ile yapılan analizler için;

$$\tau = \frac{c}{k} = \frac{160}{1,000,000} = 0.00016 \text{ sn} \approx \frac{0.01}{10^2}$$

olarak hesaplanmakta olup verilen kriter doğrultusunda sönüm katsayısı ve zaman tanım alanında yapılacak analizlerin zaman adımı göz önünde bulundurularak seçilen yay rijitliğinin saf sönümleyici davranışının gözlenebilmesi için yeterli olduğu belirtilmektedir. Bir başka yaklaşım olarak sönümleyici elemanın bağlanacağı çelik profil kesitinin eksenel rijitliği de göz önüne alınabilir (Miyamoto, 2010; Scheller ve Constantinou, 1999).

Yürütülecek olan analizlerde kullanılacak sönümleyici elemanlarının rijitliği ve sönüm katsayısının seçilmesi ile ilgili yöntemler Bölüm 8’de ayrıntılı olarak açıklanacaktır.

6. DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZ YÖNTEMLERİ

Bu bölümde inceleme konusu yapının değerlendirilmesi ve güçlendirilmesinde kullanılan doğrusal olmayan artımsal itme analizi ve zaman tanım alanında analiz yöntemlerinden bahsedilecektir.

Yapılar kuvvetli deprem etkileri altında önemli mertebede inelastik deformasyon yapmakta, dinamik özellikleri değişim göstermekte ve yatay yük dağılımların değişmektedir. Bu nedenle yapıların analizinde bu parametreleri de göz önünde bulundurarak yürütülecek doğrusal olmayan analizler yapıların davranışlarının gerçeğe daha yakın olarak belirlenmesi ve göçme modlarının anlaşılabilmesi bakımından oldukça yaygın olarak kullanılmaktadır. Doğrusal olmayan analiz yöntemleri, zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz ve itme analizi olarak da adlandırılan doğrusal olmayan statik analiz olarak gruplanabilmektedir.

Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yönteminde yapı sisteminin hareket denklemi, seçilen ivme kayıtlarının her zaman adımı için modal veya direkt yöntemler ile çözülmektedir. Yapılarda deformasyon ve iç kuvvet taleplerinin belirlenmesinde doğrusal olmayan zaman tanım alanında analiz yöntemleri ile yapılan kabuller ölçüsünde daha kesin sonuçlar elde edilebilmektedir. Ancak elde edilen sonuçların modelleme yöntemlerine ve yer kaydı karakteristiklerine karşı oldukça hassas olması nedeni ile bu yöntem yaygın olarak kullanılmamaktadır. Doğrusal olmayan zaman tanım alanında analiz yöntemlerinde yapının yatay yük altındaki davranışını etkileyen elemanların çevrimsel kuvvet-deformasyon ilişkilerinin uygun şekilde göz önüne alınması, frekans ve süre bakımından oldukça değişkenlik gösteren ivme kayıtlarının beklenen deprem etkisinin karakteristik özelliklerini yansıtabilecek şekilde seçilmesi gerekmektedir. Ayrıca ivme kayıtlarının seçilmesi, kesitlerin mafsal özelliklerinin tanımlanması ve analiz sonuçlarının yorumlanması süreçleri de diğer analiz yöntemlerine oranla vakit alıcı olmaktadır.

Doğrusal olmayan itme analizinde ise yapının birinci mod şekli, uniform olarak veya eşdeğer deprem yükü dağılımı göz önüne alınarak dağıtılan ve monotonik olarak adım adım arttırılan deprem yükleri ile, yapı deprem istem sınırına kadar yüklenmektedir (Oğuz, 2005). Böylece yapı deprem sınırına ulaşmaya kadar plastik mafsalları oluşum sırası, plastikleşme mertebeleri takip edilebilmekte ve yapının kapasite eğrisi elde edilebilmektedir.

İtme analizinde çok serbestlik dereceli bir yapı sisteminin deprem istemi yaklaşık olarak eşdeğer tek serbestlik dereceli sistemin istemi ile ifade edilmektedir. Nispeten düzenli ve basit binalar için yeterli yaklaşıklıkta sonuçlar elde edebilmek mümkün olsa da, sadece tek mod etkisinin göz önüne alınabilmesi, yapının talep deplasmanının yükleme şekline (üniform, ters üçgen vb.) oldukça bağımlı olması ve yapının elastik ötesi deformasyonlarının artmasıyla değişen dinamik özelliklerine göre adapte olamaması nedeni ile kullanımına yönetmeliklerce sınırlamalar getirilmiştir.

DBYBHY 2007’de tanımlanan ve Aydınoglu tarafından önerilen Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi ile İtme Analizi yönteminde birden çok modun göz önüne alınmasının mümkün olması sebebi ile uygulanabileceği yapılar için herhangi bir sınırlama getirilmemiştir.

6.1 İtme Analizi

Bu çalışmada itme analizi yöntemi olarak DBYBHY 2007’de verilen Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü ile İtme Analizi yöntemi takip edilecektir. Bu yöntem haricinde FEMA 356 ve ATC-40’ta da farklı yöntemler verilmektedir. Yapının değerlendirilmesinde izlenen bu yöntemde birinci mod şekli ile orantılı ve monotonik olarak arttırılan yatay yükler, seçilen deprem düzeyi için yapı talep deplasman noktasına ulaşmaya kadar arttırılmıştır. Yapının kütlesi ile uyumlu düşey yük analizini izleyen itme analizinin her bir adımında, taşıyıcı sistemde meydana gelen yerdeğiştirme, plastik şekildeğiştirme ve iç kuvvet artımları ile bunlara ait kümülatif değerler ve son adımda deprem istemine karşılık gelen maksimum değerler hesaplanmaktadır (Yılmaz, 2008). Yakın alan depremleri (faya çok yakın bölgelerde kaydedilen depremler) hariç olmak üzere, çok sayıda deprem göz önüne alınarak tek serbestlik dereceli doğrusal olmayan ve eşlenik doğrusal sistemler üzerinde yapılan araştırmalara göre başlangıç periyodu belirli bir sınır periyodundan uzun olan ($T >$

T_B) sistemlerde doğrusal olmayan sistemin maksimum yerdeğiştirmesi ile eşlenik lineer sistemin maksimum yerdeğiştirmesi birbirine yaklaşık olarak eşit olmaktadır. Bu kural “Eşit Yerdeğiştirme Kuralı” olarak adlandırılmaktadır. Başlangıç rijitliğı görelilik olarak büyük olan ($T < T_B$) sistemlerde ise doğrusal olmayan sistemin maksimum yerdeğiştirmesi eşlenik doğrusal sistemin yerdeğiştirmesinden çok daha büyük olmaktadır. Bu kural uyarınca itme analizinde, göz önüne alınan çok serbestlik dereceli sistem, eşlenik tek serbestlik dereceli sistemin yerdeğiştirme istemine ulaşınca kadar yatay yükler adım adım arttırılmaktadır. Görelilik olarak daha rijit sistemlerde ($T < T_B$) ise, eşit yerdeğiştirme kuralının geçerli olmaması nedeni ile eşlenik elastik sistemin yerdeğiştirmesi DBYBHY 2007’de verilen C_{R1} katsayısı ile arttırılarak doğrusal olmayan yerdeğiştirme elde edilmektedir. DBYBHY 2007’ye göre itme analizi yönteminin uygulanabilmesi için inceleme konusu yapıların aşağıda verilen kriterleri sağlaması gerekmektedir;

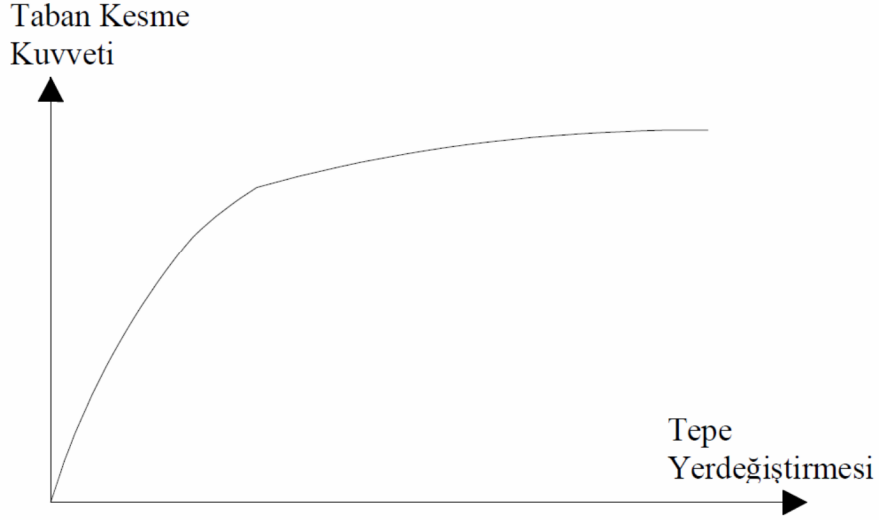
- Toplam kat adedi 8’i aşmamalı,
- Burulma düzensizliğı katsayısı (η_{bi}) 1.4’den küçük olmalı
- Deprem doğrultusundaki birinci titreşim moduna ait etkin kütle oranı 0.70’den yüksek olmalıdır.

DBYBHY 2007’ye göre itme analizi Bölüm 6.1.1’de verilen adımlar izlenerek yapılmaktadır.

6.1.1 İtme analizi adımları

İtme analizinin ilk adımı olarak analiz modeli ve kesit davranışlarını temsil eden mafsalları tanımlarının tamamlanmasının ardından, kütleler ile uyumlu düşey yüklerin göz önüne alındığı bir doğrusal olmayan statik analiz yapılacaktır. Bu analiz sonuçları, artımsal itme analizinin başlangıç koşulları olarak göz önüne alınır.

Bu analizin ardından mümkün olduğunca her adımın sonunda bir plastik mafsalları oluşacak şekilde yatay yükler adım adım arttırılır, yapının yatay yük kapasitesi belirlenir ve yatay kuvvet – tepe yerdeğiştirmesi eğrisi elde edilir. Statik itme eğrisinde yatay kuvvet arttıkça yapıda plastik şekildeğiştirmeler artmakta ve yapıda hasar olarak ortaya çıkmaktadır. Herhangi bir yapı için tipik itme eğrisi Şekil 6.1’de verilmektedir.

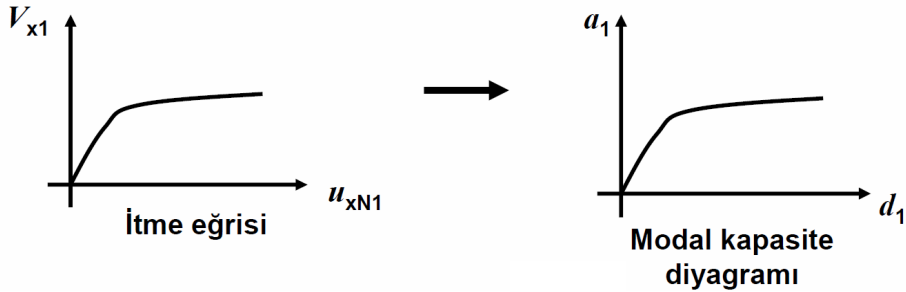


Şekil 6.1 : Statik İtme Eğrisi

Statik itme eğrisinin elde edilmesinin ardından itme eğrisine uygulanan koordinat dönüşümü ile, koordinatları “modal yerdeğiştirme-modal ivme” olan modal kapasite diyagramı Denklem 6.1 ve Denklem 6.2 ile verilen dönüşüm denklemleri kullanılarak elde edilir. İtme eğrisi ve modal kapasite diyagramları dönüşümü ve eksenleri Şekil 6.2’de gösterilmektedir.

$$a_1^{(i)} = \frac{V_{x1}^{(i)}}{M_{x1}} \quad (6.1)$$

$$d_1^{(i)} = \frac{u_{xN1}^{(i)}}{\phi_{xN1} \Gamma_{x1}} \quad (6.2)$$



Şekil 6.2 : İtme Eğrisi – Modal Kapasite Diyagramı Dönüşümü

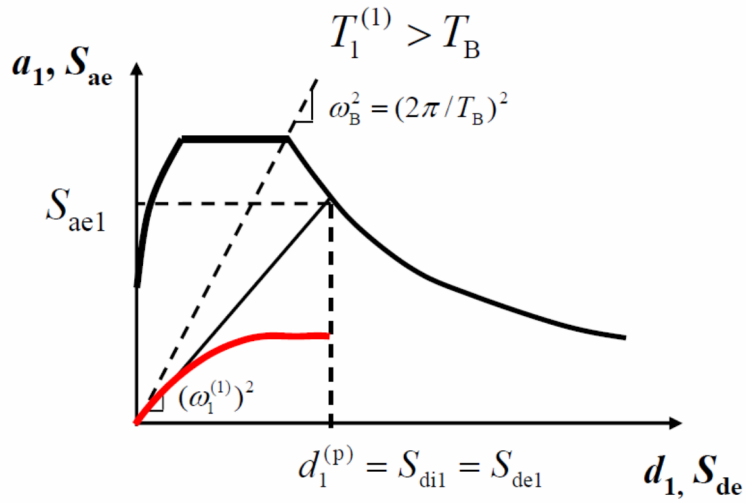
Modal kapasite diyagramının elde edilmesinin ardından, modal yer değiştirme istemi ve doğrusal elastik olmayan spektral yerdeğiştirme istemi Denklem 6.3, denklem 6.4

ve Denklem 6.5 ile hesaplanır. Modal yer değiştirme istemi ve doğrusal olmayan spektral yerdeğiştirme isteminin elde edilmesi ayrıca şekil 6.3’de gösterilmektedir.

$$d_1^{(p)} = S_{di1} \quad (6.3)$$

$$S_{di1} = C_{R1} S_{de1} \quad (6.4)$$

$$S_{de1} = \frac{S_{ae1}}{(w_1^{(1)})^2} \quad (6.5)$$



şekil 6.3 : Modal Yerdeğiştirme İsteminin Hesaplanması

Modal yerdeğiştirme isteminin hesaplanmasının ardından ise Denklem 6.6’da verilen dönüşüm bağıntısı ile taşıyıcı sistemin tepe yerdeğiştirme istemi elde edilir.

$$u_{xN1} = \phi x_{N1} \Gamma_{x1} d_1 \quad (6.6)$$

Son adım olarak yapının tepe yerdeğiştirme istemi u_{xN1} değerine eşit oluncaya kadar itme analizi tekrarlanır ve bu değere karşılık gelen tüm istem büyüklükleri hesaplanır. Bu tepe deplasmanında kesitlerde oluşan plastik şekildeğiştirmeler verilen sınır değerler ile karşılaştırılarak kesit hasar seviyeleri ve yapının performansı belirlenir.

6.2 Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz

Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz yönteminde taşıyıcı sistemin doğrusal olmayan davranışı göz önüne alınarak sistemin hareket denklemi modal

veya direkt yöntemler ile her zaman adımı için adım adım çözülmektedir. Zamana bağlı olarak değişen deprem etkisi altında taşıyıcı sistemin hareket denklemi sayısal olarak çözülerek plastik şekildeğiştirmeler ve kesit iç kuvvetleri zamana bağlı olarak bulunur ve sistemde mafsallı dönme talepleri belirlenir. Yapılan kabuller doğrultusunda itme analizine göre daha kapsamlı sonuçların elde edildiği bu yöntemde, analize başlangıç aşamasında daha çok veri gerektirmesi, yapılan kabuller ve elde edilen çıktıların itme analizine göre oldukça fazla olması nedeni ile sonuçların yorumlanmasında özenli olmak gerekmektedir. İtme analizinin aksine, bu yöntemin uygulanabilirliği açısından yönetmeliklerde bina türü, yüksekliği vb. herhangi bir sınır tanımlanmamaktadır.

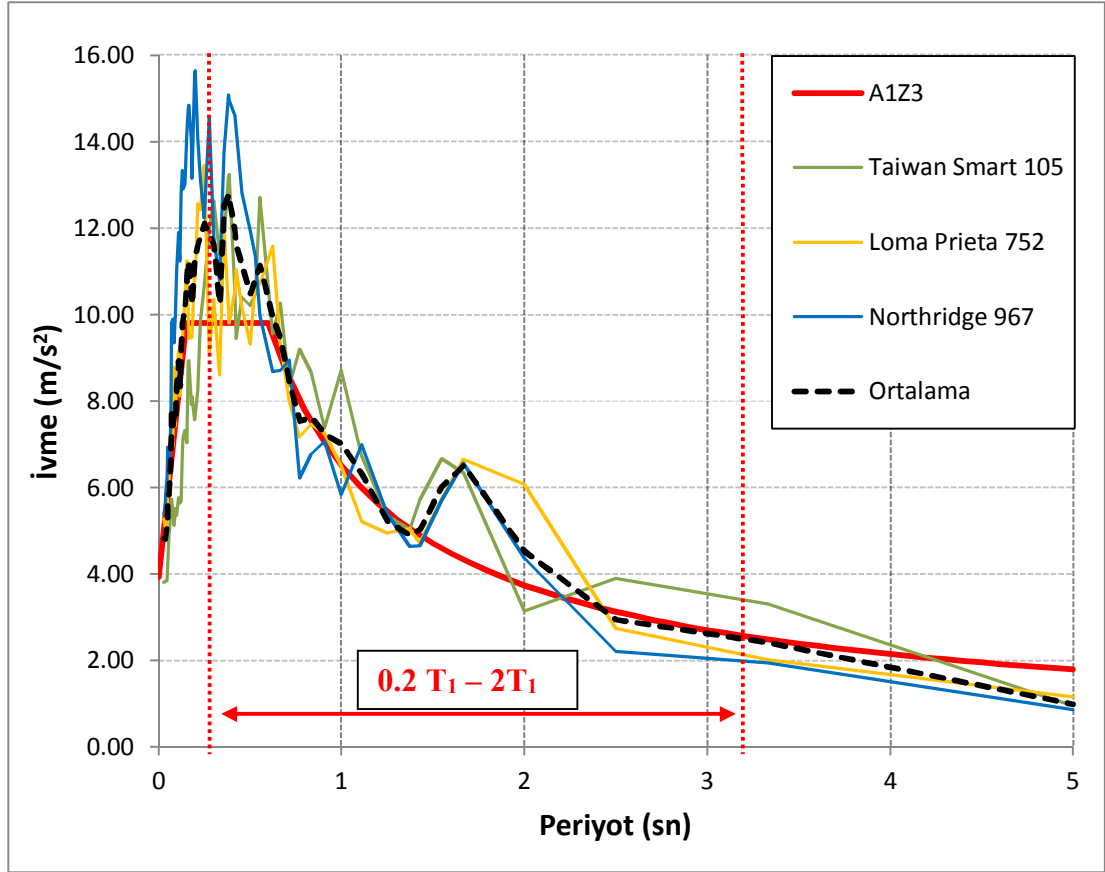
6.2.1 Benzeştirilmiş yer kayıtlarının seçilmesi

DBYBHY 2007’de yapıların zaman tanım alanında doğrusal olmayan deprem hesabı için yapay yollarla üretilen, daha önce kaydedilmiş veya benzeştirilmiş deprem yer hareketi kayıtlarının kullanımına izin verilmektedir. Kullanılacak deprem kayıtlarının aşağıdaki özellikleri taşıması istenir;

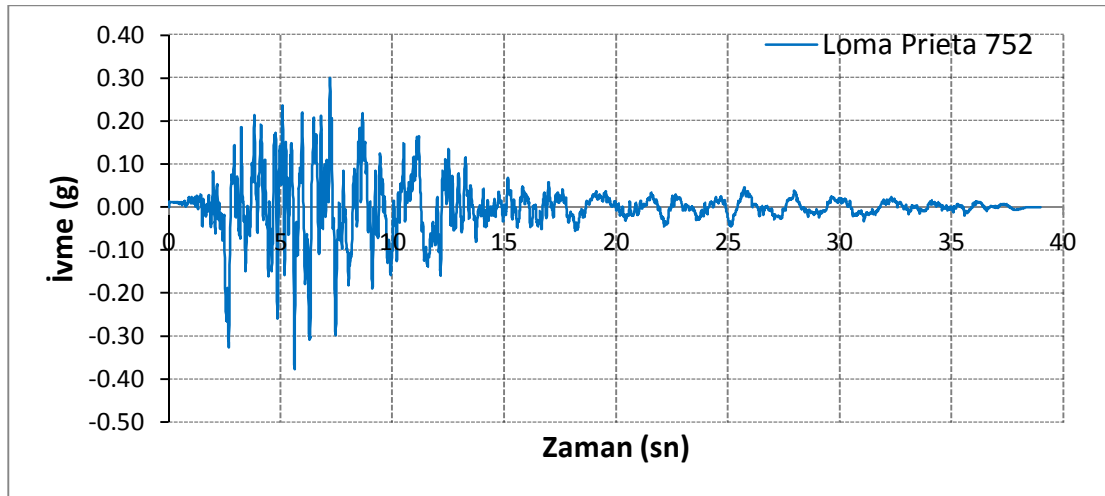
- Kuvvetli yer hareketi kısmının süresi, binanın birinci doğal titreşim periyodunun 5 katından ve 15 saniyeden daha kısa olmayacaktır.
- Kullanılacak deprem yer hareketinin sıfır periyoda karşı gelen spektral ivme değerlerinin ortalaması A_{0g} ’den daha küçük olmayacaktır.
- Kullanılacak ivme kaydına göre %5 sönüm oranı için yeniden bulunacak spektral ivme değerlerinin ortalaması, göz önüne alınan deprem doğrultusundaki birinci (hâkim) periyot T_1 ’e göre $0.2T_1$ ile $2T_1$ arasındaki periyotlar için, yönetmelikte tanımlanan elastik spektral ivme değerlerinin %90’ından daha az olmayacaktır.
- Zaman tanım alanında doğrusal veya doğrusal olmayan hesapta, üç yer hareketi kullanılması durumunda sonuçların maksimumu, en az yedi yer hareketi kullanılması durumunda ise sonuçların ortalaması tasarım için esas alınacaktır.

Yukarıda verilen kriterler doğrultusunda inceleme konusu yapının değerlendirilmesinde ve güçlendirilmesinde kullanılmak üzere seçilen üç adet ölçeklenmiş yer hareketi ivme-zaman grafikleri ve ivme spektrumları Şekil 6.4, Şekil

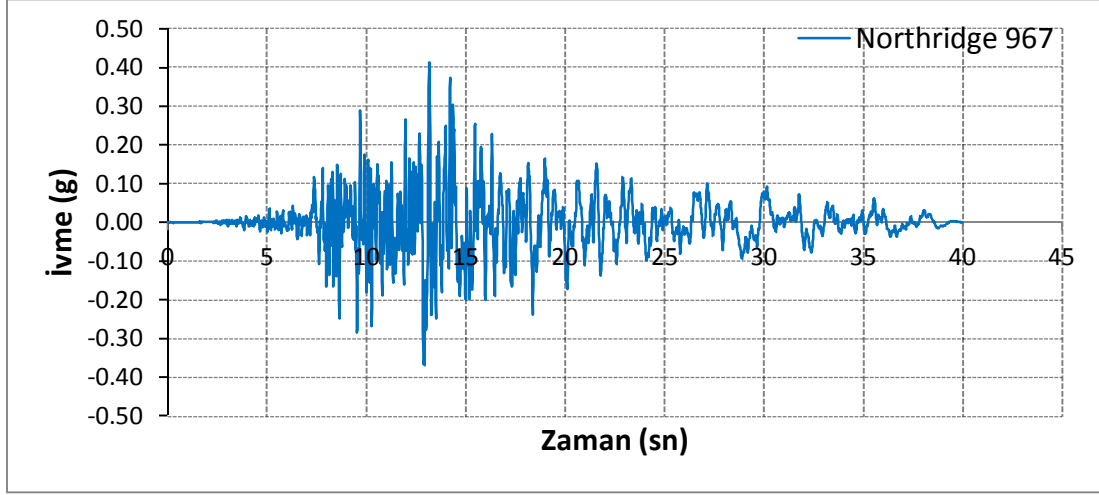
6.5, Şekil 6.6 ve Şekil 6.7’de verilmektedir. Seçilen yer hareketi kayıtları aynı oranda yukarı veya aşağı yönde ölçeklenerek (1’den büyük veya 1’den küçük ve sabit bir katsayı ile çarpılarak), istenilen periyot aralığında, hedef tasarım ivme spektrumuna uyumlu hale getirilmiş, kayıtların frekans içeriği değiştirilmemiştir.



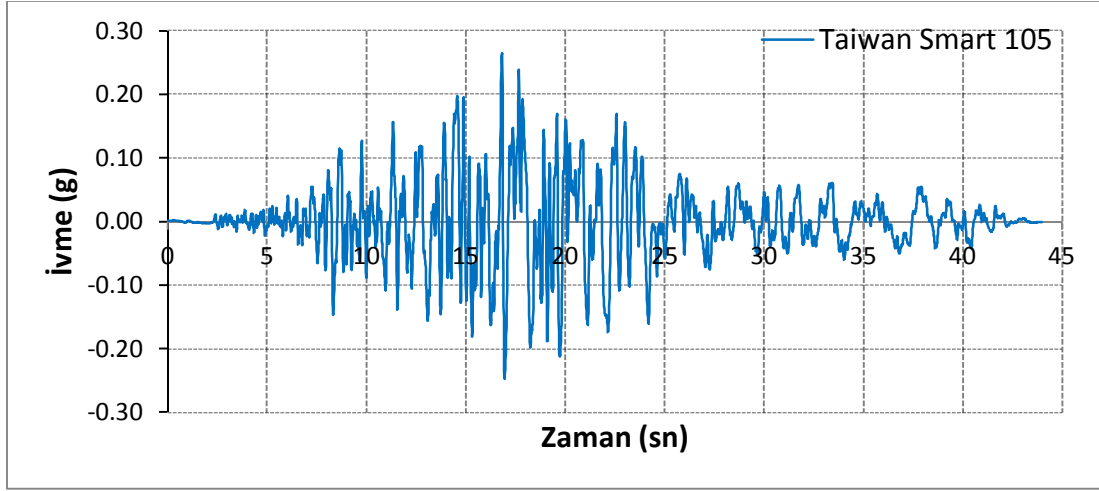
Şekil 6.4 : %5 Sönümlü Yer Hareketi Spektrumları



Şekil 6.5 : Ölçeklenmiş Loma Prieta Depremi İvme (g) – Zaman (sn) Grafiği (PGA:0.377g)



Şekil 6.6 : Ölçeklenmiş Northridge Depremi İvme (g) – Zaman (sn) Grafiği (PGA:0.413g)



Şekil 6.7 : Ölçeklenmiş Taiwan Smart Depremi İvme (g) – Zaman (sn) Grafiği (PGA: 0.265g)

7. YAPI PERFORMANSININ BELİRLENMESİ

Bu bölümde inceleme konusu üç katlı SAC Seattle binasının performans analizi sonuçları özetlenecektir. Yapının performansının belirlenmesinde Artımsal Eşdeğer Deprem yükü ve Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan analiz yöntemleri kullanılacaktır. Değerlendirmede SAP2000 V14.2.2 analiz programı kullanılmıştır.

7.1 Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü ile İtme Analizi Sonuçları

DBYBHY 2007’de yapıların Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü ile İtme Analizi yöntemi ile değerlendirilebilmesi için aşağıda verilen koşulların sağlanması gerekmektedir.

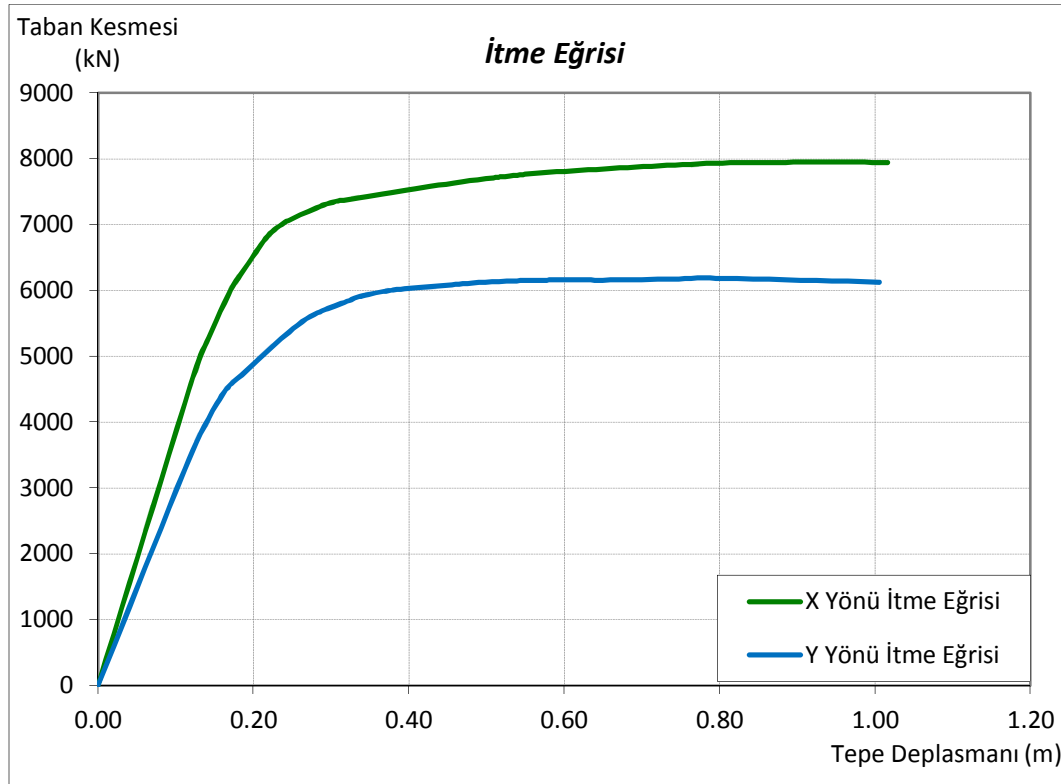
- Yapının kat sayısının bodrum hariç 8’den fazla olmaması,
- Herhangi bir katta ek dışmerkezlilik gözönüne alınmaksızın doğrusal elastik davranışa göre hesaplanan burulma düzensizliği katsayısının $\eta_{bi} < 1.4$ koşulunu sağlaması,
- Göz önüne alınan deprem doğrultusunda doğrusal elastik davranış esas alınarak hesaplanan birinci (hakim) titreşim moduna ait etkin kütlenin toplam bina kütesine (rijit perdelerle çevrelenen bodrum katlarının kütleleri hariç) oranının en az 0.70 olması.

Çizelge 7.1’den görülebileceği üzere, yapının her iki doğrultuda da kütle katılım oranları 0.70’nin üzerindedir. Yapının planda simetrik olması ve yüklemelerinde simetriğe yakın olması nedeni ile burulma düzensizliği koşulu da sağlanmaktadır. İnceleme konusu yapının üç katlı olması nedeni ile DBYBHY 2007’ye göre Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü ile İtme Analizi uygulanabilecektir.

Çizelge 7.1 : Yapı Modları ve Kütle Katılım Oranları.

Mod No	Periyot (sn)	Titreşim Modlarındaki Kütle Katılım Oranları			Toplam Kütle Katılım Oranları		
		UX	UY	RZ	Toplam UX	Toplam UY	Toplam RZ
1	1.55	0.00	0.81	0.17	0.00	0.81	0.17
2	1.37	0.82	0.00	0.40	0.82	0.81	0.57
3	0.99	0.00	0.00	0.25	0.82	0.81	0.82
4	0.42	0.00	0.15	0.03	0.82	0.96	0.85
5	0.38	0.15	0.00	0.07	0.96	0.96	0.92
6	0.29	0.00	0.00	0.04	0.96	0.96	0.96
7	0.18	0.00	0.04	0.01	0.96	1.00	0.97
8	0.16	0.04	0.00	0.02	1.00	1.00	0.99
9	0.13	0.00	0.00	0.01	1.00	1.00	1.00
10	0.10	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
11	0.09	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
12	0.09	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00

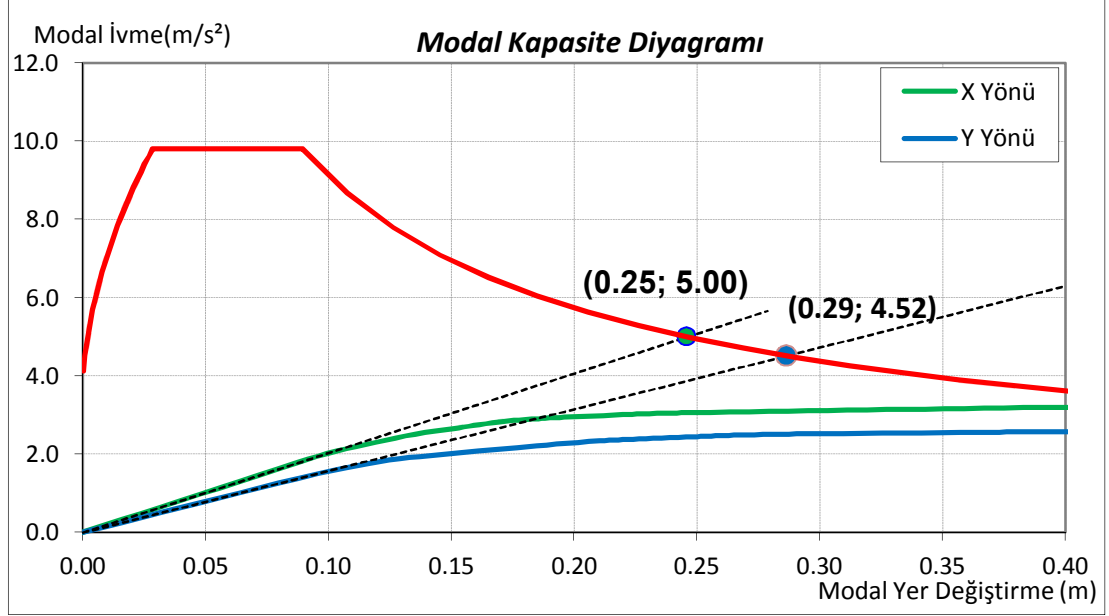
Uygulanan itme analizi sonucunda yapının itme eğrileri (taban kesme kuvveti – tepe yerdeğiştirmesi) Şekil 7.1’de verilmektedir.



Şekil 7.1 : İtme Analizi Deprem Yüğü – Tepe Yerdeğiştirmesi Eğrileri

Yapının kapasite diyagramı ise $a_1^{(i)} = \frac{V_{x1}^{(i)}}{M_{x1}}$ ve $d_1^{(i)} = \frac{u_{xN1}^{(i)}}{\phi_{xN1}\Gamma_{x1}}$ dönüşümleri ile Şekil

7.2’de verilmektedir. Yapının değerlendirmesi DBYBHY 2007’de verilen 1. sınıf deprem bölgesi Z3 sınıfı zemin için 475 yıl dönüş periyotlu deprem senaryosu göz önüne alınarak yapılacaktır.



Şekil 7.2 : Modal Kapasite Diyagramı

Yapının X ve Y doğrultusu için modal kapasite diyagramları ve modal yerdeğiştirme istemlerinin hesap edilmesinin ardından taşıyıcı sistem tepe yerdeğiştirme istemi Denklem 7.1 ile elde edilir.

$$u_{xN1}^{(p)} = \Phi_{xN1} \Gamma_{x1} d_1^{(p)} \quad (7.1)$$

Yapının her iki doğrultusu için tepe yerdeğiştirme istemleri Çizelge 7.2’de verilmektedir.

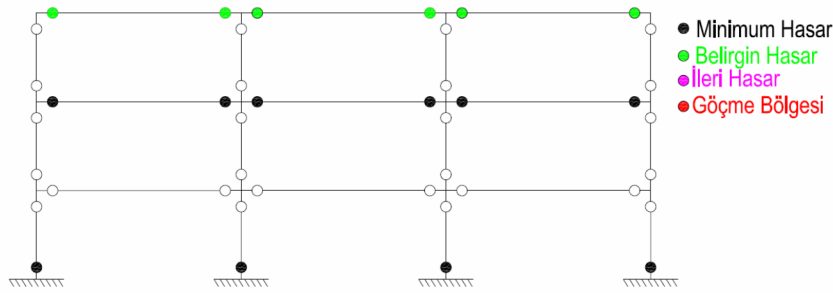
Çizelge 7.2 : Yapının Tepe Yerdeğiştirme İstemleri.

Deprem Yönü	Γ_1	Φ_{N1}	$d_1^{(p)} \text{ (m)}$	$u_{N1}^{(p)} \text{ (m)}$
Y Yönü	48.81	0.0261	0.287	0.365
X Yönü	49.10	0.026	0.246	0.314

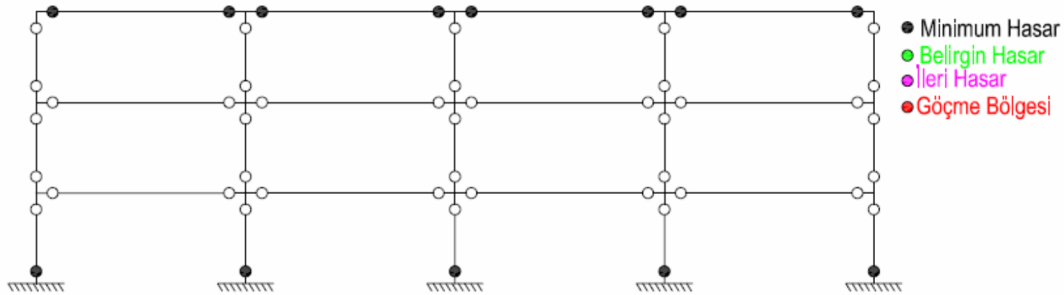
Yapının X yönü tepe yerdeğiştirme istemi 0.314 m, Y yönü tepe yerdeğiştirme istemi ise 0.365 m olarak hesaplanmıştır. Her iki doğrultu içinde yapının tepe yerdeğiştirme

istemi, elde edilen değere ulaşana kadar itme analizi tekrarlanmış ve yapının performans noktasındaki tüm istem büyüklükleri hesaplanmıştır.

Yapının performans noktasında hesaplanan kesit hasar seviyeleri Şekil 7.3, Şekil 7.4, Çizelge 7.3, Çizelge 7.4, Çizelge 7.5 ve Çizelge 7.6’da özetlenmektedir. Yapının yanal yük taşıyıcı sisteminin X yönünde dört, Y yönünde üç açıklıklı çerçevelerden oluşması, yapı rijitliğinin ve kütle dağılımının simetrik olması nedeniyle hasar oluşumları da aynı doğrultudaki çerçeveler üzerinde benzer olmaktadır. Bu nedenle hasar oluşumları ilgili doğrultudaki bir çerçeve üzerinde gösterilmiştir. Şekillerde beyaz dolgu ile gösterilen olası mafsal bölgeleri, kesitte plastikleşme olmamasını temsil etmektedir.



Şekil 7.3 : Y Doğrultusu İtme Analizi Kesit Hasar Seviyeleri



Şekil 7.4 : X Doğrultusu İtme Analizi Kesit Hasar Seviyeleri

Yapının ve yüklemelerin planda simetrik olması nedeni ile hasar oluşumları da simetrik olarak ortaya çıkmaktadır. Bu nedenle kesitler üzerinde hasar oluşumları sadece bir çerçeve üzerinde gösterilmiştir. FEMA 356’ya göre yapılan değerlendirmede, yapının kesit hasarları bakımından Y doğrultusu için “Can Güvenliği”, X doğrultusu için ise “Hemen Kullanım” performans seviyesi koşullarını sağladığı görülmektedir. Panel bölgeleri için yapılan değerlendirmede ise tüm panel bölgelerinin “Minimum Hasar Bölgesi”nde olduğu görülmüştür.

Çizelge 7.3 : Yapı Y Doğrultusu Kirişleri Hasar Bölgeleri

Kat	Minimum Hasar Bölgesi		Belirgin Hasar Bölgesi		İleri Hasar Bölgesi		Göçme Bölgesi	
	Kiriş Adedi	Oran	Kiriş Adedi	Oran	Kiriş Adedi	Oran	Kiriş Adedi	Oran
3	-	-	6/6	100%	-	-	-	-
2	6/6	100%	-	-	-	-	-	-
1	6/6	100%	-	-	-	-	-	-

Çizelge 7.4 : Yapı X Doğrultusu Kirişleri Hasar Bölgeleri

Kat	Minimum Hasar Bölgesi		Belirgin Hasar Bölgesi		İleri Hasar Bölgesi		Göçme Bölgesi	
	Kiriş Adedi	Oran	Kiriş Adedi	Oran	Kiriş Adedi	Oran	Kiriş Adedi	Oran
3	8/8	100%	-	-	-	-	-	-
2	8/8	100%	-	-	-	-	-	-
1	8/8	100%	-	-	-	-	-	-

Çizelge 7.5 : Yapı Y Doğrultusu Kolonları Hasar Bölgeleri

Kat	Minimum Hasar Bölgesi		Belirgin Hasar Bölgesi		İleri Hasar Bölgesi		Göçme Bölgesi	
	Kolon Adedi	Oran	Kolon Adedi	Oran	Kolon Adedi	Oran	Kolon Adedi	Oran
3	8/8	100%	-	-	-	-	-	-
2	8/8	100%	-	-	-	-	-	-
1	8/8	100%	-	-	-	-	-	-

Çizelge 7.6 : Yapı X Doğrultusu Kolonları Hasar Bölgeleri

Kat	Minimum Hasar Bölgesi		Belirgin Hasar Bölgesi		İleri Hasar Bölgesi		Göçme Bölgesi	
	Kolon Adedi	Oran	Kolon Adedi	Oran	Kolon Adedi	Oran	Kolon Adedi	Oran
3	10/10	100%	-	-	-	-	-	-
2	10/10	100%	-	-	-	-	-	-
1	10/10	100%	-	-	-	-	-	-

Çizelge 7.7 : Görelî Kat Ötelemeleri ve Görelî Kat Öteleme Oranları

	X Doğrultusu	Y Doğrultusu		X Doğrultusu	Y Doğrultusu
δ_3 (cm)	11.20	14.14	δ_3 / h_i	0.028	0.036
δ_2 (cm)	11.44	13.62	δ_2 / h_i	0.029	0.034
δ_1 (cm)	8.04	8.75	δ_1 / h_i	0.020	0.022

Tasarım depremine (dönüş periyodu 475 yıl) göre yapılan değerlendirmede kesit hasar oluşumları bakımından, yapının Y doğrultusu için “Can Güvenliği”, X doğrultusu için ise “Hemen Kullanım” performans seviyelerini sağladığı görülmektedir. FEMA 356’da mevcut yapıların performansının belirlenmesinde

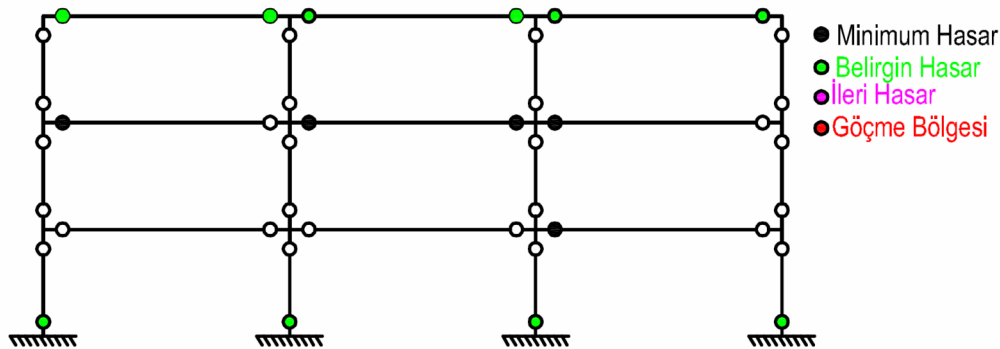
görelî kat ötelemeleri ile ilgili bir sınır bulunmasa da, ASCE 7-10’da yeni tasarlanan yapılar ve DBYBHY 2007’de yeni tasarım ve mevcut yapıların değerlendirilmesinde görelî kat ötelemeleri sınırlandırılmaktadır. ASCE 7-10’da yeni tasarlanan yapılar için yapıya özel belirlenen risk kategorisine göre 0.007 ile 0.025 aralığında değişmekte olan görelî kat ötelemeleri limitleri verilmektedir. DBYBHY 2007’de ise yeni tasarlanan yapılar için 0.02, mevcut betonarme yapıların değerlendirilmesinde ise “Hemen Kullanım” performans seviyesi için 0.01, “Can Güvenliğı” performans seviyesi için 0.03, “Göçme Öncesi” performans seviyesi için ise 0.04 görelî kat ötelemesi sınırlaması getirilmiştir. İnceleme konusu yapıda görelî kat ötelemelerinin Çizelge 7.7’den görülebileceğı üzere 0.04 mertebelerine yaklaşması nedeni ile, kesit hasarları bakımından “Can Güvenliğı” performans seviyesi koşulları sağlanıyor olsa da, yapıda güçlendirilmeye gidilmesi uygun görülmüştür.

İtme analizi ile elde edilen sonuçlar bir sonraki bölümde ölçeklendirilmiş yer kayıtları ile yapılan zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz sonuçları ile karşılaştırılacaktır.

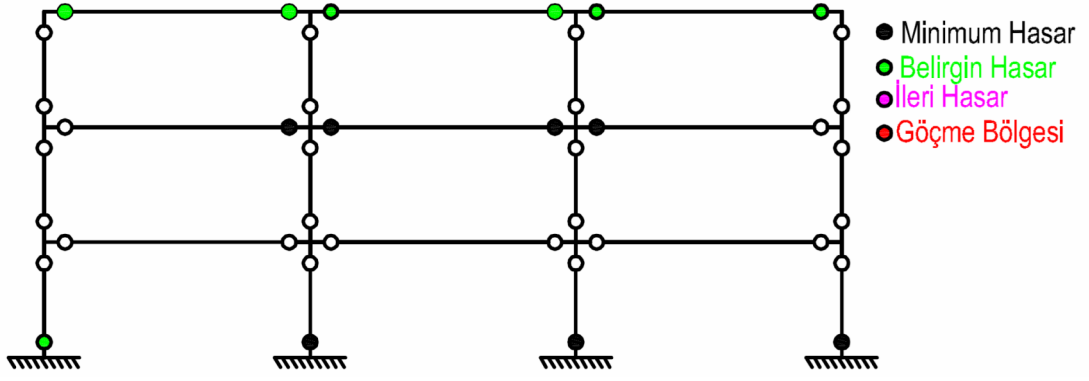
7.2 Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz Sonuçları

Bu başlıkta bölüm 6.2’de verilen kriterler ve ölçeklendirilmiş yer kayıtları kullanılarak yürütölen zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz sonuçları özetlenecektir. Değerlendirmede üç adet yer hareketi kullanılmış olması nedeni ile her kayıt için elde edilen büyüklüklerin maksimumu göz önüne alınarak değerlendirme yapılacaktır.

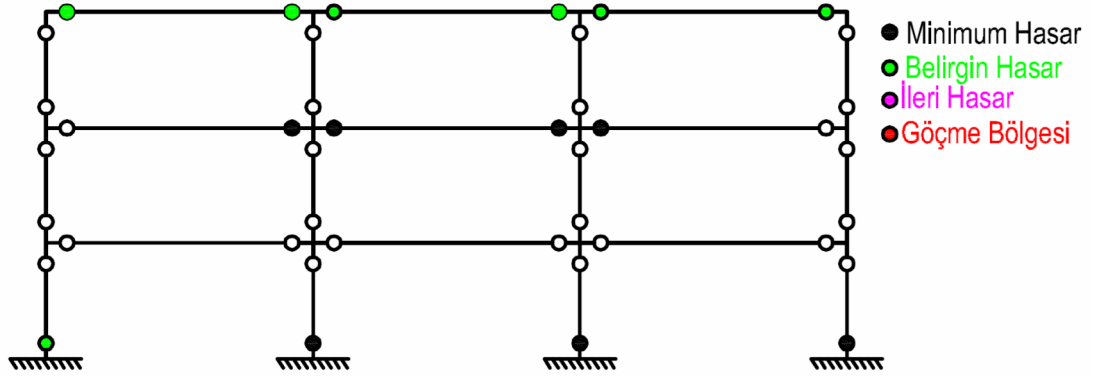
Seçilen kayıtlar için kesitlerde hesaplanan hasar bölgeleri aşğıdaki grafiklerde ve tablolarda özetlenmektedir.



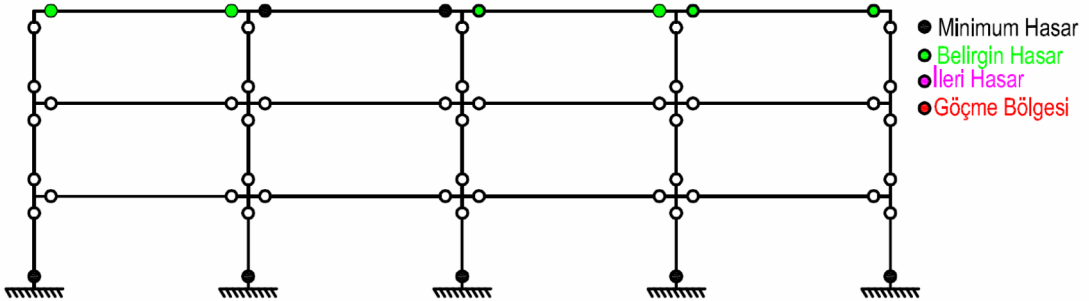
Şekil 7.5 : Northridge 967 Kaydı Y Doğrultusu Kesit Hasar Seviyeleri



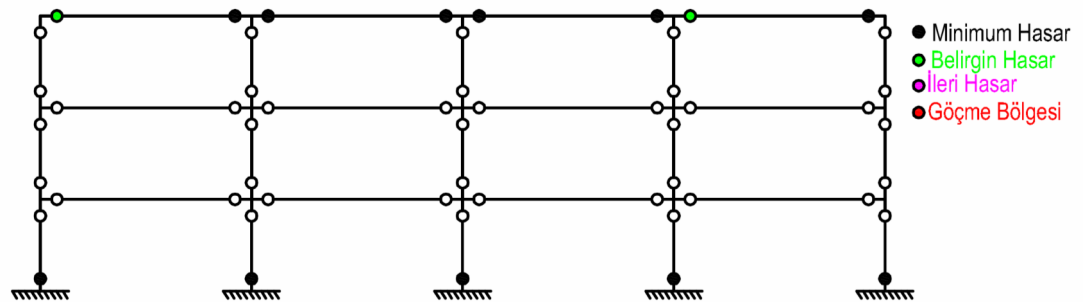
Şekil 7.6 : Taiwan Smart 105 Kaydı Y Doğrultusu Kesit Hasar Seviyeleri



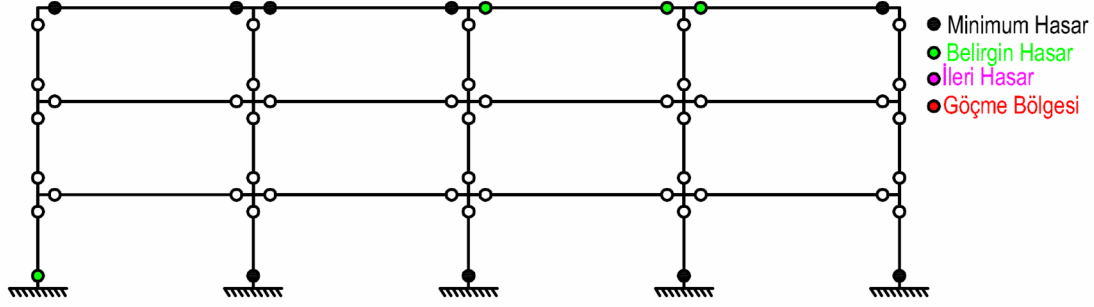
Şekil 7.7 : Loma Prieta 752 Kaydı Y Doğrultusu Kesit Hasar Seviyeleri



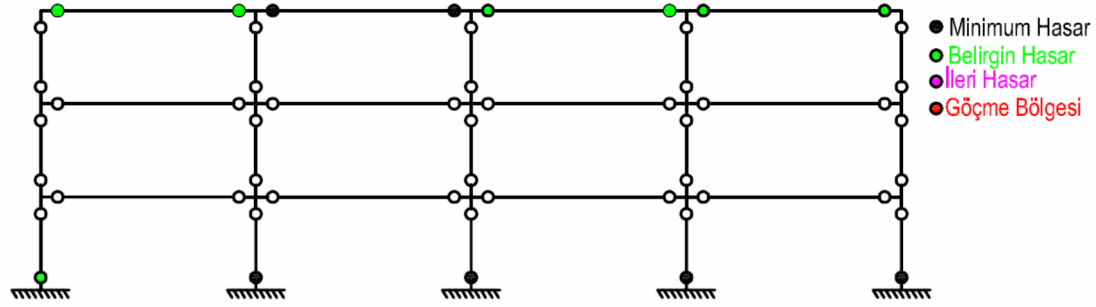
Şekil 7.8 : Northridge 967 Kaydı X Doğrultusu Kesit Hasar Seviyeleri



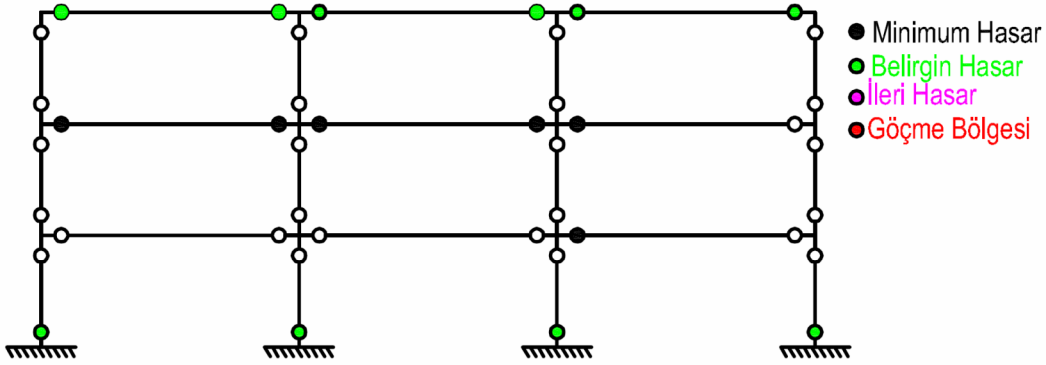
Şekil 7.9 : Taiwan Smart 105 Kaydı X Doğrultusu Kesit Hasar Seviyeleri



Şekil 7.10 :Loma Prieta 752 Kaydı X Doğrultusu Kesit Hasar Seviyeleri



Şekil 7.11 :Seçilen Yer Kayıtları için X Doğrultusu Maksimum Kesit Hasar Seviyeleri



Şekil 7.12 :Seçilen Yer Kayıtları için Y Doğrultusu Maksimum Kesit Hasar Seviyeleri

Çizelge 7.8 : Yapı Y Doğrultusu Kirişleri Hasar Bölgeleri

Kat	Minimum Hasar Bölgesi		Belirgin Hasar Bölgesi		İleri Hasar Bölgesi		Göçme Bölgesi	
	Kiriş Adedi	Oran	Kiriş Adedi	Oran	Kiriş Adedi	Oran	Kiriş Adedi	Oran
3	-	-	6/6	100%	-	-	-	-
2	6/6	100%	-	-	-	-	-	-
1	6/6	100%	-	-	-	-	-	-

Çizelge 7.9 : Yapı X Doğrultusu Kirişleri Hasar Bölgeleri

Kat	Minimum Hasar Bölgesi		Belirgin Hasar Bölgesi		İleri Hasar Bölgesi		Göçme Bölgesi	
	Kiriş Adedi	Oran	Kiriş Adedi	Oran	Kiriş Adedi	Oran	Kiriş Adedi	Oran
3	2/8	25%	6/8	75%	-	-	-	-
2	8/8	100%	-	-	-	-	-	-
1	8/8	100%	-	-	-	-	-	-

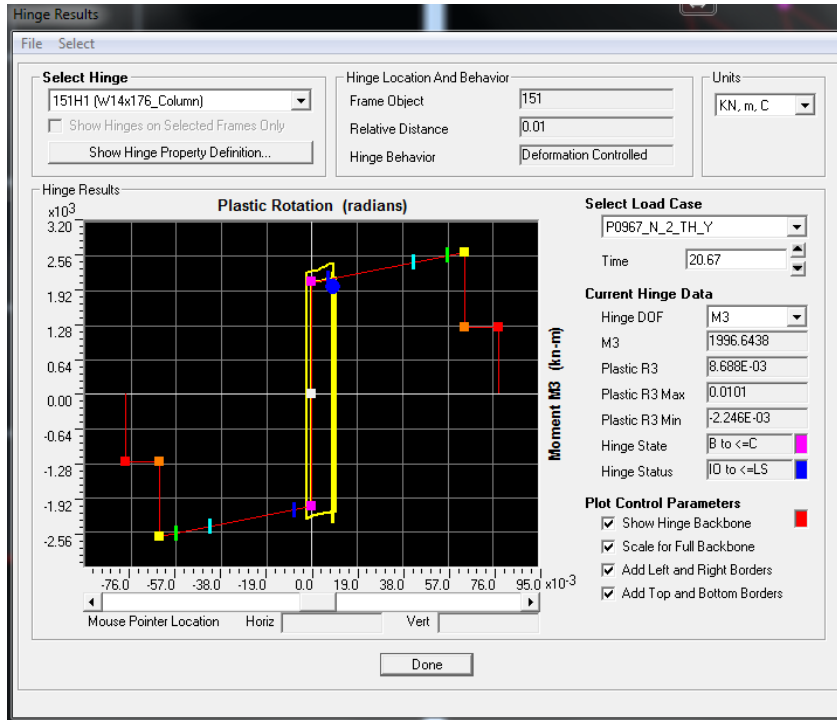
Çizelge 7.10 : Yapı Y Doğrultusu Kolonları Hasar Bölgeleri

Kat	Minimum Hasar Bölgesi		Belirgin Hasar Bölgesi		İleri Hasar Bölgesi		Göçme Bölgesi	
	Kolon Adedi	Oran	Kolon Adedi	Oran	Kolon Adedi	Oran	Kolon Adedi	Oran
3	8/8	100%	-	-	-	-	-	-
2	8/8	100%	-	-	-	-	-	-
1	-	-	8/8	100%	-	-	-	-

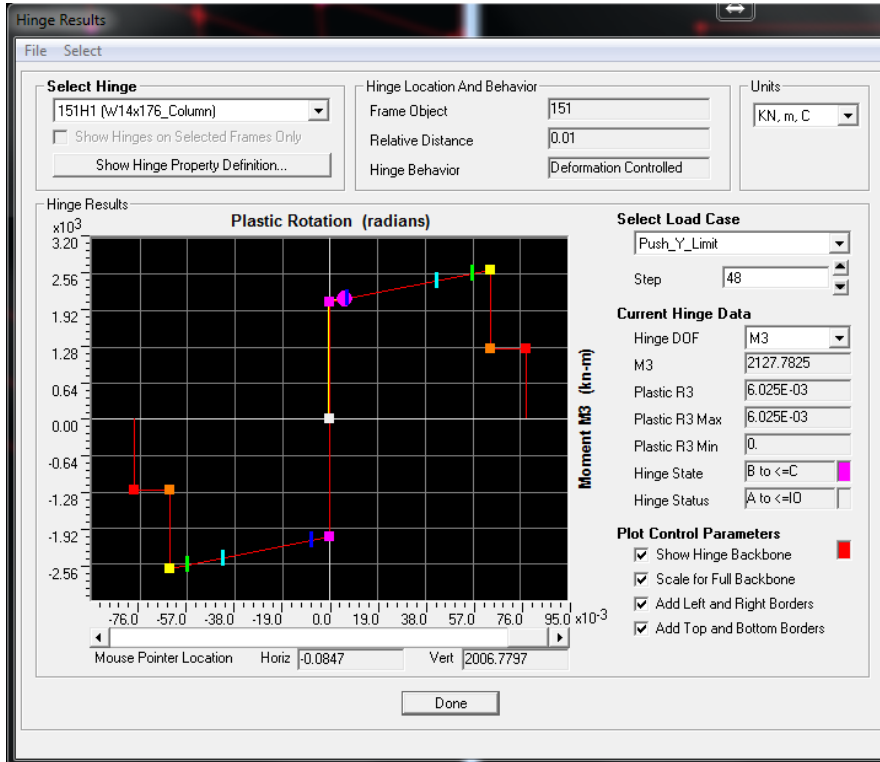
Çizelge 7.11 : Yapı X Doğrultusu Kolonları Hasar Bölgeleri

Kat	Minimum Hasar Bölgesi		Belirgin Hasar Bölgesi		İleri Hasar Bölgesi		Göçme Bölgesi	
	Kolon Adedi	Oran	Kolon Adedi	Oran	Kolon Adedi	Oran	Kolon Adedi	Oran
3	10/10	100%	-	-	-	-	-	-
2	10/10	100%	-	-	-	-	-	-
1	8/10	80%	2/10	20%	-	-	-	-

Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz sonuçları incelendiğinde Y doğrultusu için itme analizi ile elde edilen sonuçlara göre, kolonlarının temel bağlantıları seviyesinde bulunan mafsallarda hasar seviyesinin farklı olarak ortaya çıktığı görülmektedir. Ancak Şekil 7.13 ve 7.14'den de görülebileceği üzere plastik dönme değerleri iki analiz yöntemi ile de birbirine oldukça yakın olarak elde edilebilmiştir. Yapının X doğrultusu için ise kesit hasar seviyeleri bakımından farklılık daha çok 3. kat kirişlerinde ortaya çıkmıştır. Ancak ilgili mafsallardaki plastik dönmeler iki analiz yöntemi için de yakın olarak elde edilmiştir.



Şekil 7.13 : W14x176 Kolonu Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz Sonuçlarına Göre Plastik Dönme Değerleri



Şekil 7.14 : W14x176 Kolonu İtme Analizi Sonuçlarına Göre Plastik Dönme Değerleri

Sonuç olarak zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yöntemi ile kesit hasar seviyelerine göre yapılan değerlendirmede, inceleme konusu yapı X ve Y

doğrultuları için “Can Güvenliği” performans seviyesi kriterlerini sağlamaktadır. Analiz sonucu elde edilen görelî kat ötelemeleri ve oranları ise Çizelge 7.12, Çizelge 7.13 ve Çizelge 7.14’de verilmektedir.

Çizelge 7.12 : Taiwan Smart Kaydı Görelî Kat Ötelemeleri ve Görelî Kat Öteleme Oranları.

	X Doğrultusu	Y Doğrultusu		X Doğrultusu	Y Doğrultusu
δ_3 (cm)	11.70	13.35	δ_3 / h_i	0.030	0.034
δ_2 (cm)	11.42	12.85	δ_2 / h_i	0.029	0.032
δ_1 (cm)	8.49	7.76	δ_1 / h_i	0.021	0.020

Çizelge 7.13 : Loma Prieta Kaydı Görelî Kat Ötelemeleri ve Görelî Kat Öteleme Oranları.

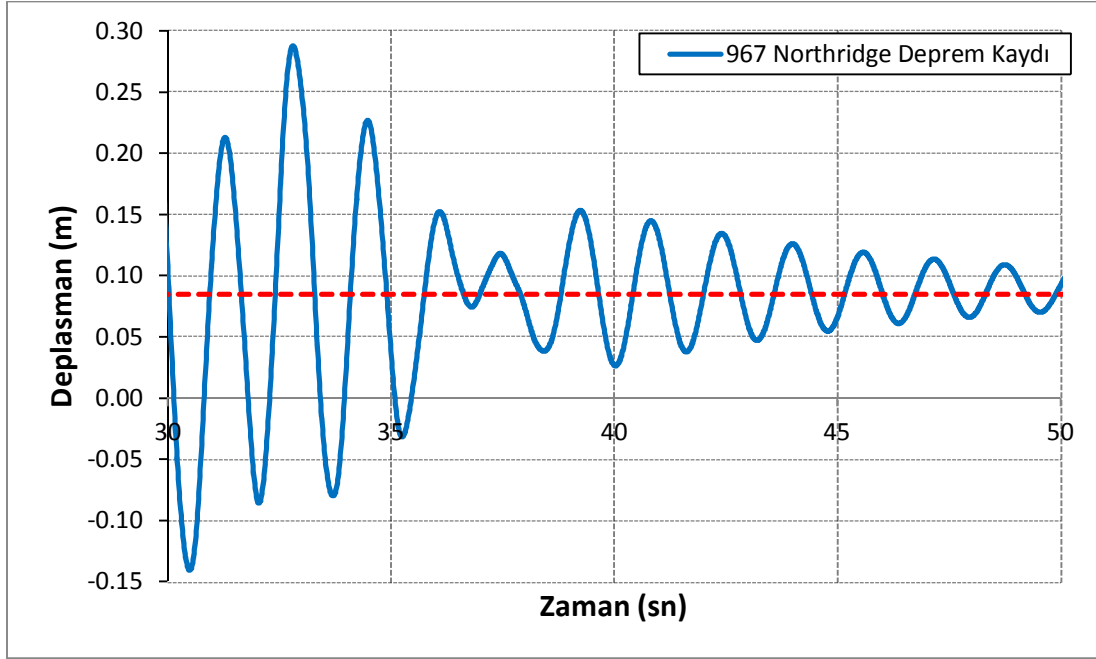
	X Doğrultusu	Y Doğrultusu		X Doğrultusu	Y Doğrultusu
δ_3 (cm)	10.10	14.11	δ_3 / h_i	0.026	0.036
δ_2 (cm)	10.44	12.49	δ_2 / h_i	0.026	0.032
δ_1 (cm)	7.93	7.73	δ_1 / h_i	0.020	0.020

Çizelge 7.14 : Northridge Kaydı Görelî Kat Ötelemeleri ve Görelî Kat Öteleme Oranları.

	X Doğrultusu	Y Doğrultusu		X Doğrultusu	Y Doğrultusu
δ_3 (cm)	13.00	14.08	δ_3 / h_i	0.033	0.036
δ_2 (cm)	11.37	13.50	δ_2 / h_i	0.029	0.034
δ_1 (cm)	8.01	10.11	δ_1 / h_i	0.020	0.026

Görelî kat öteleme oranları incelendiğinde sonuçların itme analizi ile elden edilen sonuçlar ile büyük ölçüde uyumlu olduğu görülmektedir. Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz sonuçlarına göre de yapıda kesit hasarları itibarı ile bir yetersizlik tespit edilmemiştir.

Yürütülen zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz sonuçları ayrıca yapıda seçilen deprem kayıtları için oluşan kalıcı deplasmanlar bakımından da irdelenecektir. Seçilen yer kayıtları için deprem yer hareketi kayıt süresinin tamamlanmasının ardından analizler bir süre daha devam ettirilmiştir. Northridge deprem yer kaydı için yapının Y doğrultusunda zamana bağılı tepe deplasmanı Şekil 7.15’de verilmektedir.



Şekil 7.15 :Yapı Y Doğrultusunda Northridge yer kaydı için kalıcı deplasmanlar

Şekil 7.15’de görülebileceği üzere yapıda plastikleşmelerin artması ile sistemin denge konumu değişmiştir. Deprem kaydı süresinin tamamlanmasının ardından yapı Y yönündeki salınımına Y doğrultusunda yaklaşık 8.5 cm kayan (Şekil 7.15’te kırmızı çizgi ile gösterilen eksen) bir eksen etrafında devam etmektedir. Seçilen diğer kayıtlar için de yapının Y doğrultusunda kalıcı deplasmanlar benzer mertebelerde iken, daha rijit olan X doğrultusunda ise daha düşük olarak elde edilmiştir.

DBYBHY 2007, FEMA 356 ve ASCE41-06’da yapılarda oluşan kalıcı deplasmanlar ile ilgili herhangi bir limit bulunmamaktadır. FEMA-356’da çelik çerçeveler için yapılan performans tanımlarında “Hemen Kullanım” performans seviyesi için ihmal edilebilir derecede kalıcı deplasman, “Can Güvenliği” performans seviyesi için %1 göreceli ötelenme oranı, “Göçme Öncesi” performans seviyesi için ise %5 göreceli ötelenme oranı mertebesine kadar kalıcı deplasman beklenebileceğini belirtilmekte olup verilen bu değerlerin bilgi amaçlı olduğu ve performans değerlendirmesi için bir kriter olmadığı vurgulanmaktadır.

Yapıda Y doğrultusunda oluşan yaklaşık 8.5 cm kalıcı deplasman yapı yüksekliğine oranlandığında kalıcı göreceli kat ötelenmesinin yaklaşık %0.7 mertebesinde olduğu görülmektedir. Bu değer FEMA-356’da “Can Güvenliği” performans seviyesi için tanımlanan değerlerin altında olsa da %0.5 üzerindeki kalıcı göreceli ötelenme oranları

için özellikle yüksek yapılarda kullanım bakımından (asansörlerin çalışamaması, kapıların sıkışması vb.) zorluklar oluştuğu belirtilmektedir (McCormick ve diğ., 2008). 1995 yılında Japonya’da Kobe-Osaka bölgesinde yaşanan Hyogo-Ken Nambu depreminin ardından birçok yapının taşıyıcı sisteminde ciddi bir hasar oluşmamasına rağmen, yapılarda oluşan kalıcı deformasyonlar nedeni ile (yaklaşık %0.5~%1 oranında) yapıların güçlendirilmesi maliyet ve uygulanabilirlik açısından uygun bulunmamış ve yapıların yıkılmasına karar verilmiştir.

İnceleme konusu yapıda kesit hasarları bakımından ve FEMA-356’da verilen kalıcı deformasyon oranları itibari ile bir yetersizlik tespit edilmemiş olmasına karşın görelilik kat ötelemelerinin oldukça yüksek (yaklaşık %4) olması nedeni ile güçlendirmeye gidilmesi uygun grlmştir.

8. GÜÇLENDİRME

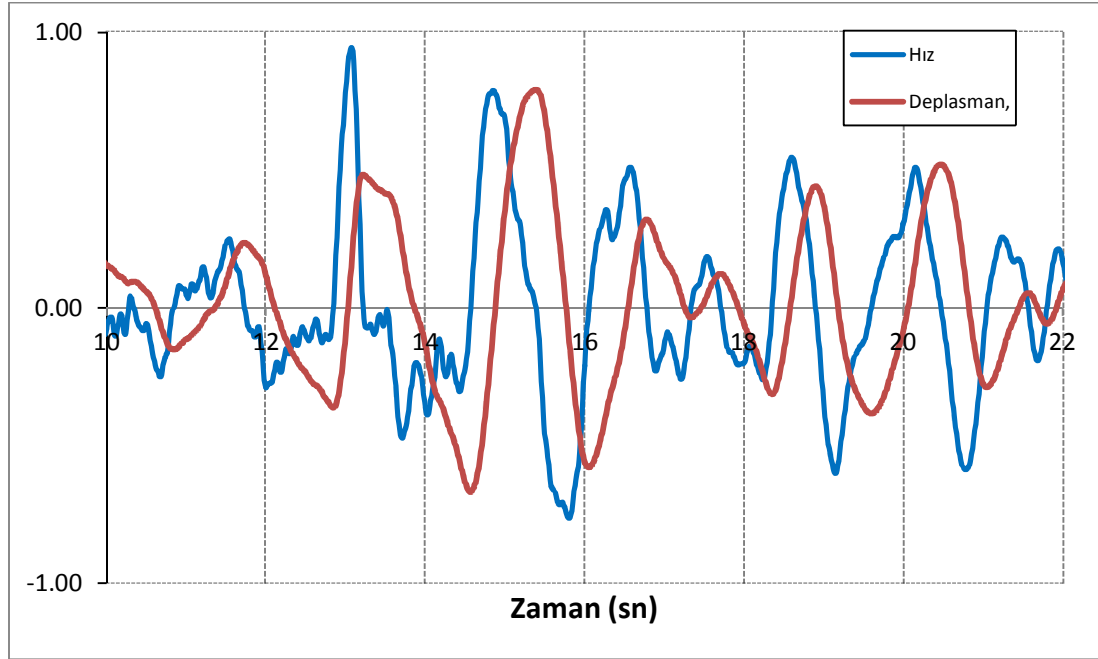
Bu bölümde, itme analizi ve zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yöntemleri ile DBYBHY 2007’de verilen 1. Derece Deprem Bölgesi ve Z3 sınıfı zemin için 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan (475 yıl dönüş periyodu) deprem senaryosuna göre performans değerlendirilmesi yapılan yapının güçlendirme analizleri yürütülecektir.

Yapının güçlendirilmesinde ülkemizde henüz yapı bazında bir uygulama bulmamış olsa da, yurtdışında yaygın olarak kullanılan viskoz sönümleyiciler kullanılacaktır. Viskoz sönümleyiciler, yapılarda önemli bir rijitlik artışı olmadan deprem enerjisinin önemli bir bölümünü sönümleyerek yapının kendisi tarafından karşılanması beklenen etkileri azaltmakta ve hasar oluşumlarını kısıtlamaktadır (Miyamoto ve Singh, 2002; Krebs, 2009). Geleneksel güçlendirme yöntemlerine göre viskoz sönümleyicilerin öne çıkan özellikleri ise önemli bir rijitlik artışı olmadan, dolayısıyla deprem kuvvetlerinde bir artış olmaksızın, yapının güçlendirilmesine olanak sağlaması ve yapının deplasmanı nedeni ile oluşan iç kuvvetlere ters fazlı olarak reaksiyon vermesidir. Viskoz sönümleyicilerin maksimum tepki kuvvetlerinin maksimum deplasman anında kesitlerde oluşan iç kuvvetler ile ters fazlı olması nedeni ile maksimum deplasman anındaki iç kuvvetler ve sönümleyicilerin tepki kuvvetleri farklı zaman alanlarında oluşmakta ve böylece kesitlere ilave tesirler etki etmemektedir.

Şekil 8.1’de inceleme konusu yapıya lineer sönümleyicilerin eklenmesinin ardından Northridge deprem kaydı için zamana bağlı olarak hız ve deplasman grafikleri verilmiştir.

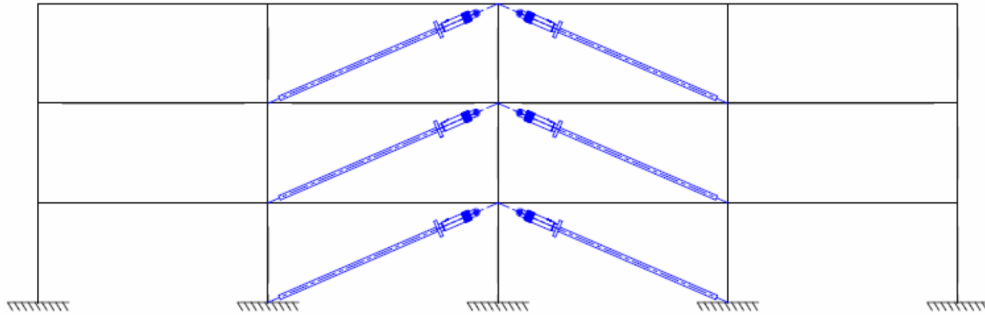
Şekil 8.1’den de görülebileceği üzere maksimum hız ve maksimum deplasman değerlerinin ters fazlı olması nedeni ile sönümleyici tepki kuvveti nedeni ile kesitlerde oluşacak iç kuvvet artışları atalet kuvvetlerinin maksimum olduğu anda

oluşmayacaktır. Bu durum sönümleyici ilave edilen akslardaki kesitlerde ve yapı temellerinde yetersizlik oluşması ihtimalini oldukça azaltmaktadır.

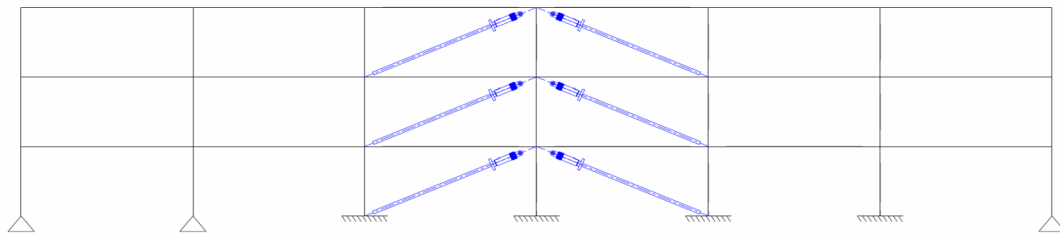


Şekil 8.1 : Northridge Depremi için Deplasman ve Hız Grafikleri

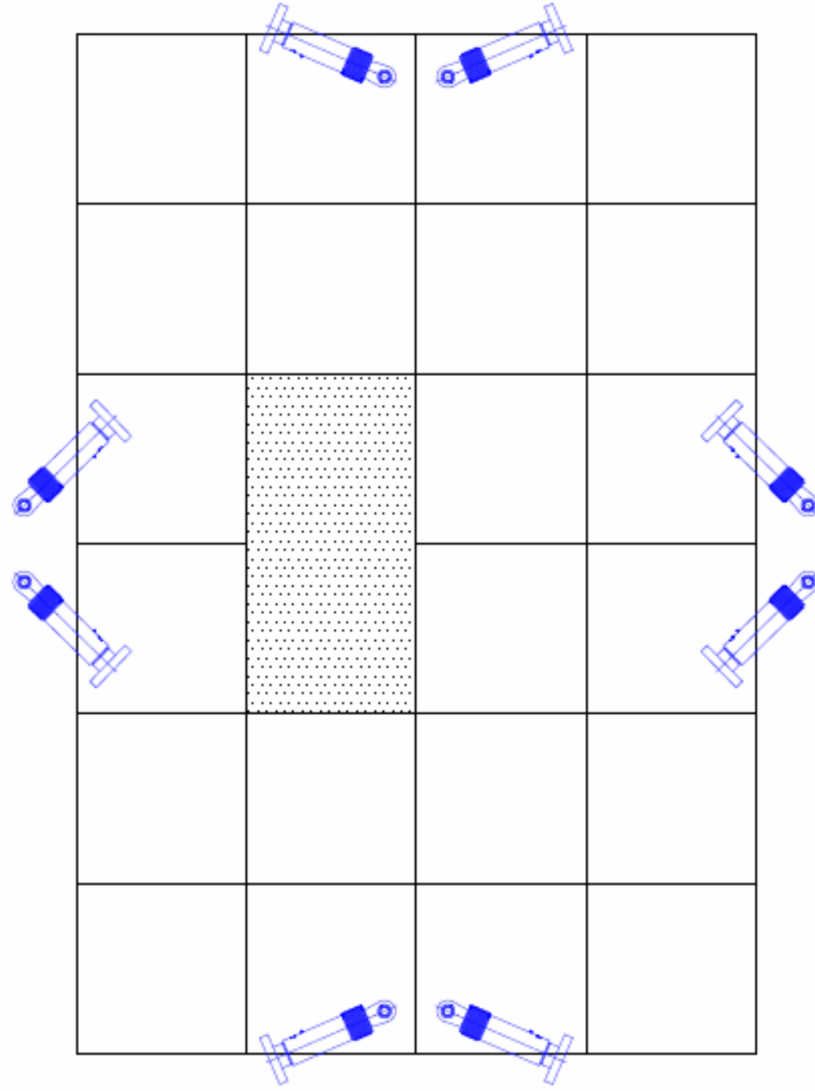
İnceleme konusu yapının güçlendirilmesi için belirlenen sönümleyici yerleşimleri Şekil 8.3, Şekil 8.4 ve Şekil 8.5’de gösterilmektedir.



Şekil 8.2 : Yapı X Doğrultusu Çerçevesi Sönümleyici Yerleşimi



Şekil 8.3 : Yapı Y Doğrultusu Çerçevesi Sönümleyici Yerleşimi



Şekil 8.4 : Sönümleyici Yerleşimi Plan Görünümü

8.1 Viskoz Sönümleyici Parametrelerinin Seçilmesi

8.1.1 Sönüm katsayılarının belirlenmesi

Yapıda güçlendirme hedefi olarak görel kat ötelemelerinin 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem senaryosu için 0.02 mertebesinde daha aşağıya indirilmesi olarak belirlenmiştir. Bu durumda, yapılan değerlendirme analizleri neticesinde yapının Y doğrultusu için elde edilen 0.036 mertebesindeki görel kat ötelemesinin yaklaşık 1.5 kat mertebesinde azaltılması gerektiği görülmüştür.

Viskoz sönümleyicilerin rijitliklerinin ihmal edilebilir düzeyde düşük olduğu göz önüne alındığında, ilave edilecek sönümleyiciler ile sistemin enerji sönümleme kapasitesi arttırılmış olacaktır.

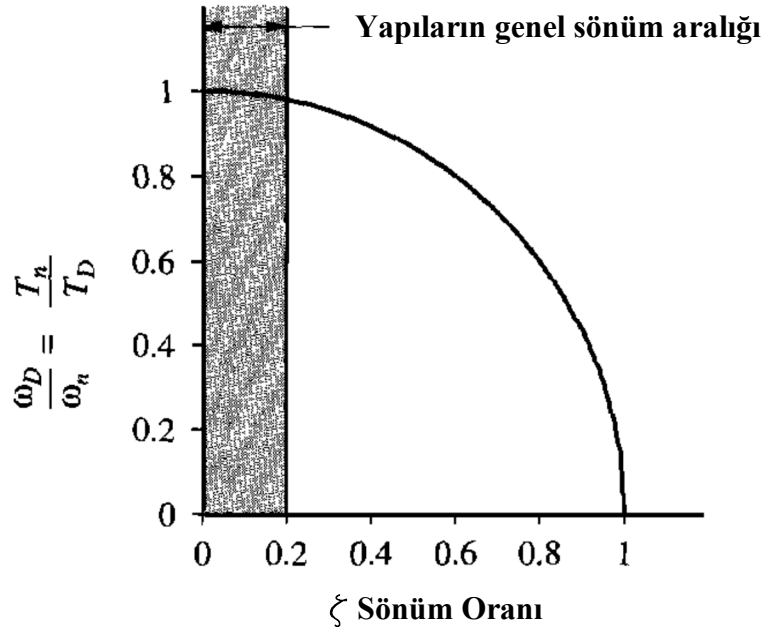
ASCE 7-10'da göz önüne alınan çeşitli sönüm oranları için yaklaşık spektrum azaltma katsayıları tanımlanmaktadır.

Çizelge 8.1 : ASCE 7-10 Spektrum Azaltma Katsayıları

Efektif Sönüm, β (Kritik Sönüme Oranla)	$B_{v+I}, B_{1D}, B_R, B_{1M}, B_{mD}, B_{mM}$ (Yapı periyodu $\geq T_0$)
≤ 2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.8
40	2.1
50	2.4
60	2.7
70	3.0
80	3.3
90	3.6
≥ 100	4.0

Çizelge 8.1'den de görülebileceği üzere, kritik sönümün %20'si mertebesinde bir sönüm ile ASCE 7-10'a göre deprem yüklerini ve dolayısı ile yapı deplasmanlarını 1.5 kat mertebesinde azaltmak mümkün olabilmektedir.

Ayrıca kritik sönümün %20'si mertebesine kadar olan sönüm oranları için yapı periyodunda önemli bir değişiklik olmazken, %20 ve üzeri değerler için yapıların doğal titreşim periyotları da azalmaktadır. Bu ilişki Şekil 8.5'de gösterilmektedir.



Şekil 8.5 : Sönüm oranının periyot üzerindeki etkisi

Yapının mevcut sönüm oranı, değerlendirme aşamasında %5, güçlendirme aşamasında ise %2 olarak kabul edilmiştir. Bu yaklaşımlar ile, yaklaşık olarak %20 sönüm elde etmek hedefi ile katlara yerleştirilecek sönümleyicilerin sönüm katsayıları, kat rijitlikleri ile orantılı olarak Denklem 8.1 ile hesaplanmıştır.

$$C = \frac{2K(\xi)}{w} \quad (8.1)$$

Yapının rijitliklerinin her iki doğrultu için de farklı olması nedeni ile, yapının X doğrultusu için elde edilen sönüm katsayıları Y, doğrultusu için de değiştirilmeden aynen kullanılmıştır.

Çizelge 8.2 : Sönümleyicilerin C katsayılarının belirlenmesi.

	F (kN)	d (m)	K (kN/m)	w	C _{cr} (kN-s/m)	C _{damp} (kN-s/m)
3. Kat	1645	0.065	69352	4.578	30298	1481
2. Kat	2538	0.041	105018		45880	2243
1. Kat	2890	0.017	169035		73848	3610

Çizelge 8.2’de verilen değerlerin elde edilmesinde kat rijitlikleri hesaplanırken, görelî kat ötelemeleri ($d_i - d_{i-1}$) kullanılmış, bir sönümleyici için gerekli olan C katsayısının hesabında, her kata 4 adet sönümleyici konulacağı ve sönümleyiciler ile sisteme ilave edilecek sönüm oranının %18 olacağı kabul edilmiştir. Sönümleyicilerin katlar arasında çapraz şekilde yerleştirilmesi nedeni ile sönümleyicinin eğimi de ayrıca göz önüne alınarak hesaplanmıştır. Örnek olarak kat düzlemine paralel yerleştirilen bir sönümleyici için C katsayısı 1 birim ise, aynı sönüm oranının elde edilebilmesi için, yatayla 23° açı yapan bir sönümleyicinin C katsayısı $1/\cos(23^\circ)$ olarak hesaplanacaktır.

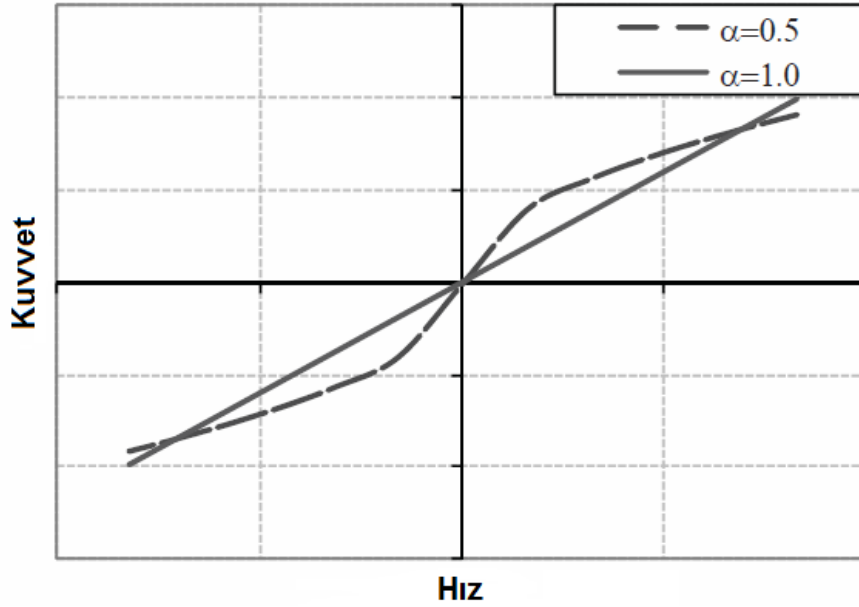
8.1.2 Sönümleyici üstel sabitinin seçilmesi

Viskoz sönümleyiciler, lineer ve lineer olmayan sönümleyiciler olarak ikiye ayrılmaktadırlar. Lineer sönümleyicilerde, sönümleyicilerin lineer olmayan davranışını belirleyen üstel sabit $\alpha=1$ iken, $\alpha \neq 1$ olan sönümleyiciler ise doğrusal olmayan sönümleyiciler olarak adlandırılmaktadırlar. Viskoz sönümleyiciler Denklem 8.2 ile karakterize edilebilmektedir.

$$F_D = CV^\alpha \quad (8.2)$$

Uygulamada sönümleyicileri $0.2 \leq \alpha \leq 2$ aralığında imal edebilmek mümkün olmaktadır (Soong ve Constantinou, 1994). Ancak yapılarda genellikle $0.3 \leq \alpha \leq 1$ aralığında sönümleyiciler tercih edilmektedir.

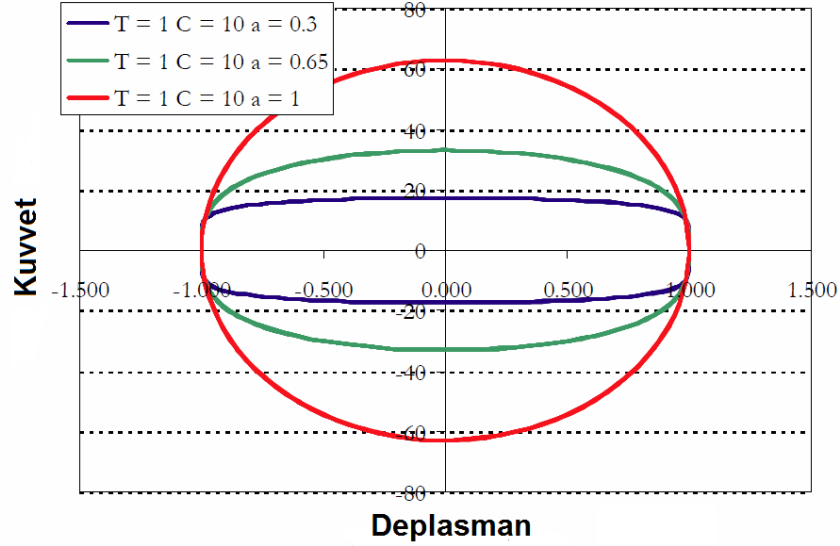
Bu çalışmada kullanılan sönümleyicilerde $\alpha=0.5$ olarak seçilmiştir. α katsayısının 0.5 olarak seçilmesinin nedeni, bu değerin çok yüksek hızlarda sönümleyici tepki kuvveti üst limitinin sınırlanmasında yeteri kadar küçük olması ve bunun yanısıra sönümleyici tepki kuvvetlerinin yapı atalet kuvvetleri ile ters fazlı olarak ortaya çıkmasına yeterli olacak mertebede büyük olmasıdır. Yapılarda kullanılan sönümleyici uygulamalarının birçoğunda $\alpha=0.5$ olarak tercih edilmektedir. Şekil 8.6'da $\alpha=1$ ve $\alpha=0.5$ değerleri göz önünde bulundurularak bir sönümleyici için kuvvet-hız ilişkisi verilmektedir.



Şekil 8.6 : Doğrusal ve Doğrusal Olmayan Sönümleyiciler için Kuvvet-Hız İlişkisi (Miyamoto, 2010)

Şekil 8.6'dan da görülebileceği üzere $\alpha=0.5$ olan sönümleyicilerde düşük hızlarda daha yüksek tepki kuvvetleri elde edilmekte, ancak hız değeri yükseldikçe tepki kuvvetindeki artış giderek azalmaktadır.

Şekil 8.7'de ise, aynı sönüm katsayısı ve farklı α değerleri için sönümleyicilerin kuvvet-deplasman ilişkisi görülmektedir.



Şekil 8.7 : Sabit C, farklı α değerleri için Kuvvet-Deplasman İlişkisi

Şekil 8.7’den de görülebileceği gibi aynı sönüm katsayıları için α değeri azaldıkça sönümleyicilerin harcadığı enerji miktarı da azalmaktadır. Dolayısı ile doğrusal sönümleyiciler mertebesinde enerji absorbe edilebilmesi için daha yüksek sönüm katsayılarının kullanılması gerekmektedir.

Doğrusal ve doğrusal olmayan sönümleyiciler için eşdeğer sönüm miktarları Denklem 8.3 ve 8.4 ile hesaplanabilmektedir.

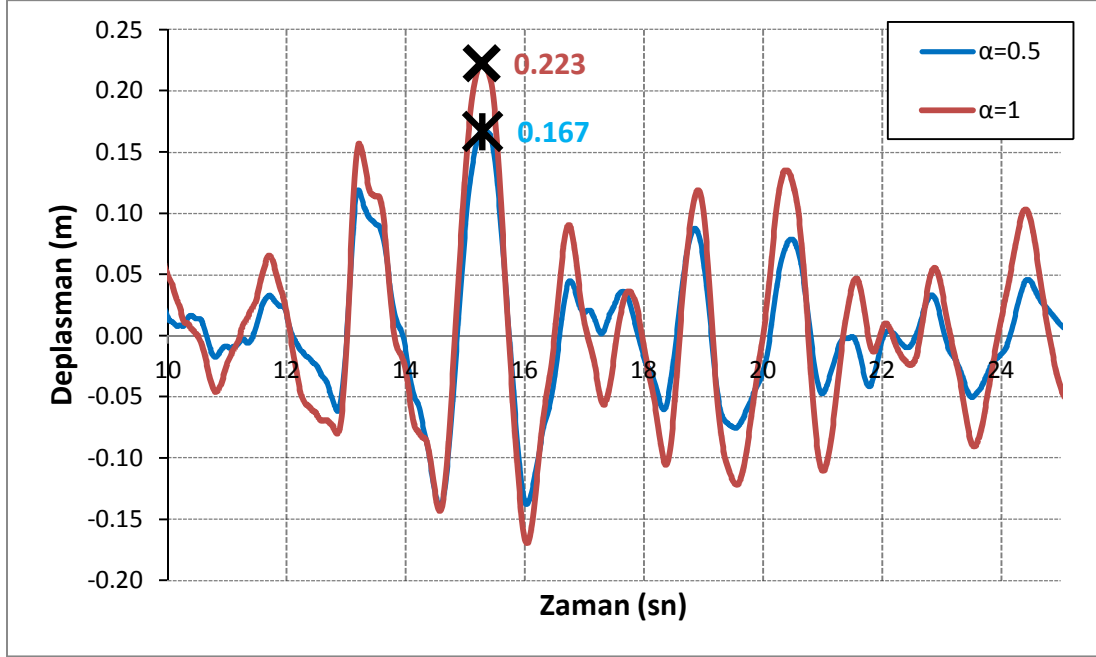
$$\xi = \frac{C}{\pi M} 2^{1+\alpha} w^{\alpha-2} u_0^{\alpha-1} \frac{\Gamma^2(1+\alpha/2)}{\Gamma(2+\alpha)} \quad (8.3)$$

$$\xi = \frac{C}{2Mw} \quad (8.4)$$

Ancak tüm doğrusal olmayan sönümleyiciler için (doğrusal sönümleyicilere kıyasla) eşdeğer sönüm oranı, deplasman genliğine ve frekansına bağlı olarak değişmektedir. Bu nedenle uygulamada performans hedefinin seçilmesinin ardından, farklı C değerleri üzerinde analizler yürütülerek sönümleyiciler için ekonomi de göz önünde tutularak (daha düşük C katsayıları, daha düşük piston adımı, daha düşük sönümleyici tepki kuvvetleri vb.) optimizasyona gidilmektedir.

Bu çalışma kapsamında incelenen yapı için doğrusal sönümleyiciler için ilave %18 sönüm hedefi ile seçilen C katsayıları ve $\alpha=0.5$ değeri için yapı performans hedefinin sağlandığı görülmüş ve bu değerler kullanılarak analizler yürütülmüştür.

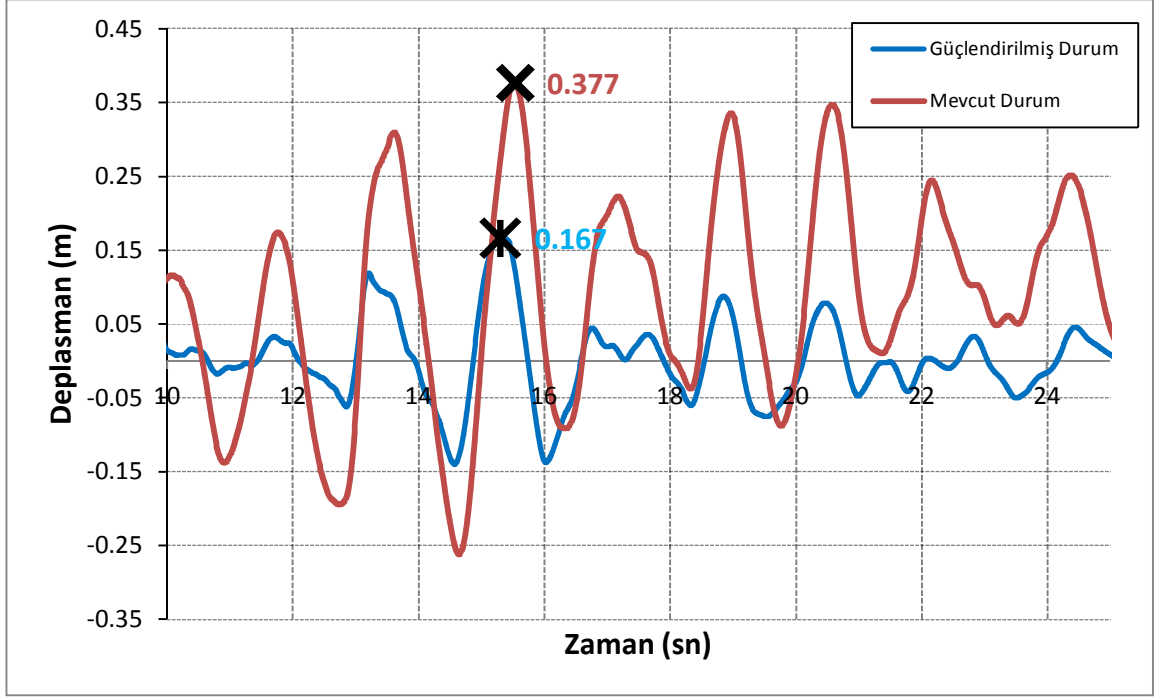
Şekil 8.8’de doğrusal ve doğrusal olmayan sönümleyiciler kullanılarak güçlendirme yoluna gidilen yapılar için Northridge depremi yer kaydı altında zamana bağlı deplasman değerleri verilmektedir.



Şekil 8.8 : Northridge kaydı altında $\alpha=1$ ve $\alpha=0.5$ için Y Doğrultusu Deplasman-Zaman Grafiği

Şekil 8.8’den de görülebileceği üzere, hem doğrusal hem de doğrusal olmayan sönümleyicilerin kullanılması durumunda yapı tepe deplasman talebinin $0.02 \times 11.88 = 0.2376$ m değerinin altına düşürülmesi mümkün olmuş, ancak kat bazında yapılan değerlendirmede görelî kat ötelemelerinde doğrusal sönümleyiciler için aşımalar gözlemlenmiştir. Ayrıca $\alpha = 0.5$ olan sönümleyiciler ile sönümleyici tepki kuvvetlerinde nispeten az bir artış ve daha düşük sönümleyici deplasman talebi ile birlikte yapı deplasman talebi 6 cm kadar daha düşük olarak elde edilmiştir.

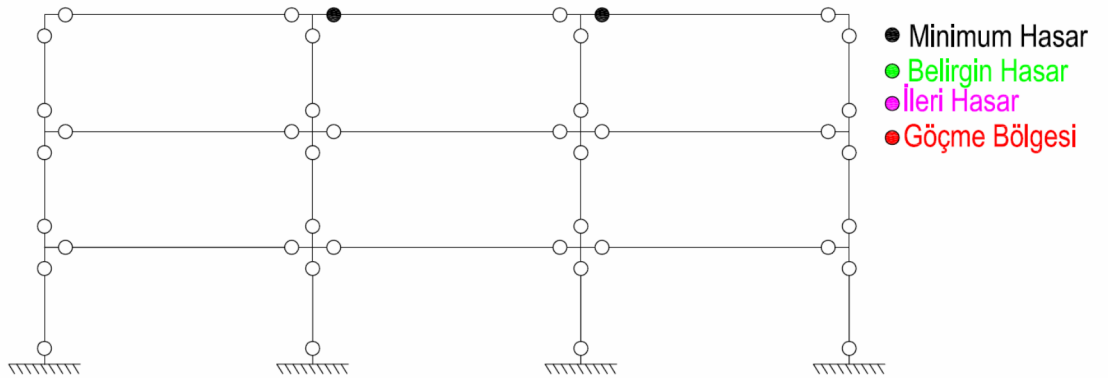
Yapının mevcut durumu ve doğrusal olmayan sönümleyiciler kullanılarak güçlendirilmiş durumunun aynı deprem kaydı altında deplasman-zaman grafiği de Şekil 8.9’da verilmektedir.



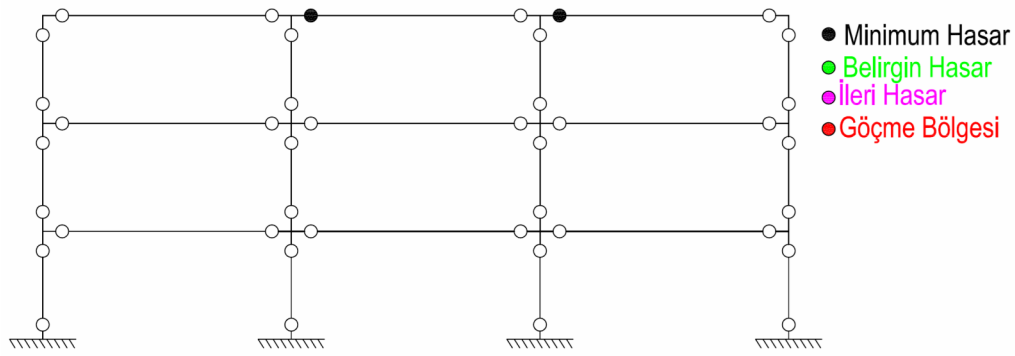
Şekil 8.9 : Mevcut ve Güçlendirilmiş Yapı Northridge Kaydı Deplasman-Zaman Grafiği

8.2 Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz Sonuçları

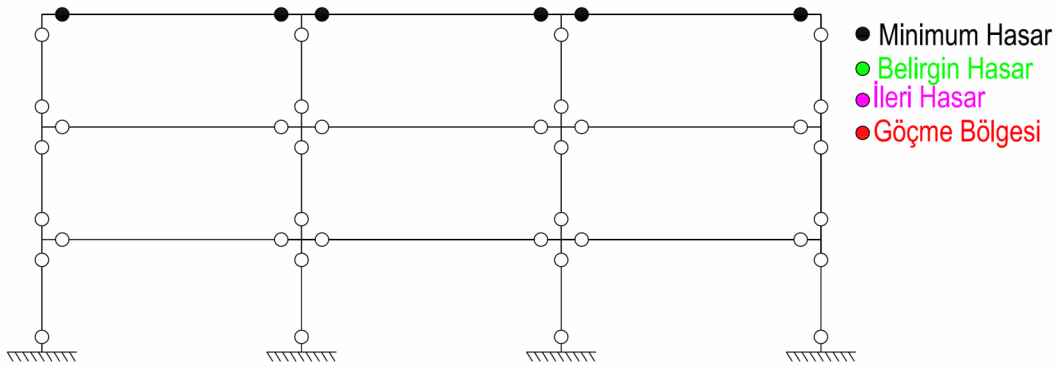
Yapıya sönümleyicilerin ilave edilmesinin ardından elde edilen kesit hasar bölgeleri aşağıdaki grafik ve tablolarda özetlenmektedir.



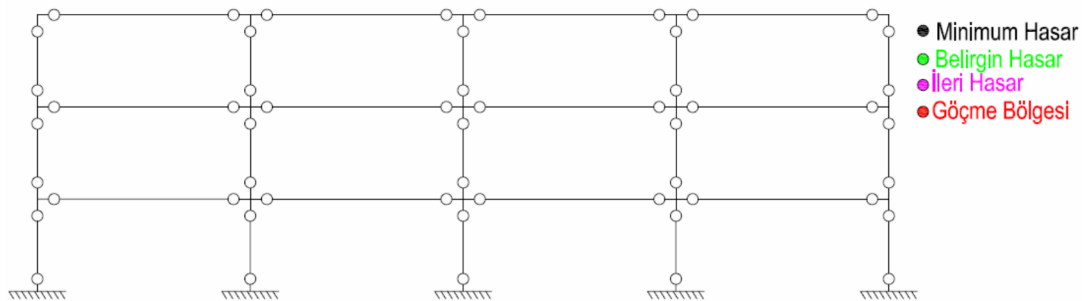
Şekil 8.10 : Güçlendirilmiş Durum Northridge 967 Kaydı Y Doğrultusu Kesit Hasar Seviyeleri



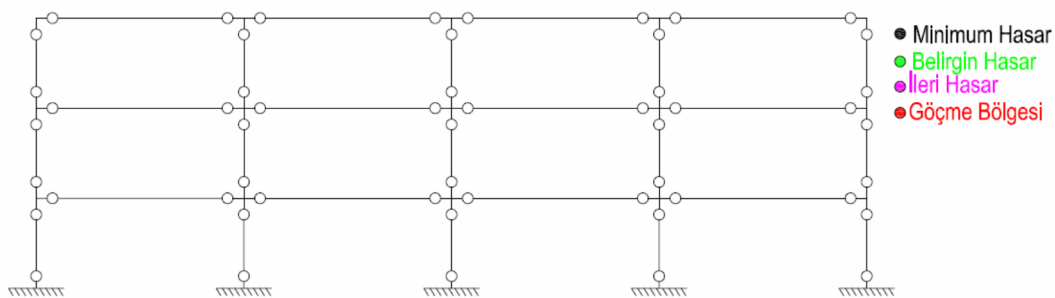
Şekil 8.11 : Güçlendirilmiş Durum Taiwan Smart 105 Kaydı Y Doğrultusu Kesit Hasar Seviyeleri



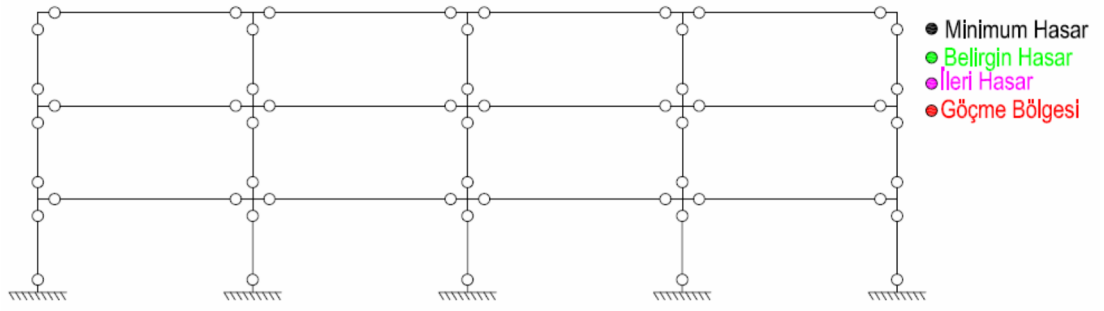
Şekil 8.12 : Güçlendirilmiş Durum Loma Prieta 752 Kaydı Y Doğrultusu Kesit Hasar Seviyeleri



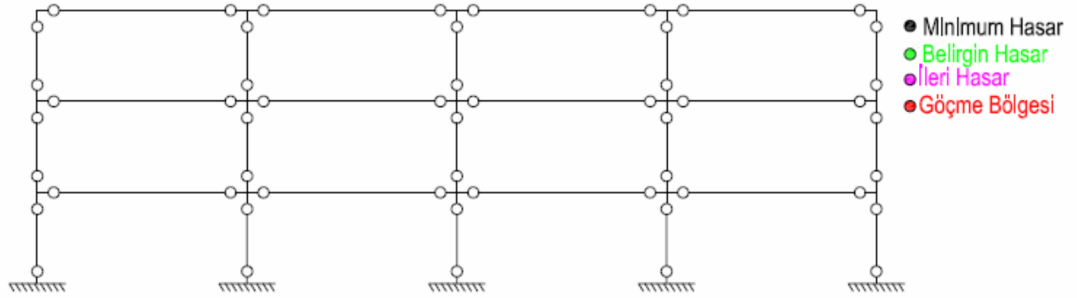
Şekil 8.13 : Güçlendirilmiş Durum Northridge 967 Kaydı X Doğrultusu Kesit Hasar Seviyeleri



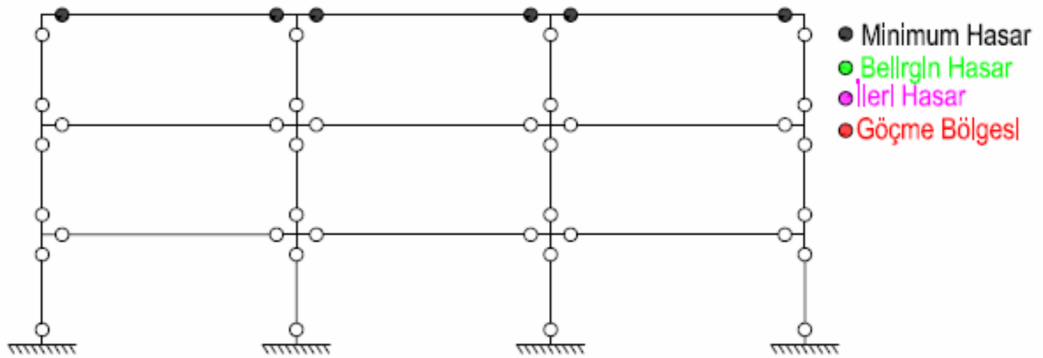
Şekil 8.14 : Güçlendirilmiş Durum Taiwan Smart 105 Kaydı X Doğrultusu Kesit Hasar Seviyeleri



Şekil 8.15 : Güçlendirilmiş Durum Loma Prieta 752 Kaydı X Doğrultusu Kesit Hasar Seviyeleri



Şekil 8.16 : Güçlendirilmiş Durum Seçilen Yer Kayıtları için X Doğrultusu Kesit Hasar Seviyeleri Zarfı



Şekil 8.17 : Güçlendirilmiş Durum Seçilen Yer Kayıtları için Y Doğrultusu Kesit Hasar Seviyeleri Zarfı

Çizelge 8.3 : Yapı Y Doğrultusu Kirişleri Hasar Bölgeleri

Kat	Minimum Hasar Bölgesi		Belirgin Hasar Bölgesi		İleri Hasar Bölgesi		Göçme Bölgesi	
	Kiriş Adedi	Oran	Kiriş Adedi	Oran	Kiriş Adedi	Oran	Kiriş Adedi	Oran
3	6/6	100%	-	-	-	-	-	-
2	6/6	100%	-	-	-	-	-	-
1	6/6	100%	-	-	-	-	-	-

Çizelge 8.4 : Yapı X Doğrultusu Kirişleri Hasar Bölgeleri

Kat	Minimum Hasar Bölgesi		Belirgin Hasar Bölgesi		İleri Hasar Bölgesi		Göçme Bölgesi	
	Kiriş Adedi	Oran	Kiriş Adedi	Oran	Kiriş Adedi	Oran	Kiriş Adedi	Oran
3	8/8	100%	-	-	-	-	-	-
2	8/8	100%	-	-	-	-	-	-
1	8/8	100%	-	-	-	-	-	-

Çizelge 8.5 : Yapı Y Doğrultusu Kolonları Hasar Bölgeleri

Kat	Minimum Hasar Bölgesi		Belirgin Hasar Bölgesi		İleri Hasar Bölgesi		Göçme Bölgesi	
	Kolon Adedi	Oran	Kolon Adedi	Oran	Kolon Adedi	Oran	Kolon Adedi	Oran
3	8/8	100%	-	-	-	-	-	-
2	8/8	100%	-	-	-	-	-	-
1	8/8	100%	-	-	-	-	-	-

Çizelge 8.6 : Yapı X Doğrultusu Kolonları Hasar Bölgeleri

Kat	Minimum Hasar Bölgesi		Belirgin Hasar Bölgesi		İleri Hasar Bölgesi		Göçme Bölgesi	
	Kolon Adedi	Oran	Kolon Adedi	Oran	Kolon Adedi	Oran	Kolon Adedi	Oran
3	10/10	100%	-	-	-	-	-	-
2	10/10	100%	-	-	-	-	-	-
1	10/10	100%	-	-	-	-	-	-

Çizelge 8.7 : Taiwan Smart Kaydı Göreli Kat Ötelemeleri ve Göreli Kat Öteleme Oranları.

	X Doğrultusu	Y Doğrultusu		X Doğrultusu	Y Doğrultusu
δ_3 (cm)	5.44	6.15	δ_3 / h_i	0.014	0.016
δ_2 (cm)	5.70	6.28	δ_2 / h_i	0.014	0.016
δ_1 (cm)	4.06	4.14	δ_1 / h_i	0.010	0.010

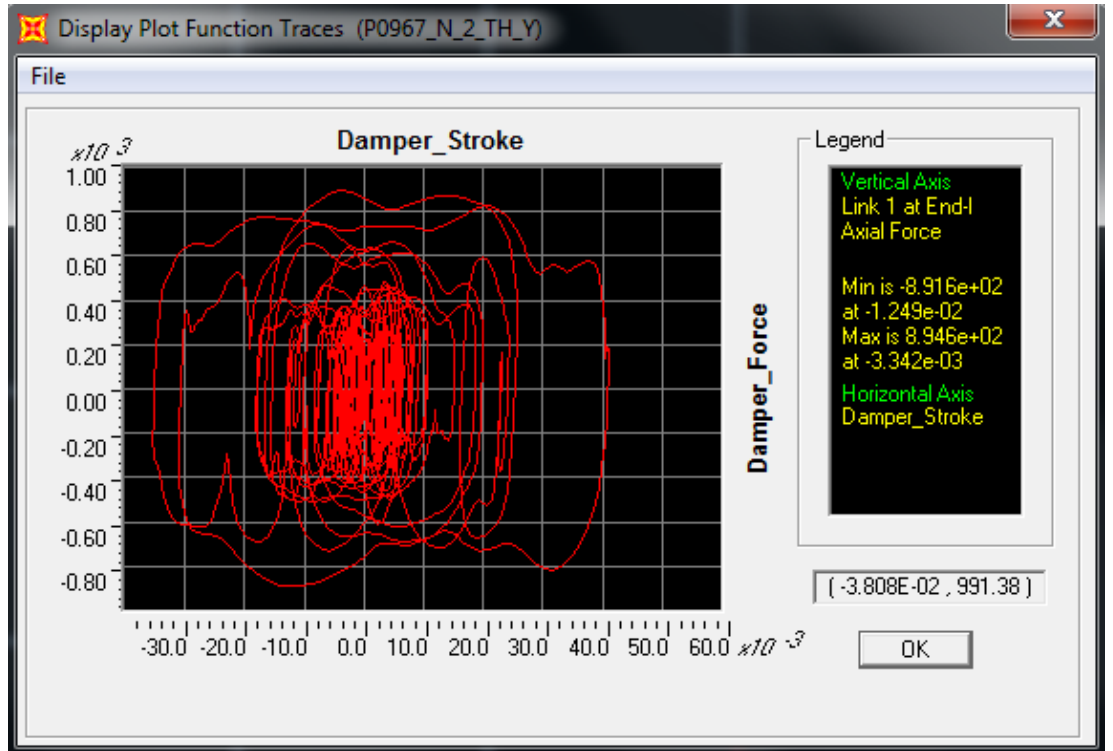
Çizelge 8.8 : Loma Prieta Kaydı Göreli Kat Ötelemeleri ve Göreli Kat Öteleme Oranları.

	X Doğrultusu	Y Doğrultusu		X Doğrultusu	Y Doğrultusu
δ_3 (cm)	5.17	6.68	δ_3 / h_i	0.013	0.017
δ_2 (cm)	5.49	5.03	δ_2 / h_i	0.014	0.013
δ_1 (cm)	3.97	4.20	δ_1 / h_i	0.010	0.011

Çizelge 8.9 : Northridge Kaydı Göreli Kat Ötelemeleri ve Göreli Kat Öteleme Oranları.

	X Doğrultusu	Y Doğrultusu		X Doğrultusu	Y Doğrultusu
δ_3 (cm)	5.06	5.84	δ_3 / h_i	0.013	0.015
δ_2 (cm)	5.53	6.38	δ_2 / h_i	0.014	0.016
δ_1 (cm)	4.19	4.49	δ_1 / h_i	0.011	0.011

Güçlendirme sonrasında tüm yapı elemanları için kesit hasar düzeyleri “Minimum Hasar” bölgesinde bulunmakta olup yapı her iki doğrultu için de “Hemen Kullanım” performans seviyesi koşullarını sağlamaktadır. “Yapı Performansının Belirlenmesi” bölümünde açıklandığı üzere mevcut yapının değerlendirilmesi sonucunda kesit hasar bölgeleri bakımından binada yetersizlik tespit edilmemiştir. Ancak yürütülen itme analizi ve zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz sonuçlarında, yapının her iki doğrultusunda da görel kat ötelemelerinin 0.03 değerini aştığı, Y doğrultusu için ise 0.04’e yaklaştığı görülmüştür. Bu nedenle, yapı güçlendirme hedefi olarak her iki doğrultuda da görel kat ötelemelerinin 0.02 değerinin altına düşürülmesi seçilmiştir. Yapıya belirlenen özelliklerde sönümleyicilerin yerleştirilmesinin ardından inceleme konusu yapıda görel kat ötelemeleri, hedeflenen değerin altına düşmüş ve dolayısıyla güçlendirme hedefine ulaşılmıştır. Seçilen sönümleyici parametreleri için Northridge kaydında sönümleyicide hesaplanan zamana bağlı kuvvet-deplasman grafiği aşağıda verilmektedir.



Şekil 8.18 : Y Doğrultusu Northridge Kaydı 1. Kat Sönümleyici Kuvvet-Deplasman Grafiği

9. SONUÇLAR

Bu tez kapsamında Northridge depremi sonrası FEMA destekli SAC çalışmaları kapsamında tasarlanan üç katlı Seattle yapısının değerlendirilmesi ve viskoz sönümleyiciler ile güçlendirilmesi çalışması yürütülmüştür.

Viskoz sönümleyiciler ile bina tasarımı ve güçlendirme uygulamaları henüz ülkemizde yapılmamış olsa da, özellikle Amerika ve Japonya'da uzun yıllardır kullanılmaktadırlar. Viskoz sönümleyicilerin geleneksel güçlendirme yöntemlerine göre en önemli avantajlarının, hız bağımlı olmaları nedeni ile yapılarda maksimum deplasman anında oluşan tesirler ile ters fazlı olarak tepki vermeleri olduğu söylenebilir. Bu durumda, yapı tasarımlarında veya güçlendirme uygulamalarında sönümleyicilerin teşkil edildiği bölgelerde, sönümleyiciler nedeni ile kolon ve kirişlere etkiyecek ilave tesirler oldukça sınırlı olacaktır.

Bu çalışmada Northridge depremi öncesi FEMA 267-1995 ve yerel yönetmelikler kriterleri gözetilerek tasarlanan yapı, DBYBHY 2007'de 1. Derece Deprem Bölgesi ve Z3 sınıfı zemin karakteristik özellikleri ile tanımlanan depremsellik gözetilerek, DBYBHY 2007'de çelik yapıların doğrusal olmayan yöntemler ile değerlendirilmesine yönelik özel koşullar olmaması nedeni ile, FEMA 356 ve ASCE41 kriterleri doğrultusunda değerlendirilmiştir. Değerlendirme ve güçlendirme çalışmaları, 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem senaryosu için belirlenen performans hedefi gözetilerek yapılmıştır. Yapının performansının belirlenmesinde doğrusal olmayan itme analizi ve zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yöntemleri kullanılmıştır.

Yürütülen analizler neticesinde inceleme konusu yapının mevcut durumunda kesit hasarları bakımından hedeflenen performans seviyesi koşullarını sağladığı ancak görelî kat ötelemeleri oranlarının 0.04 mertebelerine ulaştığı görülmüştür. Bu nedenle söz konusu yapının güçlendirilmesi hedeflenmiş ve yapı görelî kat ötelemelerinin 0.02 seviyesinin altına düşürülmesi amaçlanmıştır.

Güçlendirme aşamasında kullanılacak sönümleyici özelliklerinin belirlenmesinin ardından, zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yöntemi ile güçlendirilmiş yapının performansı belirlenmiştir. Bu çalışmada viskoz sönümleyici özellikleri tasarım depremi parametreleri kullanılarak belirlenmiş olup, sönümleyicilerin limit özelliklerinin (deplasman kapasitesi ve tepki kuvveti üst limit değeri) belirlenmesi amacı ile uygulamada, 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan deprem senaryosu da göz önünde bulundurulmaktadır.

Yürütülen analizler neticesinde viskoz sönümleyiciler ile güçlendirilen yapının göreceli kat ötelemeleri bakımından da hedeflenen kriterleri sağladığı görülmüştür.

KAYNAKLAR

- Alipour A. ve Zareian F. (2008).** Study Rayleigh Damping in Structures; Uncertainties and Treatments, Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- ASCE (2005).** ASCE/SEI 7-10: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
- ASCE (2006).** ASCE/SEI 41-06: Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
- Chopra A.K. (2006).** Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering, 3rd Edition, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.
- CSI (2010).** CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS and SAFE, Computer and Structures Inc., Berkeley, CA.
- Davila-Arbona F.J. (2007).** Panel Zone Behaviour in Steel Moment Resisting Frames, Yüksek Lisans Tezi, European School for Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk.
- DBYBHY(2007).** Deprem bölgelerinde yapılacak binalar hakkında yönetmelik, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara.
- Düzel, E.(2010).** Düşeyde Rijitlik Düzensizliği Bulunan Çerçevelerin Sönüm Elemanları ve Çelik Çarpazlar ile Rehabilitasyonu, Yüksek Lisans Tezi, Niğde Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Niğde.
- FEMA (1995).**FEMA 267: Interim Guidelines, Inspection, Evaluation, Repair, Upgrade and Design of Welded Moment Resisting Steel Structures, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- FEMA (2000).**FEMA 356: Prestandard and Commentary fo the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- FEMA (2000).**FEMA 355-C: State of the Art Report on Systems Performance of Steel Moment Frames Subject to Earthquake Ground Shaking, prepared by the SAC Joint venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- Gupta A. ve Krawinkler H. (1999).** Seismic Demands for Performance Evaluation of Steel Moment Resisting Frame Structures, John A. Blume Earthquake Engineering Research Center Report No. 132, Department of Civil Engineering, Stanford University.
- Kelly, T.E. (2001).** In-Structure Damping and Energy Dissipation Design Guidelines, Holmes Consulting Group, Wellington, New Zealand.

- Krebs D. (2009).** Comparison of Alternative Seismic Retrofit Techniques for Steel Moment Resisting Frames, Stanford University.
- Lee D.ve Taylor P. (2001).** Viscous Damper Development and Future Trends, Taylor Devices Inc. North Tonawanda, N.Y.
- McCormick, J., Aburano, H., Ikenaga, M., ve Nakashima, M. (2008).** Permissible residual deformation levels for building structures considering both safety and human elements. Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering. Beijing, Paper No. 05-06-0071.
- Miyamoto, H.K. ve Singh J.P. (2002).** Performance of Structures with Passive Energy Dissipators. Earthquake Spectra: Şubat 2002, Sayı. 18, No. 1, S.f. 105-119.
- Miyamoto, H.K. (2010).** Probabilistic Seismic Risk Identification of Steel Buildings with Viscous Dampers, Doktora Tezi, Tokyo Institute of Technology, Tokyo, Japonya.
- Miyamoto, H.K., Gilani A.S., ve Wada, A. (2008).** “State of the art design of steel moment frame buildings with dampers”, Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- Newmark N.M. ve Hall W.J. (1982).** Earthquake Spectra and Design, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California.
- Oğuz S. (2005).** Evaluation of Pushover Analysis Procedures for Frame Structures, Yüksek Lisans Tezi, Orta Doğu Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Ankara.
- Scheller ve Constantinou (1999).** Response History Analysis of Structures with Seismic Isolation and Energy Dissipation Systems: Verification Examples for program SAP2000, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, N.Y.
- Soong, T.T. ve Constantinou, M.C (1994).** Passive and active structural vibration control in civil structures, Springer-Verlag, Wien, New York.
- Yılmaz, C. 2008.** Statik İtme Analiziyle Mevcut Bir Betonarme Yapının Performans Değerlendirmesi, Yüksek Lisans Tezi, İ.T.Ü Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

ÖZGEÇMİŞ

Ad Soyad:Mustafa Deniz Güler

Doğum Yeri ve Tarihi: İstanbul / 1986

Adres:İstanbul

E-Posta: mustafadenizguler@gmail.com

Lisans: İstanbul Teknik Üniversitesi