

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**ÇOK KATLI ÇELİK YAPILARIN DEPREM PERFORMANSININ
BELİRLENMESİ VE BETON DOLGULU KUTU KESİTLİ KOLONLARIN
DEPREM PERFORMANSINA ETKİSİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Oğuzhan AYMAZ

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Öğr.Gör.Dr. Bahattin KİMENÇE

Aralık 2016

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**ÇOK KATLI ÇELİK YAPILARIN DEPREM PERFORMANSININ
BELİRLENMESİ VE BETON DOLGULU KUTU KESİTLİ KOLONLARIN
DEPREM PERFORMANSINA ETKİSİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

**Oğuzhan AYMAZ
(501071088)**

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Öğr.Gör.Dr. Bahattin KİMENÇE

İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü'nün 501071052 numaralı Yüksek Lisans Öğrencisi **Oğuzhan AYMAZ** ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı “ÇOK KATLI ÇELİK YAPILARIN DEPREM PERFORMANSININ BELİRLENMESİ VE BETON DOLGULU KUTU KESİTLİ KOLONLARIN DEPREM PERFORMANSINA ETKİSİ” başlıklı tezini aşağıda imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

Tez Danışmanı : **Öğr.Gör.Dr.Bahattin KİMENÇE**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Jüri Üyeleri: **Prof.Dr.Abdullah GEDİKLİ**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Prof.Dr.İrfan COŞKUN
Yıldız Teknik Üniversitesi

Teslim Tarihi : **25 Kasım 2016**



ÖNSÖZ

Yüksek lisans eğitimim boyunca yardımlarını ve hoşgörüsünü esirgemeyen tez danışmanım Öğr.Gör.Dr.Bahattin KİMENÇE'ye teşekkürlerimi sunarım. Ayrıca meslek hayatım süresince çok şey öğrendiğim, bu tezin hazırlanması aşamasında olduğu gibi bir çok konuda bana yardımcı olan değerli arkadaşım ve meslektaşım Mustafa Deniz GÜLER'e ve yine bu süreçte hoşgörüsü ve desteği ile her zaman yanımda olan sevgili eşim Cemile Handan AYMAZ'a teşekkür etmeyi bir borç bilirim.

Aralık 2016

Oğuzhan AYMAZ
(İnşaat Mühendisi)



İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ.....	v
İÇİNDEKİLER	vii
KISALTMALAR	ix
ÇİZELGE LİSTESİ.....	xv
ŞEKİL LİSTESİ.....	xvii
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
2. PERFORMANS KAVRAMI	7
2.1 DBYBHY 2017.....	8
2.1.1 Kesit hasar seviyeleri	8
2.1.2 Yapı performans seviyeleri	9
2.2 FEMA 356.....	9
2.2.1 Kesit hasar seviyeleri	9
2.2.2 Yapı performans seviyeleri	10
2.3 Yapısal Olmayan Elemanların Performans Seviyeleri.....	11
2.4 Yapı Performans Seviyesi Tanımları	11
2.4.1 Hemen kullanım performans seviyesi.....	12
2.4.2 Sınırlı hasar performans seviyesi	12
2.4.3 Can güvenliği performans seviyesi	13
2.4.4 Göçme öncesi performans seviyesi.....	13
2.5 Deprem Etkisi	14
2.6 Sönüm.....	17
2.6.1 Rayleigh sönümü.....	19
3. BETON DOLGULU ÇELİK TÜP KOLONLARIN KULLANIM ALANLARI ve YAPISAL ÖZELLİKLERİ.....	21
3.1 Tanım.....	21
3.2 CFT Elemanlarının Avantaj ve Dezavantajları	22
3.3 CFT Elemanların Eksenel Yük Altında Kolon Davranışı.....	23
3.3.1 CFT elemanların kısa kolon davranışı	23
3.3.2 Kısa kolonların eksenel yükler altındaki davranışı	24
3.3.3 Kalın cidarlı kompakt CFT kolonlar	25
3.3.4 İnce cidarlı kompakt CFT kolonlar	25
3.3.5 Narin Kolonlar	26
3.3.6 Yarı narin kolonlar	26
3.3.7 Tam narin kolonlar.....	26

3.3.8 Eksenel yük ve moment etkisindeki CFT elemanlar.....	26
4. ANALİZ MODELİ ve YAPININ TANIMI	29
4.1 Yapının Tanımı	29
4.1.1 Geometri.....	29
4.1.2 Yükler.....	31
4.1.3 Malzeme	32
4.2 Analiz modeli	32
4.2.1 Plastik mafsalları	33
4.2.2 Kiriş mafsalları.....	34
4.2.3 Kolon mafsalları.....	37
4.2.4 Beton dolgulu çelik tüp kolonların mafsalları.....	41
4.2.4.1 Tanım	41
4.2.4.2 CFT kesitlerin hasar değerlendirmesi	42
4.2.4.3 Tekrarlı yüklere maruz kalan CFT kolon-kiriş elemanları.....	45
4.2.4.4 Amaçlanan tasarım metodolojisi.....	47
4.2.5 Birleşimler.....	48
4.2.6 Panel bölgeleri.....	48
4.2.7 İkinci mertebe (P-Delta) etkileri	54
5. DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZ YÖNTEMLERİ ve YAPILARIN PERFORMANSLARININ BELİRLENMESİ.....	57
5.1 Doğrusal Olmayan Analiz Yöntemleri.....	57
5.1.1 İtme analizi.....	58
5.1.2 Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz	59
5.1.3 Benzeştirilmiş yer kayıtlarının seçilmesi	59
5.2 Yapıların performanslarının belirlenmesi	63
5.2.1 20 katlı çelik yapının zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz sonuçları	64
5.2.2 20 katlı çelik yapının kutu kesitli kolonlarının CFT kesitli olduğu durumda zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz sonuçları	72
5.2.3 Binaların 25 katlı olması durumu.....	80
6. SONUÇLAR	83
KAYNAKLAR.....	87
ÖZGEÇMİŞ.....	89

KISALTMALAR

ATC	: Applied Technology Council
ASCE	: American Society of Civil Engineers
AISC	: American Institute of Steel Construction
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
DD-1	: 50 yılda aşılma olasılığı %2 (dönüş periyodu 2475 yıl) olan deprem seviyesi
DD-2	: 50 yılda aşılma olasılığı %10 (dönüş periyodu 475 yıl) olan deprem seviyesi
DD-3	: 50 yılda aşılma olasılığı %50 (dönüş periyodu 72 yıl) olan deprem seviyesi
DD-4	: 50 yılda aşılma olasılığı %68 (dönüş periyodu 43 yıl) olan deprem seviyesi
DGT	: Dayanıma Göre Tasarım
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
UBC	: Uniform Building Code
CFT	: Concrete Filled Tube
BKS	: Bina Kullanım Sınıfı
DTS	: Deprem Tasarım Sınıfı
BYS	: Bina Yükseklik Sınıfı
ŞDGT	: Şekil Değiştirmeye Göre Tasarım

SEMBOL LİSTESİ

A_c	: Kolon Brüt Kesit Alanı
A_{eff}, A_v	: Efektif kesme alanı
b_f	: Kesit başlık genişliği
b_w	: Kiriş Gövde Genişliği
C	: Sönüm katsayısı
d	: Kolon Faydalı Yüksekliği
$D_{capacity}$	: Kapasite eğrisinden hesaplanan deformasyon bazlı hasar indeksi
D_{demand}	: Kesit performans parametreleri kullanılarak elde edilen deformasyon bazlı hasar indeksi
$d_1^{(p)}$	: Birinci moda ait modal yerdeğiştirme istemi
d_c	: Kolon kesit yüksekliği
d_b	: Kiriş Kesit yüksekliği
E	: Elastisite modülü
E_1	: Enerji Bazlı Hasar İndeksi
E_{cb}	: Döngüsel omurga eğrisinin altında kalan ve hasarın oluştuğu noktaya kadar olan alan
E_m	: Döngüsel omurga eğrisinin altında kalan alanın tamamı
E_{total}	: Deney Sonuna Kadar Toplam Yutulan Enerji
f_c'	: Beton Basınç Dayanımı
f_{cm}	: Mevcut Beton Dayanımı
f_{ctm}	: Mevcut Beton Çekme Dayanımı
F_y	: Akma kuvveti
F_{ye}	: Beklenen akma dayanımı
G, G_s	: Kayma modülü
g	: Yerçekimi ivmesi
h_{sx}	: x. kat aşağısındaki kat yüksekliği
h_i	: (i)'inci kat yüksekliği
h	: Kesit yüksekliği
H_N	: Toplam Bina Yüksekliği

I_b	: Kiriş atalet momenti
I_c	: Kolon atalet momenti
I_e	: Yapı önem katsayısı
k'	: Rijitlik Sabiti
k	: Burkulma Katsayısı
K_E	: Üst yapının elastik rijitliği
K_b	: Eğilme Rijitliği
K_H	: Yanal Rijitlik
K_m	: Başlangıç Rijitliği
K_s	: Kesme Rijitliği
l_b, L_b	: Kiriş serbest açıklığı
l_c	: Kolon serbest yüksekliği
L/D	: Kolon Boy/Derinlik Oranı
M_o	: Maksimum moment
M_y, M_{CE}	: Akma momenti
M_u	: Göçme anındaki moment değeri
N_K	: Mevcut Malzeme Dayanımları İle Hesaplanan Moment Kapasitesine Karşı Gelen Eksenel Kuvvet
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
R_o	: Maksimum yükleme altında oluşan başlık dönmesi
S_{DS}	: Periyot Tasarım Spektral İvme Katsayısı
Q	: Kuvvet
Q_y	: Dayanım
t_f	: Kesit başlık kalınlığı
t_w	: Kesit gövde kalınlığı
t_{cf}	: Kolon başlık kalınlığı
t_p, t_{cw}	: Takviye plakaları dahil panel bölgesi kalınlığı
t_{bf}	: Kiriş gövde kalınlığı
v	: Hız
V	: Kesme kuvveti

V_e	: Kolon,Kiriş ve Perdede Esas Alınan Tasarım Kesme Kuvveti
V_x	: Kata etkiyen kesme kuvveti
V_y	: Panel bölgesi akma dayanımı
w	: Frekans
$w_1^{(1)}$	: Başlangıçtaki (i=1) itme adımında birinci (deprem doğrultusunda hakim) titreşim moduna ait doğal açısal frekans
Z	: Plastik mukavemet momenti
η_{bi}	: Burulma düzensizliği katsayısı
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	: Görelî Kat ötelenmesi açısı
Δ	: Deplasman
η	: Rayleigh Sönümünde kütle orantılı katsayı
δ	: Rayleigh Sönümünde rijitlik orantılı katsayı
δ_i	: (i)'inci katın görelî kat öteleme
ξ	: Sönüm Oranı
μ	: Rijitlik
μ_1	: Süneklik



ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 2.1 :	FEMA 356 ve DBYBHY 2007 Performans Seviyesi Tanımları.	10
Çizelge 2.2 :	Bina Kullanım Sınıfları.	14
Çizelge 2.3 :	Deprem Tasarım Sınıfları.	15
Çizelge 2.4 :	Bina Yükseklik Sınıfları ve Deprem Tasarım Sınıflarına Göre Tanımlanan Bina Yükseklik Aralıkları.	15
Çizelge 2.5 :	Deprem Tasarım Sınıflarına Göre Yeni Yapılacak veya Mevcut Binalar için Performans Hedefleri ve Uygulanacak Değerlendirme/Tasarım Yaklaşımları.	16
Çizelge 2.6 :	Farklı Yapı Türleri ve Gerilme Seviyeleri için Önerilen Sönüm Oranları.	18
Çizelge 3.1 :	Betonarme Kolonlar için Hasar Sınırlarını Tanımlayan Etki/Kapasite Oranlar(DBYBHY-2007).	22
Çizelge 4.1 :	Moment Aktaran Çerçeveler Kolon ve Kiriş Kesitleri.	30
Çizelge 4.2 :	Mafsallı Bağlantılı Kolon ve Kiriş Kesitleri.	31
Çizelge 4.3 :	Çelik Kirişler için FEMA 356'da verilen Hasar ve Dayanım Parametreleri.	35
Çizelge 4.4 :	Kiriş Kesit Özellikleri, Akma Momenti ve Dönmeleri.	35
Çizelge 4.5 :	Kiriş Başlık ve Gövde Narinlikleri.	36
Çizelge 4.6 :	Kiriş Plastik Mafsallı Özellikleri ve Hasar Limitleri.	36
Çizelge 4.7 :	Çelik Kolonlar için FEMA 356'da verilen Hasar ve Dayanım Parametreleri ($P/P_{CL} < 0.20$).	37
Çizelge 4.8 :	Çelik Kolonlar için FEMA 356'da verilen Hasar ve Dayanım Parametreleri ($0.20 < P/P_{CL} < 0.50$).	39
Çizelge 4.9 :	Kolon Kesit Özellikleri, Akma Momenti ve Dönmeleri.	39
Çizelge 4.10 :	Kolon Başlık ve Gövde Narinlikleri.	40
Çizelge 4.11 :	Kolon Plastik Mafsallı Özellikleri ve Hasar Limitleri.	40
Çizelge 4.12 :	Deneysel Veritabanı Olarak Kullanılan CFT Elemanların Özellikleri.	41
Çizelge 4.13 :	Döngüsel Yükler Altındaki CFT Elemanların Hasar Limitleri.	46
Çizelge 4.14 :	Performans seviyesi ve hasar endeksi ilişkisi.	47
Çizelge 4.15 :	Analiz Modelinde Kullanılan Panel Bölgesi Modelleri.	52
Çizelge 4.16 :	FEMA-356 Panel Bölgesi Hasar Limitleri.	53
Çizelge 5.1 :	Yapı Y Doğrultusu Kirişleri Hasar Bölgeleri.	68
Çizelge 5.2 :	Yapı X Doğrultusu Kirişleri Hasar Bölgeleri.	68
Çizelge 5.3 :	Yapı Y Doğrultusu Kolonları Hasar Bölgeleri.	69
Çizelge 5.4 :	Yapı X Doğrultusu Kolonları Hasar Bölgeleri.	69
Çizelge 5.5 :	Kat Ötelemeleri ve Göreli Kat Ötelemeleri Oranları.	70
Çizelge 5.6 :	Kat Ötelemeleri ve Göreli Kat Öteleme Oranları.	71
Çizelge 5.7 :	Yapı Y Doğrultusu Kirişleri Hasar Bölgeleri.	77
Çizelge 5.8 :	Yapı X Doğrultusu Kirişleri Hasar Bölgeleri.	77

Çizelge 5.9 : Yapı X Doğrultusu Kolonları Hasar Bölgeleri.....	78
Çizelge 5.10 : Yapı Y Doğrultusu Kolonları Hasar Bölgeleri.....	78
Çizelge 5.11 : Görelî Kat Ötelemeleri ve Görelî Kat Öteleme Oranları.....	79
Çizelge 5.12 : Görelî Kat Ötelemeleri ve Görelî Kat Öteleme Oranları.....	80



ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 1.1 :	Northridge Öncesi Kaynaklı Birleşim Detayı.	3
Şekil 1.2 :	SAC Çalışmaları Kapsamında Tasarlanan Yapıların Plan ve Kesitleri.	4
Şekil 2.1 :	Kesitler için Hasar Tanımları ve Limitleri.	8
Şekil 2.2 :	Kesit Performans Seviyeleri (FEMA 356).	9
Şekil 2.3 :	Sönümlü ve Sönümsüz Serbest Titreşim.	18
Şekil 2.4 :	Kütle Orantılı, Rijitlik Orantılı Sönüm ve Rayleigh Sönümü.	19
Şekil 3.1 :	Beton Dolgulu Çelik Tüp(CFT) Kesiti.	21
Şekil 3.2 :	İçi Boş ve Beton Dolgulu Kutu Kesitli Çelik Tüpün Burkulma Modları.	22
Şekil 3.3 :	Eksenel Basınç Yüğü Altında Kalan CFT Elemanın Çelik Cidarına Etkiyen Kuvvetler.	24
Şekil 3.4 :	Eksenel Basınç Yüğü Altında Kalan CFT Elemanın Çelik Cidarına Etkiyen 3 Eksenli Kuvvetler.	24
Şekil 3.5 :	İçi Dolu ve Boş İnce Cidarlı Çelik Tüpler İçin Karşılaştırmalı Yük Deformasyon İlişkisi.	26
Şekil 4.1 :	SAC Seattle Yapısı Plan ve Kesit Görünüşleri.	29
Şekil 4.2 :	FEMA 356’da Verilen Genelleştirilmiş Kuvvet-Şekildeğiştirme Grafiği.	33
Şekil 4.3 :	W21x50 Kesitli Kiriş İçin İskelet Eğrisi.	36
Şekil 4.4 :	Numunelerin Bağlantı Çeşitleri ve Yükleme Durumlarına Göre Dağılım Grafiği.	41
Şekil 4.5 :	Primer ve Sekonder Yarı Çemberlerin Tanımlanması. (Kradzig, 1989).	43
Şekil 4.6 :	Hasar Fonksiyonlarının Deney Sonuçlarıyla Karşılaştırılması.	44
Şekil 4.7 :	$(Dt) \times fyEs - ElbfEm$ Grafiği.	46
Şekil 4.8 :	CFT Elemanların Performansa Dayalı Tasarım Metodolojisi.	47
Şekil 4.9 :	Panel Bölgesine Etkiyen Kuvvetler.	49
Şekil 4.10 :	Gupta ve Krawinkler Tarafından Önerilen Panel Bölgesi Modeli.	50
Şekil 4.11 :	Çok Doğrulu Panel Bölgesi Modeli.	51
Şekil 4.12 :	W14x22 Kirişi ve W24x335 Kolonu Birleşimi Panel Bölgesi Modeli.	53
Şekil 4.13 :	İkinci Mertebe Etkilerinin Kuvvet-Şekildeğiştirme Grafiği Üzerindeki Etkileri (PEER/ATC 2010).	54
Şekil 4.14 :	20 Katlı Los Angeles Yapısında İkinci Mertebe Etkileri.	55
Şekil 5.1 :	%5 Sönümlü Yer Hareketi Spektrumları.	61
Şekil 5.2 :	Yapay Deprem Kayıtlarına Ait Yer Hareketi Spektrumları.	61
Şekil 5.3 :	Kern Pell Deprem Kaydı Bazlı oluşturulan Yapay Deprem Kaydı (RSN 69).	62

Şekil 5.4 :	Kern Pell Deprem Kaydı Bazlı oluşturulan Yapay Deprem Kaydı (RSN9).....	62
Şekil 5.5 :	Kern Taf Deprem Kaydı Bazlı oluşturulan Yapay Deprem Kaydı (RSN96).....	63
Şekil 5.6 :	RSN-9 Depremi İvme (g) – Zaman (sn) Grafiği(PGA:0.40g)(Imperial Valley).	63
Şekil 5.7 :	1 Aksı Kesit Hasar Seviyeleri.....	64
Şekil 5.8 :	7 Aksı Kesit Hasar Seviyeleri.....	65
Şekil 5.9 :	A Aksı Kesit Hasar Seviyeler.	66
Şekil 5.10 :	F Aksı Kesit Hasar Seviyeler.	67
Şekil 5.11 :	15x15x1 Kolonu Plastik Dönme Değerleri.	72
Şekil 5.12 :	1 Aksı Kesit Hasar Seviyeleri.....	73
Şekil 5.13 :	7 Aksı Kesit Hasar Seviyeleri.....	74
Şekil 5.14 :	A Aksı Kesit Hasar Seviyeleri.....	75
Şekil 5.15 :	F Aksı Kesit Hasar Seviyeleri.	76
Şekil 6.1 :	X Yönü Yanal Ötelenme-Bina Yüksekliği Grafiği.	85
Şekil 6.2 :	Y Yönü Yanal Ötelenme-Bina Yüksekliği Grafiği.	85

ÇOK KATLI ÇELİK YAPILARIN DEPREM PERFORMANSININ BELİRLENMESİ VE BETON DOLGULU KUTU KESİTLİ KOLONLARIN DEPREM PERFORMANSINA ETKİSİ

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 20 katlı Los Angeles yapısının deprem performansının belirlenmesi ve akabinde ilgili binanın boşluklu kutu kesit şeklinde tasarlanan kolonlarının beton dolgu ile doldurularak kompozit kesite çevrilmesi halindeki performans sonuçlarıyla karşılaştırılması yapılmıştır. Akabinde ise sonuçların daha da belirleyici hale gelmesi bakımından binadaki kat adedi 25’e çıkarılarak bu çalışma tekrarlanmıştır.

Beton dolgulu dikdörtgen çelik kesitler ülkemizde son yıllarda yüksek yapıların kolon kesitlerinde kullanılmaktadır. Yüksek yapılarda bu tarz kesitlerin kullanımının temel sebebi, betonun yüksek basınç dayanımı ve çeliğin sünek davranışının kombine edilmesiyle beraber daha küçük alan kaplayan kesitlerle istenilen kesit kapasitelerinin yakalanabilmesidir.

Ülkemizde çelik yapıların deprem performanslarının belirlenmesi için DBYBHY 2007 Bölüm 4’de verilen tasarım kriterleri kullanılmaktadır. Söz konusu durumda mevcut çelik yapılar için değerlendirme tasarım esaslarına dayanmakta ve lineer yöntemler ile yapılmaktadır. Yapılan bu değerlendirme sonucunda ise çelik kesitler için hasar seviyesi tanımlamaları yapılmamıştır. Bu nedenle bu tezde yapılan çalışmaların çelik yapıların deprem performansı ile ilgili olan kısımları FEMA 356 yönetmeliğinde tanımlanan kriterler doğrultusunda yapılmıştır. Bunun yanı sıra ülkemizde yürürlükte olan deprem yönetmeliği güncellenmektedir ve 2017 yılında güncellenmiş halinin yürürlüğe girmesi beklenmektedir. Bu anlamda kullanılan FEMA yönetmeliği ile taslak çalışmanın kısa bir karşılaştırması da bu tezin içinde verilmiştir.

Binayı teşkil eden elemanların deprem kuvveti altındaki davranışlarına ilişkin hasar seviyeleri FEMA 356’da belirlenen limitlere göre tanımlanmıştır. Buna göre plastik mafsallık özellikleri kesitlerin akma dayanımları veya akma dayanımları ve akma şekil değiştirmeleri ile tanımlanmaktadır.

Kolonlar ve kirişler arasındaki moment aktarımı birleşim bölgelerinde kompleks bir gerilme ve deformasyon dağılımını ortaya koyar. Kolonların başlık bölgelerinde yüksek normal gerilmeleri, panel bölgesinde ise yüksek kayma gerilmeleri oluşmaktadır. Panel bölgelerinin modellenmesi konusunda birçok araştırma yapılmıştır. Bu çalışmada Gupta ve Krawinkler tarafından önerilen üç doğrulu panel bölgesi modeli kullanılacaktır. Beton dolgulu kesitlerin panel bölgeleri de kutu kesitli olduğu durumla aynı olduğu kabul edilmiştir.

Beton dolgulu kesitlerin deprem performanslarının belirlenmesine ilişkin kriterler ise bugüne kadar herhangi bir yönetmelikte kendilerine yer bulamamışlardır. Her ne kadar Eurocode 8'in ilgili kısımlarında çelik kesitlerin performans kriterlerinin kompozit kesitler için de geçerli olduğu belirtilmiş olsa da, kompozit kesitlerin çeşitliliği gözönünde bulundurulacak olduğunda bu ibarenin yetersiz kaldığı görülebilir. Bu çalışmada kompozit kesitlerin deprem performanslarını belirlemek için daha önce literatürde yayınlanmış olan birtakım deneysel verilere dayalı belirli kriterler kullanılacaktır.

Yapının değerlendirilmesinde DBYBHY 2017'de tanımlanan 475 yıl dönüş periyotlu (50 yılda aşılma olasılığı %10) deprem senaryosu için(DD-2) benzeştirilmiş yer kayıtları kullanılarak zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler yapılmış ve sonuçlar özetlenmiştir.

İlgili kolonların kompozit olduğu durumda da aynı depremsellik şartlarına göre zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler yapılmış ve her iki durum için ortaya çıkan sonuçlar karşılaştırılmıştır. Analizler neticesinde edinilen sonuçlar tablolar ve grafikler ile özetlenmiştir.

EVALUATION OF EARTQUAKE PERFORMANCE OF MULTI STOREY STEEL BUILDINGS AND EFFECT OF CONCRETE FILLED TUBE COLUMNS ON EARTHQUAKE PERFORMANCE

SUMMARY

In 1994, to understand the causes of unexpected damage observed in steel structures after the Northridge earthquake occurred in California USA, SAC organization designed 20-floor Los Angeles structure. Within the scope of this thesis, the seismic performance of this structure was defined and compared with the performance results after turning into the composite sections filled with concrete filling column designed as hollow box sections. Subsequently, to obtain more decisive results, number of floors of the building was increased to 25 and same study was repeated.

In recent years, concrete-filled composite sections, called as CFT in the literature, are used in the column cross-section of high-rise buildings in our country. The main reason for the use of these kind of sections, to capture desired section capacity with small-sized sections obtained by combination of high compressive strength of concrete and ductile behavior of steel. Steel wall of hollow section causes release of 3-axis stress by wrapping concrete core. Thus, steel tube prevent the concrete core to spread apart by staying under large loads. Structurally, the most important advantage is the increased carrying capacity and ductility of concrete under the influence of dressing. Also, since concrete core prevents local buckling due to composite works of sections in CFT elements, it is possible to use thinner steel plates. The biggest economical advantage of CFT sections is lack of formwork costs compared to concrete sections. Steel tube takes over the role of formwork during construction. Additionally, the ability to construct a few floor from steel tube enables construction to continue without waiting for the concreting curing process. Thus, in the multi-storey structure, work time and labor costs are reduced.

Column behavior of CFT members, also can not be considered independent from slenderness as in other column section. Thus, they differ according to their slenderness ratio which are short columns, medium – slender-columns and high-slender-columns.

In this study; behaviors of CFT columns under the effect of axial load and moment and effect of H/t , P/P_0 , L/H parameters, effecting collapse mechanism, on the behavior is explained.

D/t ratio is the parameter that controls the local buckling and ductility of the section. H/T 's being greater than 50 will cause collapse of section because of local buckling before reaching the yield strength. When this ratio reaches the value of 24 ~ 34, ductility of the section increases and collapse is delayed. Studies conducted to date, it has been observed that as ratio reached over 44, ductility reduced severely. (Tomi, Sakino 1979)

Another parameter that affects sectional ductility is P/P_0 ratio. Although, increasing in the axial load on sections with composite work causes a slight increase in moment capacity, a quick decrease occurs with increase in this ratio. Therefore, P/P_0 ratio has certain restrictions defined on related design codes. L/D ratio, although called as the slenderness, reduces the axial load capacity of the element.

In our country, design criteria given in DBYBHY 2007 Part 4 are used for the determination of the seismic performance of steel buildings. The evaluation for current steel buildings is based on design criteria and done by linear methods. As a result of this evaluation, it is not possible to define a performance level. Therefore, parts of this thesis regarding to the seismic performance of steel structures were conducted based on criteria defined in FEMA 356. However, the earthquake regulation of Turkey is being update, new version is anticipated to be legislated by next year. In this context, a brief comparison between FEMA and draft regulations can be found within this thesis.

The damage levels of the building components under earthquake are defined according to the limits defined in FEMA 356. According to this, the plastic hinge properties are defined by the yield strengths or yield strengths and yielding deformations of the sections.

Moment transfer between columns and beams reveals a complex stress and deformation distribution in the connection joints. High normal stresses are produced in the flange zones of the columns and high shear stresses are generated in the panel zones. Several studies have been done on modeling panel zones. In this study, trilinear panel area model proposed by Gupta and Krawinkler will be used. It is accepted that panel areas of concrete filled sections are the same as the case of box-sectioned. Also, according to FEMA 356 regulation, on which the evaluation of the structure is based during research, the frame connection types are grouped as rigid (Fully Restrained) and semi-rigid (Partially Restrained), and the damage limits are defined as rotation. In this study, it is presumed that the vertical load-carrier system connections are pinned connections and welded column-beam connections are fully rigid, as is often the case in structural models evaluated by Gupta and Krawinkler. The possible effects of welded column-beam frame connections on the plastic behavior of the structure have not been evaluated.

However; The effects of composite slabs on column-beam connections and beam behavior are not considered in this study; because of the limited number of cyclic experiments performed in consideration of the contribution of the composite slabs, and the work being done mostly on bare frames.

Criteria to determine the earthquake performance of CFT sections have not been found in any regulation until now. Although the relevant parts of Eurocode 8 indicate that performance criteria of the steel sections are also valid for composite sections, it can be seen that this section is insufficient when the diversity of the composite sections is taken into consideration. In this study, certain criteria based on experimental data previously published in the literature will be used to determine the earthquake performances of composite sections. For this thesis, a wide literature survey on the subject have been done. The one with most delicate consequence of these was published by Cenk TORT and Jerome F.HAJJAR, professors of the Minnesota Minneapolis University, in 2004. For this reason, the damage limits set out in this article will be used in this study.

In the mentioned study, the results of the experiments performed in various regions of the world related to CFT sections were used as data. Among the information belonging to the samples in the data, besides the values such as material, geometrical properties, values like D/t , L/D , f_c' , which are important for CFT behavior, have also given.

Two types of damage relationships can be derived for monotonically loaded elements. The first one is deformation-based. The second type of damage function is the energy-based damage function. The amount of damage felt by the structural component is related to the distribution of the energy in the component (as documented in the Experimental Test that best represents the Load-Deformation Curve). Damage limits are obtained by using energy-based damage functions in periodic tests. In general, the use of energy-based damage functions is preferred. The related formulas were developed by Kradzid in 1989.

In the evaluation of the construction, using the simulated ground records for the 475 year return period (the possibility to be exceeded in 50 years is %10) earthquake scenario defined in DBYBHY 2007; nonlinear analyzes were carried out in the time domain and the results were summarized.

It was seen that the use of artificial earthquake records would be more appropriate when conducting the relevant analyzes. For the 475 year return period (the possibility to be exceeded in 50 years is %10) earthquake scenario defined in the related regulations, %90 compliance condition is required between $0.2 * T_1 \sim 2 * T_2$ between the spectrum and the spectrum of the selected earthquake record. This situation makes it difficult to find a suitable earthquake record in buildings with first high dominant period. It also causes the earthquake load to be affected much more than it should be. This leads to uneconomic results. For this reason, artificial earthquake records have been used.

SAP2000 structural analysis program was used to solve the related structures. The fact that the buildings used in the study are 20 and 25 storeys, it extended the nonlinear earthquake analysis times too much. In the related regulations, it is required to use at least 3 different earthquake records for nonlinear analysis method in time definition area. In this case, analysis times can be up to 1 month. In order to avoid this situation, this work was carried out through only one earthquake recording.

The examined structure is composed of 6 in the X direction and 7 frames in the Y direction, with a total of 20 floors, the framed are opened approximately 6.096 m (20 feet). In addition, with the construction of 2 basement floors under the ground, the building will be supported as lateral at each basement floor. The normal floor heights from the second floor of the building are 3.96 m (13 feet), the first floor height is 5.49 m (18 feet), and the total height of the basement floors is 7.32 (24 feet).

The frame system circulating all around the building meets the horizontal loads on both sides. The other column-beam system, however, is articulated and only serves to compensate for vertical loads. The columns are connected to the base as fixed base. The strong axes of the frame columns are formed in the X direction for the X directional frames and in the Y direction for the Y directional frames. The frame columns of the building are formed of W-sectioned profiles on the inner and outer axes, and only the columns on the four corners of the building are constructed with box sections in terms of the moments of both directions. Reinforcing plates were used in various levels in column beam joints. The frame girders are made of W-sectioned profiles and the cross-sectional dimensions vary according to the number of storey.

Column and beam sections were also used in the same manner for vertical load bearing joint members.

In the case of relevant columns are composite, nonlinear analyzes were carried out in the time history analysis according to the same seismicity conditions and the results for both cases were compared. After that, number of floors were increased to 25 for the building described as 20-storey in SAC documents, required analysis were repeated. The results of the analyzes are summarized in tables and graphs.



1. GİRİŞ

1999 yılında yaşadığımız Kocaeli depremi, ülkemizde yapı tasarımına ilişkin koşullarda hızlı bir değişime sebep olmuştur. Mevcut yapı stoğundaki ağırlıkları gereğince bu çalışmalarda daha çok betonarme binalar üzerine araştırmalar yapılmıştır.

Ülkemizde çelik taşıyıcı sistemli binalarla ağırlıklı olarak endüstri yapılarında karşılaşmaktadır. Oysa ki çelik yapılar deprem kuvvetlerine en uygun şekilde karşılık verebilmektedirler. Özellikle çok katlı yüksek binalarda, çelik yapıların betonarme yapılara göre önemli bir oranda hafifliği, deprem yüklerinin de buna bağlı olarak azalmasıyla taşıyıcı sistem boyutlarında elverişli şartlar meydana getirir.

Yüksek yapılarda ekonomik çözüm yapı malzemesi olarak bazı hallerde çeliğin, bazı hallerde ise betonarmenin seçilmesiyle mümkün olabilir. Çelik, karakteri gereği büyük açıklıkların aşılmasında, zayıf zeminli yapılarda, hız isteyen işlerde, deprem ve benzeri dinamik etkileri karşılamada betonarmeye nazaran çok iyi sonuçlar verir. Ancak yangın durumunda mukavemet düşüklüğü, paslanmaya dayanıksız olması, ses ve ısıyı iyi iletmesi çeliğin sakıncalı yanlarını oluşturmaktadır. Çeliğin ve betonun birlikte kullanılması ile elde edilen kompozit elemanlarda her iki malzemenin üstünlüklerinden yararlanma amacı vardır.

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

görecekları hasar veya insan hayatı için oluşturabilecekleri risk ile birlikte değerdendirilmektedir.

Bunun yanı sıra ülkemizde yürürlükte olan deprem yönetmeliğı güncellenmekte olup, taslak hali yayınlanmıştır. Taslak olarak hazırlanan bu yönetmelik FEMA 356'da yer alıp, DBYBHY 2007'de olmayan birtakım hususlara yer vermiştir. Bu yönetmeliğın 2017 yılında yürürlüğe girmesi beklenmekle beraber, bu çalışmada 'DBYBHY 2017' olarak adlandırılacaktır.

Bu çalışma kapsamında çelik yapıların FEMA 356 yönetmeliğı kriterleri gözetilerek doğrusal olmayan yöntemler ile değerdendirilmesi konusunda yapılan araştırmalar özetlenmiş ve DBYBHY 2017 ile FEMA 356'da verilen performans kavramları karşılaştırılmıştır. Ayrıca beton dolgulu çelik tüp kolonların yapısal özellikleri ve hasar değerdendirme kriterleri hakkında da kısaca bilgi verilmiştir. Daha sonra seçilen 20 katlı çelik bir yapının doğrusal olmayan yöntemler ile performansı belirlenmiştir. Akabinde ise ilgili binanın köşelerinde teşkil edilen kutu kesitli çelik kolonların yerine beton dolgulu kutu kesitler tasarlanarak bina performansı yeniden belirlenmiştir. Daha sonra kat sayısı 25'e çıkarılarak aynı analizler tekrarlanmıştır. Bu analizlerin sonuçları karşılaştırılmış ve beton dolgunun yapı performansına katkısı irdelenmiştir.

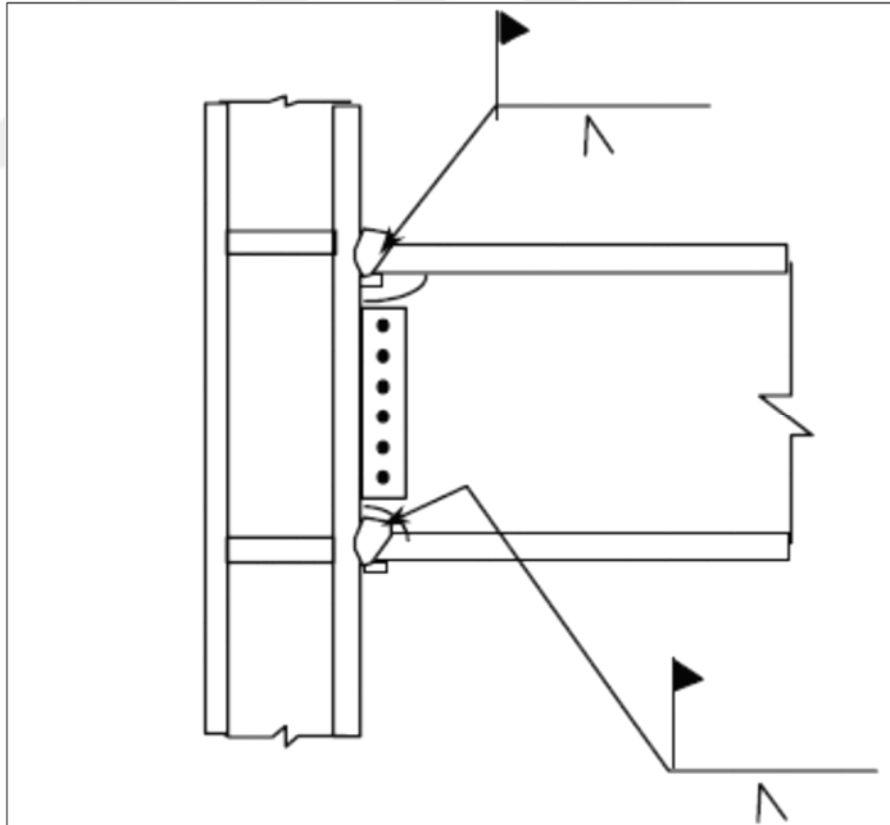
1.1 SAC Çalışmaları

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 oluşu bölgelerdeki yapılarda dahi kaynaklı kolon-kiriş birleşimlerinde gevrek hasar oluşumu gözlemlenmiştir. Northridge öncesi tipik kaynaklı kolon kiriş birleşimi Şekil 1.1'de gösterilmiştir.

Söz konusu hasar oluşumlarının güncel tasarım yöntemleri ve detaylarının sorgulanması gerekliliğini doğurmuş 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 değerdendirilmesine yönelik içerdığı kapsamlı veriler ve bu çalışma da 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 ve kesitlerin taşıma kapasitelerinde önemli bir azalma olmadan plastik şekil değiştirme 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.



Şekil 1.1 : Northridge Öncesi Kaynaklı Birleşim Detayı.

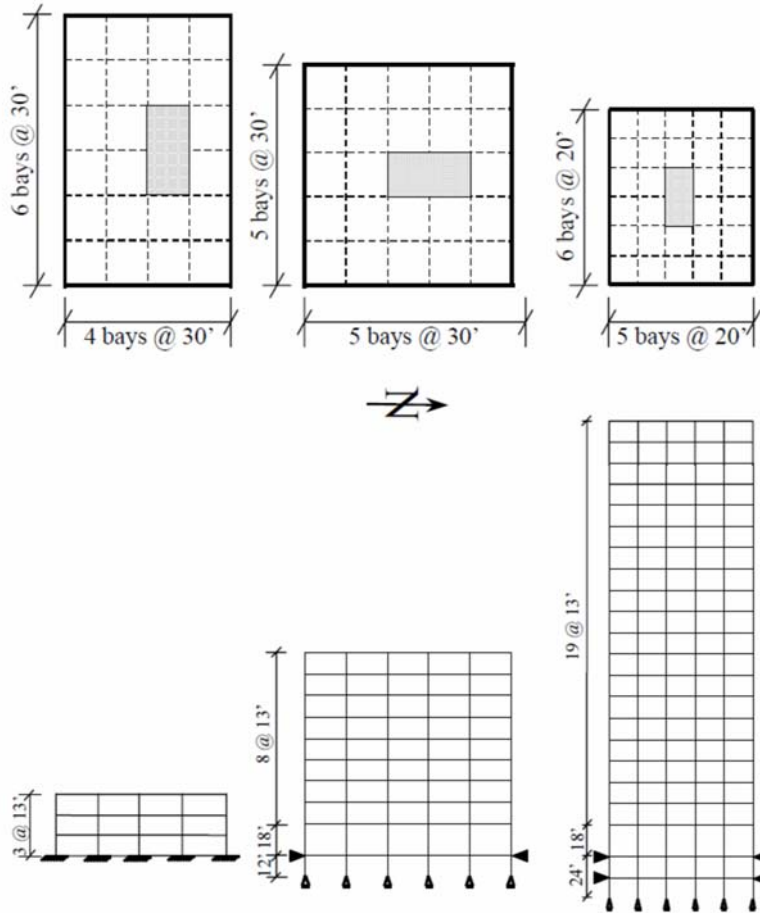
Oluşan hasarların nedenlerinin anlaşılması amacı ile SEAOC, ATC ve CUREE ortaklığında SAC girişimi oluşturulmuş ve FEMA finansmanı ile mevcut yapılardaki

hasarların tespit edilmesi ve çelik yapılar için tasarım kriterlerinin güncelleştirilmesi görevi ile çalışmaya başlamıştır.

Yürütülen çalışmalar kapsamında bir çok sonlu eleman analizi yürütülmüş ve çeşitli konfigürasyonda yaklaşık 120 adet birleşim tam ölçekli olarak 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 kıyaslamamanın daha anlaşılabilir olması amacıyla plan ölçüleri, kat yükseklikleri ve yüklemeler aynı tutulmuş olup, çerçevelerin yerleşimi, adedi, kolon ve kiriş kesitleri ise değişkenlik 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 analizleri yürütülmüş, modelleme kabulleri, Northridge öncesi ve 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 sisteminin 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 9 ve 20 katlı yapılarda akma dayanımı ve akma sonrası rijitlikler de değişmekte, Northridge sonrası belirlenen kıstaslara göre tasarlanan yapılar daha sünek davranış göstermektedir.



2. PERFORMANS KAVRAMI

Yapılarda performans kavramı ülkemizde 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. 2017 yılında yürürlüğe girmesi beklenen güncel yönetmelikte ise performans kavramı çok daha ayrıntılı olarak ele alınmıştır.

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.

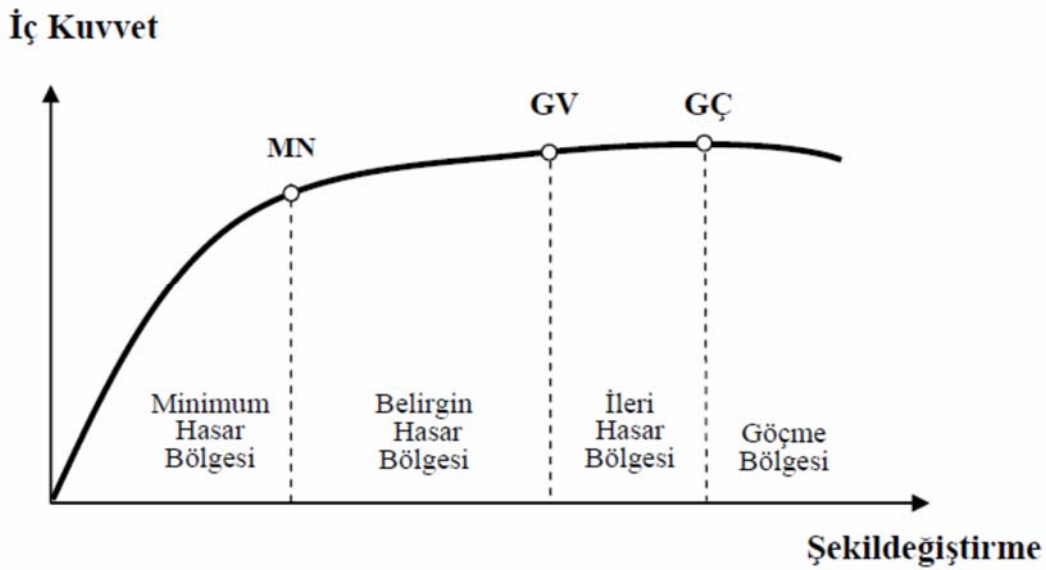
DBYBHY 2007’da yapı elemanları ve taşıyıcı sistem performans seviyeleri betonarme elemanlar için tanımlanmış olup çelik taşıyıcı sisteme sahip yapılar için bir performans tanımı bulunmamaktadır. Ancak bu durum yeni yönetmelikte aşılmış olup, çelik binalara ilişkin performans kavramı da dahil edilmiştir. Gerek taslak yönetmeliğin yürürlüğe girmemesi, gerekse FEMA 356’nın bu anlamda çok daha detaylı olması nedeniyle bu çalışmada 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 2017 ve FEMA 356 yönetmeliğinde verilen performans tanımları ve farklılıklar özetlenecektir.

2.1 DBYBHY 2017

2.1.1 Kesit hasar seviyeleri

DBYBHY 2017’de kesit hasarları beklenen davranışın sünek (eğilme) veya gevrek (kesme, aksenal yük, burulma vb.) olmasına göre ayrılmaktadır. DBYBHY 2017’de sünek kesitler için verilen iç kuvvet-şekil değiştirme grafiği ise aşağıda gösterilmektedir.



Şekil 2.1 : Kesitler için Hasar Tanımları ve Limitleri.

Yukarıda verilen 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 şekil değiştirmenin sınırı olarak bu iki bölgenin arasında yer almaktadır. DBYBHY 2017’de ayrıca düşey taşıyıcıların performans seviyelerinin belirlenmesinde göreceli kat ötelemeleri için sınırlar da verilmektedir.

DBYBHY 2017’de betonarme kesitlerin hasar seviyelerinin belirlenmesinde beton ve çelikteki birim uzama ve kısalmalara göre değerlendirme yapılmaktadır. Çelik binalarda ise bu durum farklıdır ve FEMA 356 ile benzer olarak plastik dönme oranına göre değerlendirme yapılır.

2.1.2 Yapı performans seviyeleri

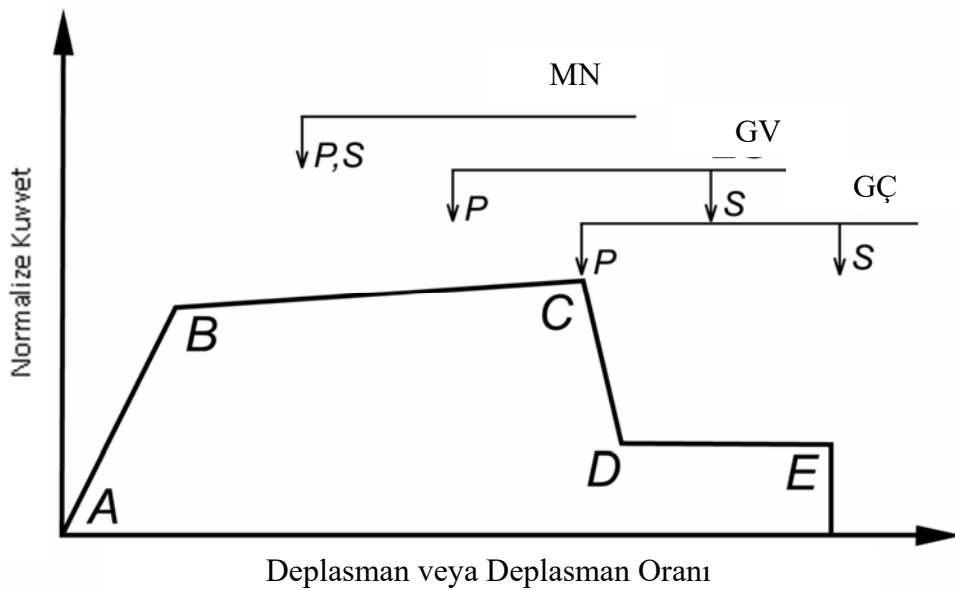
Bir yapıdaki kabul edilebilir hasar limiti, deprem şiddeti ve beklenen performans düzeyi ile tanımlanır. Normal sınıf bir yapı için DBYBHY 2017’de verilen performans hedeflerine göre hafif depremler için sınırlı hasar oluşumu hedeflenirken, şiddetli yer sarsıntıları için kontrollü hasar (Can Güvenliği) hedeflenmektedir.

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

2.2 FEMA 356

2.2.1 Kesit hasar seviyeleri

FEMA 356’da da kesit hasarları DBYBHY 2017’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 çelik kesitler için hasar limitleri FEMA 356’da plastik dönme oranına göre verilmektedir. Şekil 2.2 FEMA 356’ya göre kesit performans seviyelerini göstermektedir.



Şekil 2.2 : Kesit Performans Seviyeleri (FEMA 356).

Yeni yapı tasarımında DBYBHY 2017'ye benzer şekilde görel kat öteleme için bir sınır tanımlanmış olsa da, mevcut yapıların değerlendirilmesinde görel kat ötelemeleri ile ilgili verilen değerlerin öneri niteliği taşıdığı 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 2017'de verilen tanımlara ilave "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 verilmiştir.

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

FEMA 356	DBYBHY 2017
Hemen Kullanım	Kesintisiz Kullanım
Sınırlı Hasar	Hemen Kullanım
Can Güvenliği	Can Güvenliği
Sınırlı Güvenlik	-
Göçme Öncesi	Göçme Öncesi
Değerlendirme Dışı	Göçme Durumu

DBYBHY 2017'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 prosedürlerinden 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 2017 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 göreceli deplasmandan (ör: cephe elemanları, duvarlar) etkilenmektedirler. Konvansiyonel 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 2017’de verilen tanımların daha kolay karşılaştırılabilmesi açısından iki yönetmelikte de ortak olarak bulunan performans seviyeleri ile ilgili tanımlar özetlenecektir.

FEMA 356 ile DBYBHY 2017’de verilen taşıyıcı sistem performans seviyesi tanımları arasındaki en belirgin farkın DBYBHY 2017’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 durumunun sözel olarak anlatılması) olduğu söylenebilir.

FEMA 356’da bir yapı için hedeflenen performans seviyesi kriterlerini sağladığının kabul edilmesi için tüm yapı elemanlarının hedeflenen performans seviyesi kriterlerini

sağlaması koşulu aranırken, DBYBHY 2017’de bazı durumlarda kesit hasarlarının kısmi olarak bir alt performans seviyesinde bulunmasına müsaade edilmektedir. ‘Kesintisiz Kullanım’ Performans düzeyi bu duruma istinadır.

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 2017’de ise “Hemen Kullanım Performans Seviyesi” tanımına tekabül eden “Kesintisiz Kullanım Performans Seviyesi” dir. Buna göre taşıyıcı elemanların tümünün Minimum Hasar Bölgesi’nde olması gerekmektedir. Yapısal elemanlarda oluşan hasarın dağılımına göre aşağıda tariflendiği gibi yapılmıştır.

2.4.2 Sınırlı hasar performans seviyesi

FEMA 356’da “Sınırlı Hasar Performans Seviyesi” deprem sonrasında yapıda oluşan hasar kontrol edilebilir mertebelerdedir. Onarım süresi ve maliyetini düşürmek ve binanın operasyon kesintilerini engellenmesi istenir. Hemen Kullanım Performans Seviyesi’ne nazaran daha ekonomik olduğu için tercih edilebilir.

DBYBHY 2017’de ise “Sınırlı Hasar Performans Seviyesi” ne karşılık olarak “Hemen Kullanım Performans Seviyesi” tanımlanmıştır. Buna göre hasar dağılımının tanımları aşağıdaki gibi 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.

2.4.3 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 2017’de ise “Can Güvenliği 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 %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.
- Diğer taşıyıcı elemanların tümü Minimum Hasar Bölgesi veya Belirgin Hasar Bölgesi’ndedir. Ancak, herhangi bir katta alt ve üst kesitlerinin ikisinde birden Belirgin Hasar Sınırı aşılmış olan düşey elemanlar tarafından taşınan kesme kuvvetlerinin, o kattaki tüm düşey elemanlar tarafından taşınan kesme kuvvetine oranının %30’u aşmaması gerekir.

2.4.4 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 2017’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 2017'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 2017 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 2017'de aşağıda verilen çizelgeler ile özetlenmektedir. Çizelge 2.2, bina kullanım sınıflarını(BKS) tariflemektedir. Çizelge 2.3 ise deprem tasarım sınıflarını(DTS) göstermektedir. Çizelge 2.4 ise binaları yüksekliklerine göre sınıflandırır. Çizelge 2.5 ise Çizelge 2.2,2.3 ve 2.4'de tariflenen katsayılara göre bina performans seviyelerini ortaya koymaktadır.

Çizelge 2.2 : Bina Kullanım Sınıfları.

<i>Bina Kullanım Sınıfı</i>	<i>Bina Kullanım Amacı</i>
BKS=1	Deprem sonrası kullanımı gereken binalar, insanların uzun süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar, değerli eşyaların saklandığı binalar ve tehlikeli madde içeren binalar a) Deprem sonrasında hemen kullanılması gerekli binalar (Hastaneler, dispanserler, sağlık ocakları, itfaiye bina ve tesisleri, PTT ve diğer haberleşme tesisleri, ulaşım istasyonları ve terminalleri, enerji üretim ve dağıtım tesisleri, vilayet, kaymakamlık ve belediye yönetim binaları, ilk Yardım ve afet planlama istasyonları) b) Okullar, diğer eğitim bina ve tesisleri, yurt ve yatakhaneler, askeri kışlalar, cezaevleri vb.

Bina Kullanım Sınıfı	Bina Kullanım Amacı
	c) Müzeler d) Toksik,patlayıcı,parlayıcı vb. gibi özellikleri olan maddelerin bulunduğu veya depolandığı binalar
BKS=2	İnsanların kısa süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar Alışveriş merkezleri,spor tesisleri,sinema,tiyatro,konser salonları,ibadethaneler vb.
BKS=3	Diğer binalar Yukarıdaki tanımlara girmeyen binalar (Konutlar,işyerleri,oteller,bina türü endüstri yapıları vb.)

Çizelge 2.3 : Deprem Tasarım Sınıfları.

(DD-2) Deprem Yer Hareketi Düzeyinde Kısa Periyod Tasarım Spektral İvme Katsayısı(SDS)	Bina Kullanım Sınıfı	
	BKS=1	BKS=2,3
SDS<0.333	DTS=4a	DTS=4
0.333<=SDS<0.667	DTS=3a	DTS=3
0.667<=SDS<0.333	DTS=2a	DTS=2
1<=SDS	DTS=1a	DTS=1

Çizelge 2.4 : Bina Yükseklik Sınıfları ve Deprem Tasarım Sınıflarına Göre Tanımlanan Bina Yükseklik Aralıkları.

Bina Yükseklik Sınıfı	Bina Yükseklik Sınıfları ve Deprem Tasarım Sınıflarına Göre Tanımlanan Bina Yükseklik Aralıkları(m)		
	DTS=1,1a,2,2a	DTS=3,3a	DTS=3,3a
BYS=1	Hn>70	Hn>91	
BYS=2	56<Hn<70	70<Hn<91	
BYS=3	42<Hn<56	56<Hn<70	
BYS=4	28<Hn<42	42<Hn<56	
BYS=5	17.5<Hn<28	28<Hn<42	
BYS=6	10.5<Hn<17.5	17.5<Hn<28	
BYS=7	7<Hn<10.5	10.5<Hn<17.5	
BYS=8	Hn<7	Hn<10.5	

Çizelge 2.5 : Deprem Tasarım Sınıflarına Göre Yeni Yapılacak veya Mevcut Binalar için Performans Hedefleri ve Uygulanacak Değerlendirme/Tasarım Yaklaşımları.

(a)Yeni Yapılacak Yerinde Dökme Betonarme,Önüretimli Betonarme ve Çelik Binalar(Yüks ek Binalar Dışında).

Deprem Yer H.Düzeyi	DTS=1,2,3,3a,4,4a		DTS=1a,2a	
	Normal Performans Hedefi	Değerlendirme/Tasarım Yaklaşımı	İleri Performans Hedefi	Değerlendirme/Tasarım Yaklaşımı
DD-3	-	-	HK	ŞGDT
DD-2	CG	DGT	CG	DGT
DD-1	-	-	CG	ŞGDT

(b)Yeni Yapılacak veya Mevcut Yüksek Binalar

Deprem Yer H.Düzeyi	DTS=1,2,3,3a,4,4a		DTS=1a,2a	
	Normal Performans Hedefi	Değerlendirme/Tasarım Yaklaşımı	İleri Performans Hedefi	Değerlendirme/Tasarım Yaklaşımı
DD-4	KK	DGT-ŞGDT	-	-
DD-3	-	-	HK	ŞGDT
DD-2	CG	DGT	CG	DGT
DD-1	GÖ	ŞGDT	CG	ŞGDT

(c)Mevcut Yerinde Dökme Betonarme,Önüretimli Betonarme ve Çelik Binalar(Yüksek Binalar Dışında).

Deprem Yer H.Düzeyi	DTS=1,2,3,3a,4,4a		DTS=1a,2a	
	Normal Performans Hedefi	Değerlendirme/Tasarım Yaklaşımı	İleri Performans Hedefi	Değerlendirme/Tasarım Yaklaşımı
DD-3	-	-	HK	ŞGDT
DD-2	CG	ŞGDT	-	-
DD-1	-	-	CG	ŞGDT

Yukarıda verilen Çizelge’de HK “Hemen Kullanım”, CG “Can Güvenliği ve GÖ ise “Göçmenin Önlenmesi” performans seviyelerini işaret etmektedir. Yukarıda verilen Çizelge’den 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 2017’de verilen “Bina Önem Katsayısı” ile yansıtılmıştır. Örnek olarak deprem sonrası kullanımı gereken bir yapı için (örn: 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. Ayrıca Çizelge 2.4’de görüldüğü üzere DBYBHY 2017’de deprem düzeyi, performans hedefi ve bina yükseklik seviyesine göre tasarım yaklaşımı da değişmektedir. FEMA 356 ve ASCE 41-13’de 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 2017’de deprem düzeyleri için verilen tanımlar benzer olup aşağıda özetlenmektedir.

DD-1: 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.

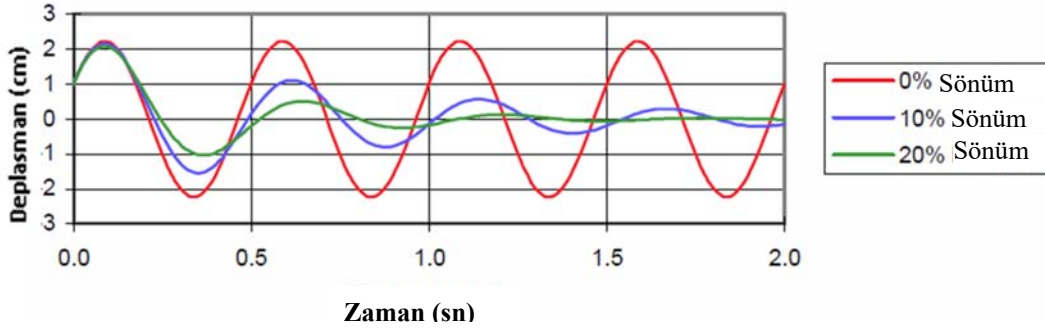
DD-2: 50 yılda aşılma olasılığı %10 (dönüş periyodu 475 yıl) olan deprem olarak tanımlanır. Bu deprem seviyesinde konut tipi yapıların “Can Güvenliği”, hastane tipi yapıların ise “Hemen Kullanım” performans seviyesini sağlaması beklenir.

DD-3: 50 yılda aşılma olasılığı %50 (dönüş periyodu 72 yıl) olan deprem seviyesi olarak tanımlanır. Yapıların bu deprem seviyesinde “Hemen Kullanım” performans seviyesini sağlaması beklenir.

DD-4: 50 yılda aşılma olasılığı %68 (dönüş periyodu 43 yıl) olan deprem seviyesi olarak tanımlanır. Yapıların bu deprem seviyesinde “Hemen Kullanım” performans seviyesini sağlaması beklenir.

2.6 Sönüm

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 birleşimlerindeki sürtünme gibi bir çok nedenle ortaya çıkmaktadır. Sönüm oranının serbest titreşim altındaki bir sistemdeki etkileri Şekil 2.3’de görülmektedir.



Şekil 2.3 : Sönümlü ve Sönümsüz Serbest Titreşim.

Yapılarda sönümün bir çok 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.

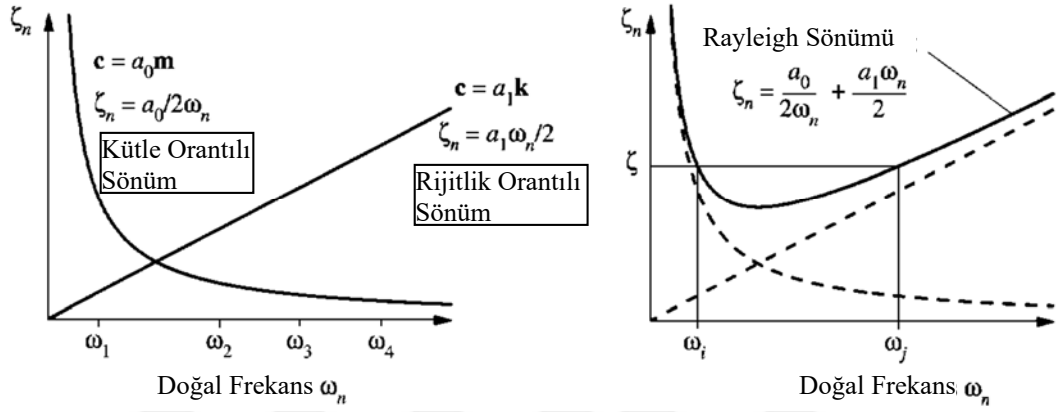
Çizelge 2.6’da farklı yapısal sistemler için daha önce yapılan ölçümler neticesinde Newmark ve Hall tarafından önerilen sönüm oranları verilmektedir.

Çizelge 2.6 : 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

2.6.1 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. Kütle orantılı, rijitlik orantılı ve Rayleigh sönümleri Şekil 2.4’de gösterilmektedir.



Şekil 2.4 : Kütle Orantılı, Rijitlik Orantılı Sönüm ve Rayleigh Sönümü.

Deney sonuçları ile tutarlı değerlerin elde edilebilmesi amacı ile kullanılan Rayleigh sönümü aşağıda verilen bağıntı ile ifade edilmektedir.

$$c = \eta m + \delta k \quad (2.1)$$

Rayleigh sönümü ile ifade edilen bir sistemin n’inci modundaki sönüm oranı ise;

$$\xi_n = \frac{\eta}{2} \frac{1}{w_n} + \frac{\delta}{2} w_n \quad (2.2)$$

denklemini ile ifade edilmektedir.

α ve β katsayıları ise i. ve j. modları için aşağıdaki ifadeden elde edilebilmektedir..

$$\frac{1}{2} \begin{bmatrix} 1/w_i & w_i \\ 1/w_j & w_j \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \eta \\ \delta \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \xi_i \\ \xi_j \end{Bmatrix} \quad (2.3)$$

Yukarıda verilen ifadeden de görülebileceği üzere 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.

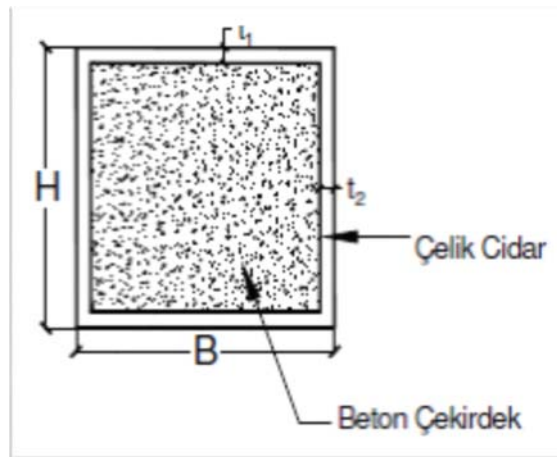


3. BETON DOLGULU ÇELİK TÜP KOLONLARIN KULLANIM ALANLARI ve YAPISAL ÖZELLİKLERİ

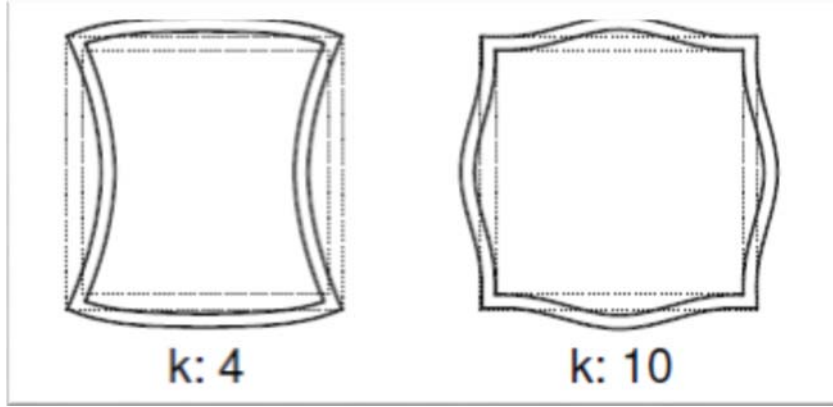
3.1 Tanım

Beton dolgulu çelik tüpler literatürde İngilizce ‘Concrete Filled Tube’(CFT) olarak adlandırılmaktadır. Günümüze kadar ülkemizde yaygın bir şekilde kullanılsa da gelişmiş ülkelerde barındırdığı birçok yapısal avantajlar nedeniyle gün geçtikçe kullanım alanları yaygınlaşmaktadır. Bu elemanlar, özellikle perdeli, tüp, çekirdek vs. sistemlerde yatay ve düşey taşıyıcı elemanları olarak kullanılmasının yanı sıra özellikle Japonya’da köprü ayağı olarak da kullanılmaktadır.

CFT elemanlar eşdeğer klasik beton ve çelik yapı elemanlarına nazaran yapısal ve geometrik birçok üstün özelliklere sahiptir. Elemanların kesit özellikleri incelendiğinde elemanın rijitlik ve dayanım parametrelerini optimize edecek şekilde kesite yerleştikleri Şekil 3.1’de görülür. Bunlarla birlikte beton çekirdek yanında çelik cidarın yerel burkulma dayanımını da ciddi miktarda artırır. Şekil 3.2’de ise içi boş ve dolu kesitlerin burkulma modları gösterilmektedir.



Şekil 3.1 : Beton Dolgulu Çelik Tüp(CFT) Kesiti.



$$k : \begin{cases} 4 \rightarrow \text{içi boş çelik kutu} \\ 10 \rightarrow \text{beton dolgulu çelik kutu} \end{cases}$$

Şekil 3.2 : İçi Boş ve Beton Dolgulu Kutu Kesitli Çelik Tüpün Burkulma Modları.

3.2 CFT Elemanlarının Avantaj ve Dezavantajları

Çelik cidar beton çekirdeği sararak çekirdekte üç eksenli gerilme oluşmasını sağlar. Bununla beraber çelik tüp büyük yüklemeler altında kalarak beton çekirdeğin parçalanıp dağılmasını azaltan bir manto görevini üstlenir. Yapısal olarak en önemli avantajı ise sargı etkisinde kalan betonun taşıma kapasitesi ve sünekliliğinin artmasıdır. Çizelge 3.1’de DBYBHY-2007’ye göre betonarme kolonlarda sargılamanın hasar sınırlarına etkisi verilmiştir. Ayrıca CFT elemanlarda kesitin kompozit çalışmasından dolayı beton çekirdeğin yerel burkulmaları önlemesi sebebiyle çelik elemanlara nazaran daha ince cidarlı kesitlerin kullanılması mümkündür.

Çizelge 3.1 : Betonarme Kolonlar için Hasar Sınırlarını Tanımlayan Etki/Kapasite Oranlar(DBYBHY-2007).

Sünek Kolonlar			hasar Sınırı		
Nk/Ac*f _{cm}	Sargılama	Ve/bw*d*f _{ctm}	MN	GV	GÇ
<0.1	Var	<0.65	3	6	8
<0.1	Var	>1.30	2,5	5	6
>0.4 ve <0.7	Var	<0.65	2	4	6
>0.4 ve <0.7	Var	>1.30	1,5	2,5	3,5
<0.1	Yok	<0.65	2	3,5	5
<0.1	Yok	>1.30	1,5	2,5	3,5

Çizelge 3.1(devam) : Betonarme Kolonlar için Hasar Sınırlarını Tanımlayan Etki/Kapasite Oranlar(DBYBHY-2007).

Sünek Kolonlar			hasar Sınırı		
Nk/Ac*fcm	Sargılama	Ve/bw*d*fctm	MN	GV	GÇ
>0.4 ve <0.7	Yok	<0.65	1,5	2	3
>0.4 ve <0.7	Yok	>1.30	1	1,5	2
>0.7	-	-	1	1	1

Yukarıda sıralanan yapısal avantajlarının yanısıra ekonomik avantajları da vardır. Bunlardan en önemlisi CFT kesitler için betonarme kesitlere göre kalıp maliyetinin olmamasıdır. Çelik tüp inşaat süresince aynı zamanda kalıp görevini üstlendiği için ciddi bir kalıp masrafından tasarruf edilmiş olunur. Ayrıca çelik tüplerin birkaç kat çıkılabilmesi betonlama sürecini beklemeden inşaat yapımının devam etmesini sağlar. Böylelikle çok katlı yapılarda iş süresi ve işçilik maliyetleri azaltılmış olur.

CFT kesitlerin kullanımındaki en belirgin dezavantaj ise iki farklı malzemenin davranışının bir arada kullanılmasının ortaya çıkardığı hesaplama zorluğu söylenebilir. Bunun yanısıra günümüzde çelik ve betonarme etkileşim yüzeyindeki kuvvet aktarımı ve aderans kuvvetleri hakkındaki kısıtlı bilgi CFT kesitlerin bir diğer dezavantajı olarak göze çarpmaktadır.

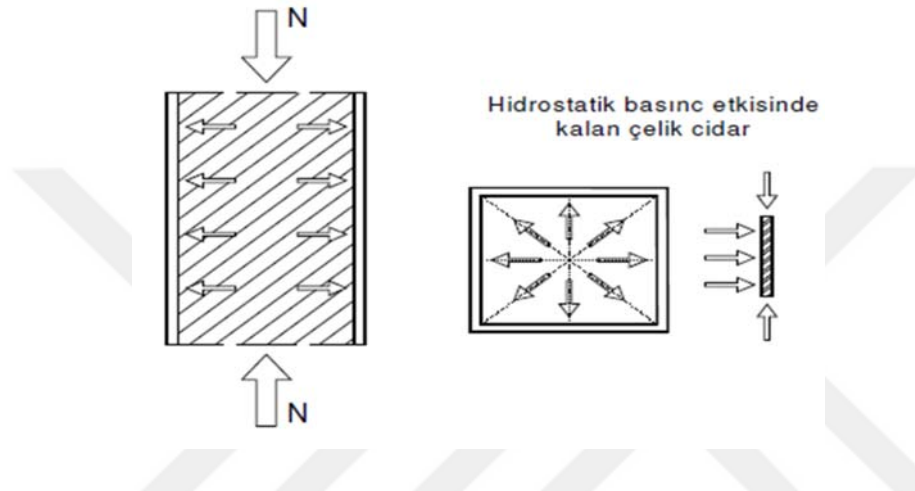
3.3 CFT Elemanların Eksenel Yük Altında Kolon Davranışı

CFT elemanlarının kolon davranışı, diğer kolon kesitlerinde olduğu gibi narinlikten bağımsız olarak düşünülemez. Dolayısıyla narinlik oranlarına göre farklılıklar göstermektedirler. Bu davranışları kısa kolonlar, yüksek narinlikteki kolonlar ve yarı narinlikteki kolonlar olarak ayırabiliriz.

3.3.1 CFT elemanların kısa kolon davranışı

Mühendislik yapılarında sıklıkla karşılaşılmayan kısa kolon davranışının incelenmesi genel kolon davranışının tanımlanmasına yardımcı olması açısından önemlidir. CFT kolonlar eksenel yükleme altında çelik ve beton elemanlar birbirinden bağımsız, kesit rijitliklerine (EA) bağlı olarak yükü kabul ederler. Kısa kolonlarda yaklaşık olarak 0,001 birim kısaltmaya kadar, çelik cidar ile beton çekirdek neredeyse birbirleriyle etkileşime girmezler. Betonun 0,001 deformasyona ulaşılmasıyla betonda mikro

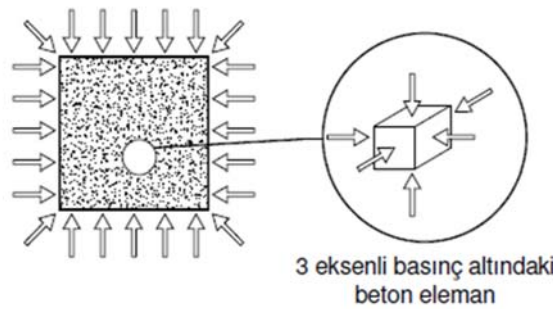
çatlaklar meydana gelir. Böylelikle beton çekirdek çelik cidara yatay olarak basınç yapmaya başlar(Şekil 3.3). Bununla birlikte çelik cidarın poisson oranının beton çekirdeğin poisson oranından daha büyük olması sebebiyle çelik betondan daha büyük birim deformasyon yaparak çekirdek ile cidar bir miktar birbirleriyle etkileşime girmeye başlarlar. Bundan dolayı çekirdekte sargı etkisinin başladığı görülür. Gerilmeler arttıkça beton ve çelik elemanların yatay genişlemeleri poisson oranı ile hızlanır. Bu etki, birim şekil değiştirmelerin 0,002 seviyesine ulaşması ile maksimum seviyeye ulaşmış olur.



Şekil 3.3 : Eksenel Basınç Yükü Altında Kalan CFT Elemanın Çelik Cidarına Etkiyen Kuvvetler.

3.3.2 Kısa kolonların eksenel yükler altındaki davranışı

Çelik cidarın iki eksenli gerilmeye beton çekirdeğin ise üç eksenli gerilmeye maruz kaldığı Şekil 3.4’de görülmektedir. Çelikte oluşan iki eksenli gerilme elemanın taşıma kapasitesini düşürürken, beton çekirdekte oluşan üç eksenli gerilme beton çekirdeğin taşıma kapasitesini artırır.



Şekil 3.4 : Eksenel Basınç Yükü Altında Kalan CFT Elemanın Çelik Cidarına Etkiyen 3 Eksenli Kuvvetler.

3.3.3 Kalın cidarlı kompakt CFT kolonlar

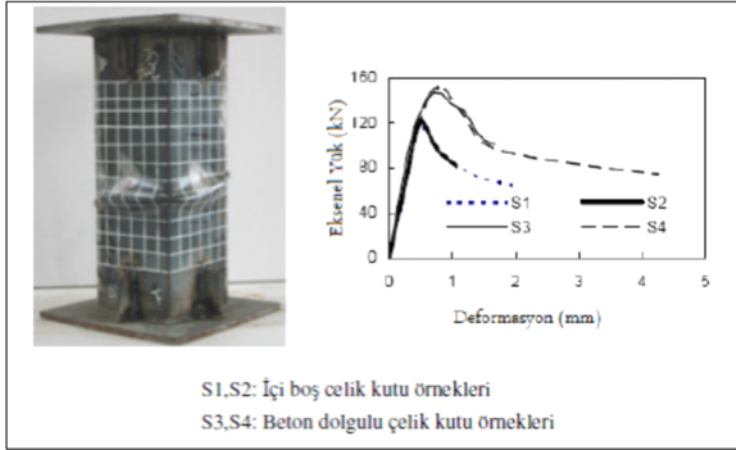
Kalın cidarlı CFT kolonlar ince cidarlı CFT kolonların aksine kompakt davranarak mekanizma durumuna gelirler yani göçme mekanizmaları ince cidarlı kolonlara göre daha sünek ve süreç gerektiren oluşumlardır.

CFT kolonlarda beton çekirdeğin birim şekil değiştirmesi 0,002 değerine varmasıyla çelik tüp çekirdeğe baskı yapar ve betonda oluşan çatlamlar ile çekirdeğin rijitliğinde büyük azalmalar meydana gelir. Eğer CFT elemanda yüksek dayanımlı çelik kullanılmış ise birim deformasyonların 0,002 değerine ulaştığı anda çelik eleman akma yüzeyine ulaşmış olabilir. Bu durumda beton çekirdek de çevresel etki ile dayanım fazlalığı kazanmış olsa da, özellikle kutu kesitli kolonlarda eleman mekanizma durumuna betonun ani olarak parçalanarak göçmesiyle ulaşır. Bu durum ise ani ve gevrek bir kırılma biçimi olduğundan tercih edilen bir durum değildir. Bu nedenden dolayı yüksek dayanımlı çelik kullanılmak istenirse çeliğin akma birim deformasyonunun 0,002 değerini geçmesine izin verilmemelidir. (Varma,Ricles,Sause,Lu 2002)

3.3.4 İnce cidarlı kompakt CFT kolonlar

İnce cidarlı CFT kolonlar elastik veya inelastik yerel burkulmalar ile veya meydana gelen yerel burkulmaların etkisiyle yaklaşık 0,0005 birim şekil değiştirmede beton çekirdekte oluşan kayma gerilmeleri sonucu göçer. Böylelikle ince cidarlı CFT kolonlarda çekirdekte 3 eksenli sargı kuvvetleri etkisi oluşturulacak birim kısalmaya ulaşılmadan sistem göçmüş olur. (Varma,Ricles,Sause,Lu 2002)

İnce cidarlı CFT kolonlarda yerel burkulmalar içi boş kutu kesitlerin aksine kesitin dışına doğru olduğundan yerel burkulma dayanımı boş kutuya nazaran daha yüksek olur. Yani beton çelik cidara mesnetlik yaparak ve burkulma yüzeyini genişleterek burkulma moduna katkıda bulunarak burkulmayı zorlaştırır. Şekil 3.5 bununla alakalı yapılan deney sonuçlarını göstermektedir.



Şekil 3.5 : İçi Dolu ve Boş İnce Cidarlı Çelik Tüpler İçin Karşılaştırmalı Yük Deformasyon İlişkisi

3.3.5 Narin Kolonlar

Narin kolonlar göçme mekanizmasına göre iki gruba ayrılırlar .

3.3.6 Yarı narin kolonlar

Tam narin kolonlar ile kısa kolonlar arasında bir geçiş formu olan yarı narin kolonlar kısa ve tam narin kolonların her iki davranışı da bünyesinde bulundurulur. Bu tür kolonlar narin kolonlar gibi burkularak taşıma gücüne ulaşırlar fakat burkulma meydana gelmeden önce kesitte akmalar ve betonda parçalanmalar meydana gelir.

3.3.7 Tam narin kolonlar

Tam narin kolonlar büyük (L/H) narinlik oranına sahip kolonlardır. Tam narin kolonlar L/H oranlarının büyük olması sebebiyle kesitlerinde ciddi bir akma olmadan elastik olarak burkulurlar.

3.3.8 Eksenel yük ve moment etkisindeki CFT elemanlar

Eksenel yük ve moment etkisindeki CFT kolonların davranışını ve göçme mekanizmasını etkileyen $H/t, P/P_0, L/H$ parametrelerinin davranışa etkileri aşağıda açıklanmaktadır.

H/t oranı kesit yüksekliğinin çelik cidar kalınlığına oranı olmakla birlikte yerel burkulmaları ve kesitin sünekliliğini kontrol eden parametredir. H/t 'nin 50'den büyük olması durumu, kesitin akma dayanımına ulaşmadan yerel burkulmalar ile göçmesine

neden olur. Bu oranın 24~34 değerleri civarına gelmesiyle kesitin sünekliği artar ve göçme oluşumu gecikir. Bugüne kadar yapılan çalışmalarda bu oranın 44'n üstüne çıkmasından itibaren kesit sünekliğinin ciddi biçimde azaldığı gözlemlenmiştir.(Tomi,Sakino 1979)

P/P0 oranı da kesitte mevcut yüklemeler altında oluşan eksenel yükün kesitin eksenel yük kapasitesine oranı olarak tanımlanmakla birlikte kesit sünekliğine etkiyen bir diğer parametredir. Kesit zerindeki eksenel yükün artması, kompozit çalışmanın etkisiyle moment kapasitesinde bir miktar artışa neden olsa da bu oranının artması ile moment kapasitesinde hızlı bir düşüş meydana gelir. Bunun için standartlarda P/P0 oranına belirli kısıtlamalar getirilmiştir.

L/H oranı ise narinlik olarak adlandırılmakla birlikte eleman boyunun kesit yüksekliğine oranıdır. Elemanın eksenel yük kapasitesini düşürmektedir.



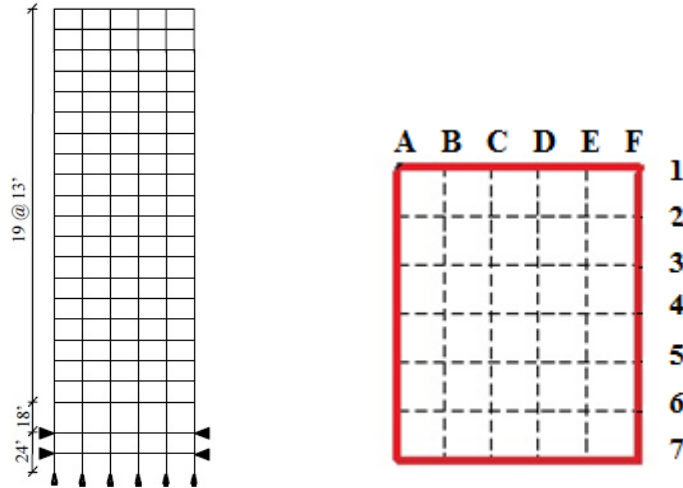
4. ANALİZ MODELİ ve YAPININ TANIMI

4.1 Yapının Tanımı

Bu çalışmada SAC projesi kapsamında Northridge depremi öncesi standartlara (UBC 1994) göre tasarlanmış olan Los Angeles yapısı incelenecektir.

4.1.1 Geometri

İnceleme konusu yapı, planda X doğrultusunda 7 adet , Y doğrultusunda ise 6 adet akstan oluşmaktadır. Aks açıklıkları 6.096 m (20 feet)'dir. İlgili yapı toplamda 20 katlıdır. Ayrıca yapının zemin altında 2 adet bodrum kat olmakla birlikte yapı her bir bodrum kat hizasında yanal olarak tutulu kabul edilecektir. Binanın 2. Kattan itibaren normal kat yükseklikleri ise 3.96 m (13 feet), 1. Kat yüksekliği 5.49 m(18 feet), bodrum katların toplam yüksekliği ise 7.32(24 feet) olarak verilmektedir. Şekil 4.1 binanın plan ve kesit görünüşlerini vermektedir. Moment aktaran çerçeve aksları planda kırmızı renk ile gösterilmiştir.



Şekil 4.1 : SAC Seattle Yapısı Plan ve Kesit Görünüşleri.

Binanın tüm çevresini dolanan çerçeve sistem her iki yöndeki yanal yükleri karşılamaktadır. Yanal yükleri karşılayan çerçeve sistem yukarıdaki şekilde kırmızı renk ile belirtilmiştir. Bunun dışında kalan kolon-kiriş sistemi ise mafsallı bağlanmış olup, yalnızca düşey yükleri karşılamaktadırlar. Kolonlar temele sabit mesnet olarak

bağlanmıştır. Çerçeve kolonlarının kuvvetli eksenleri X yönü çerçeveleri için X doğrultusunda, Y yönü çerçeveleri için Y doğrultusunda teşkil edilmiştir. Yapının çerçeve kolonları iç ve dış akslarda W kesitli profillerden teşkil edilmiş olup, sadece binanın 4 köşesindeki kolonlar her iki yöndeki momenti karşılamaları açısından kutu kesitli olarak teşkil edilmiştir. Kolon kiriş birleşimlerinde muhtelif katlarda takviye plakaları kullanılmıştır. Çerçeve kirişleri ise W kesitli profillerden oluşmakta olup, kesit büyüklükleri katlara göre değişkenlik göstermektedir. Yapının düşey yük taşıyan mafsallı bağlantılı elemanlarında da aynı tarzda kolon ve kiriş kesitleri kullanılmıştır.

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)	
-2	15x15x2	W24x335	0 cm,	W14x22
-1	15x15x2	W24x335	0 cm	W30x99
1	15x15x2	W24x335	0 cm	W30x99
2	15x15x1.25	W24x335	0 cm	W30x99
3	15x15x1.25	W24x335	0 cm	W30x99
4	15x15x1.25	W24x335	0 cm	W30x99
5	15x15x1.00	W24x229	0 cm	W30x108
6	15x15x1.00	W24x229	0 cm	W30x108
7	15x15x1.00	W24x229	0 cm	W30x108
8	15x15x1.00	W24x229	0 cm	W30x108
9	15x15x1.00	W24x229	0 cm	W30x108
10	15x15x1.00	W24x229	0 cm	W30x108
11	15x15x1.00	W24x192	0 cm	W30x99
12	15x15x1.00	W24x192	0 cm	W30x99
13	15x15x1.00	W24x192	0 cm	W30x99
14	15x15x0.75	W24x131	1.9 cm	W30x99
15	15x15x0.75	W24x131	1.9 cm	W30x99
16	15x15x0.75	W24x131	1.9 cm	W30x99
17	15x15x0.75	W24x117	1.9 cm	W27x84
18	15x15x0.75	W24x117	1.9 cm	W27x84
19	15x15x0.50	W24x84	0 cm	W24x62
20	15x15x0.50	W24x84	0 cm	W21x50

Çizelge 4.2 : Mafsal Bağlantılı Kolon ve Kiriş Kesitleri.

Kat	Kolonlar	Kirişler
-1	W14x550	W14x22
-2	W14x550	W16x26
1	W14x550	W14x22
2	W14x455	W14x22
3	W14x455	W14x22
4	W14x455	W14x22
5	W14x370	W14x22
6	W14x370	W14x22
7	W14x370	W14x22
8	W14x311	W14x22
9	W14x311	W14x22
10	W14x311	W14x22
11	W14x257	W14x22
12	W14x257	W14x22
13	W14x257	W14x22
14	W14x176	W14x22
15	W14x176	W14x22
16	W14x176	W14x22
17	W14x108	W14x22
18	W14x108	W14x22
19	W14x108	W14x22
20	W14x43	W12x16

Yapıda kolon ekleri, ekin yapıldığı katın 1.83 m (6 feet) yüksekliğinde teşkil edilmiş olup, kolon kesitinin değiştiği katlarda küçük olan kolon kesitinin o kattan itibaren devam ettiği kabul edilmiştir.

4.1.2 Yükler

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

Çelik Karkas: Kesit özellikleri göz önünde bulundurularak hesaplanmıştır,

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

Çatı Kaplaması: 0.34 kN/m² (7 psf),

Döşeme Kaplaması: 0.14 kN/m² (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).

4.1.3 Malzeme

Los Angeles yapısının tüm kolon kesitlerinde A572 Gr. 50 (nominal akma dayanımı 345 N/mm^2 , beklenen akma dayanımı 397 N/mm^2) sınıfı elik kullanılmıştır. Kiriş kesitlerinde ise A36(nominal akma dayanımı 248 N/mm^2 , beklenen akma dayanımı 372 N/mm^2) sınıfı elik kullanılmıştır.

4.2 Analiz modeli

Bu bölümde inceleme konusu 20 ve 25 katlı yapıların doğrusal ve doğrusal olmayan özelliklerinin oluşturulan 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 belirli bölgelerde toplandığı, bu bölgeler dışında kesitlerin doğrusal elastik davrandığı kabulüne dayanan plastik mafsall yaklaşımı ile göz önüne alınmıştır,
- Plastik mafsalların histeretik karakterleri bilineer moment-dönme grafikleri ile tanımlanmıştır,
- elik kesitlerin plastik mafsall tanımlarında akma sonrası %3 pekleşme göz önüne alınmıştır,
- Kolonlarda plastik mafsallar iki eksenli moment ve eksenel yük etkileşimini içerecek şekilde (PMM mafsalları) modellenmiştir,
- Beton dolgulu kutu kesitli kolonların plastik mafsalları ve hasar limitleri 4.2.4’de anlatıldığı gibi tanımlanmıştır.

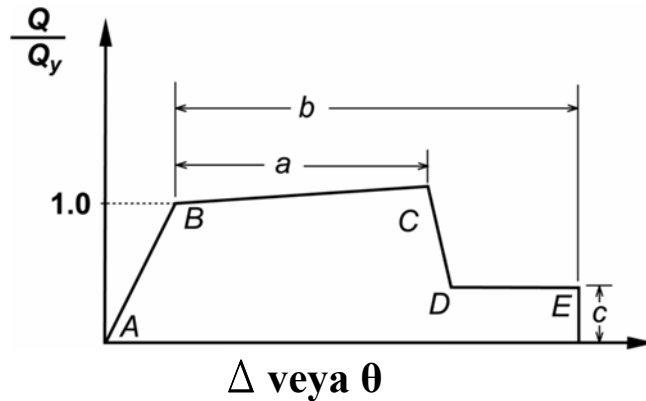
- Mafsal özelliklerinin tanımlanmasında FEMA 356 ve ASCE 41’de belirtildiği üzere kesitlerin beklenen akma dayanımları kullanılmıştır,
- Mevcut yapıda sönüm %2 olarak göz önüne alınmıştır,
- Zemin yapı etkileşimi göz önüne alınmamıştır,
- Yapının yatay yük taşıyıcı sistemini oluşturan çerçeve bağlantıları hariç tüm kolon kiriş birleşimleri mafsal bağlantılı olarak kabul edilmiştir,
- Kolon panel bölgelerinin elastik rijitlikleri ve doğrusal olmayan davranışa etkileri göz önüne alınmıştır,
- Kiriş plastik mafsallarında kompozit döşemenin etkisi değerlendirilmemiştir,

4.2.1 Plastik mafsal

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

DBYBHY 2007’de çelik taşıyıcıların doğrusal olmayan davranışları tanımlanmamıştır. Bununla beraber 2017 yılında yürürlüğe girmesi beklenen ilgili yönetmeliğin taslağında bu tanımlamalar yapılmıştır. İlgili yönetmeliğin henüz yürürlükte olmaması nedeni ile kesitlerin plastik mafsal özellikleri 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 4.2’de verilmektedir.



Şekil 4.2 : FEMA 356’da Verilen Genelleştirilmiş Kuvvet-Şekildeğiştirme Grafiği.

olarak verilmektedir. 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 azalış 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.

4.2.2 Kiriş mafsalları

FEMA 356’ya göre kirişler için tanımlanacak plastik mafsallarda Şekil 4.2’de verilen genelleştirilmiş kuvvet-şekildeğiştirme grafiği akma momenti ve akma dönmesi değerlerine bağlı olarak tanımlanmaktadır. Akma dönmesi ve akma momenti ise kirişler için Denklem 4.1 ve 4.2 ile belirlenmektedir.

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye}I_b}{6EI_b} \quad (4.1)$$

$$M_{CE} = ZF_{ye} \quad (4.2)$$

Kesitlerin hasar sınırları ve maksimum dayanım noktaları gibi iskelet eğrisinin karakteristik değerleri ise akma dönmesi ve akma momentine bağlı olarak Çizelge 4.3’de verilmektedir.

Çizelge 4.3 : Çelik Kirişler için FEMA 356’da verilen Hasar ve Dayanım Parametreleri.

Kirişler - Eğilme	Modelleme Parametreleri			Hasar Sınırları				
	Plastik Dönme Açısı, Radyan		Rezidüel 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	Yukarıda verilen aralığa girmeyen kesitler için başlık narınlığı ve gövde narınlığı parametrelerinin ikisi için de lineer enterpolasyon yapıp, olumsuz olan değer kullanılacaktır.							

Yukarıdaki Çizelge’de verilen formüller Amerikan ölçü sistemi (kip, inch, feet) göz önünde bulundurularak verilmiştir. 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 görece kat ötelemelerine uyum göstermek zorunda olmaları nedeni ile yatay yük taşıyıcı sisteme kısmi bir katkısı olan kolonlar “İkincil” olarak sınıflandırılmaktadır.

Yukarıda verilen tablo kriterleri doğrultusunda inceleme konusu yapı kirişleri için belirlenen plastik mafsallı özellikleri ise aşağıdaki Çizelge 4.4,4.5,4.6 ve Şekil 4.3’de özetlenmektedir.

Çizelge 4.4 : Kiriş Kesit Özellikleri, Akma Momenti ve Dönmeleri.

Kesit	Z (cm ³)	I _b (cm ⁴)	L _b (cm)	θ _y (rad)	M _y (kNm)
W14x22	544	8283	574	0.0124	203
W21x50	1803	40957	574	0.008326	672

Çizelge 4.4(devam) : Kiriş Kesit Özellikleri, Akma Momenti ve Dönmeleri.

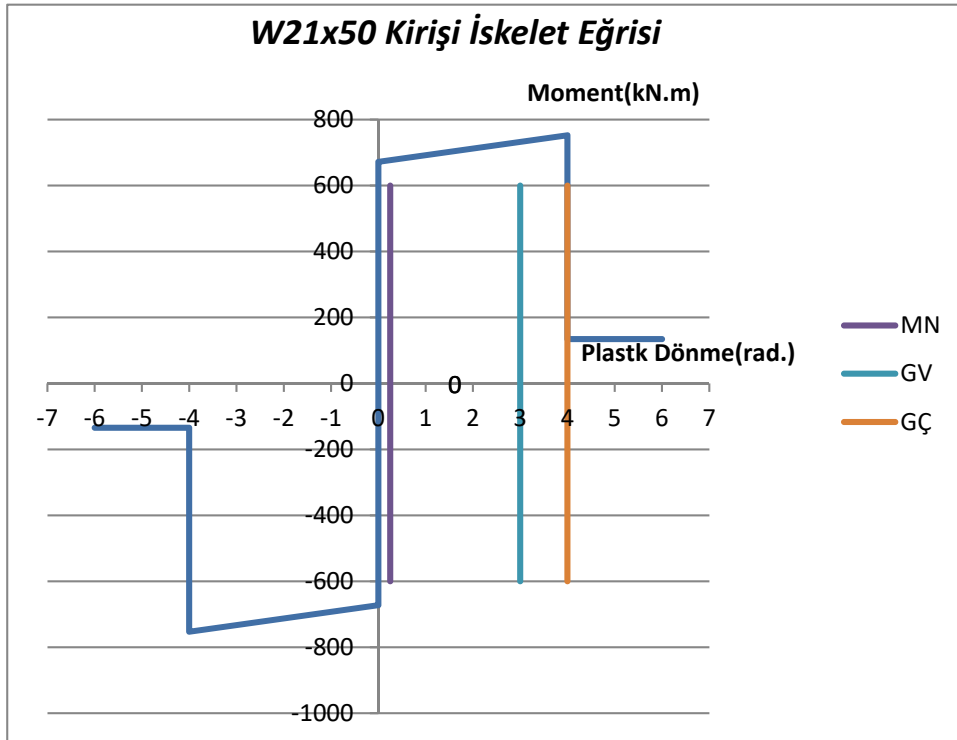
Kesit	Z (cm ³)	I _b (cm ⁴)	L _b (cm)	θ _y (rad)	M _y (kNm)
W24x62	2507	64516	574	0.007352	934
W27x84	3998	118626	574	0.006377	1489
W30x99	5113	166076	574	0.005824	1904
W30x108	5670	186055	574	0.005765	2111

Çizelge 4.5 : Kiriş Başlık ve Gövde Narinlikleri.

Kesit	b _t /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}
W14x22	5,40	56,98	7,08	56,88	8,85	87,09
W21x50	11,27	52	7,08	56,88	8,85	87,09
W24x62	13,40	52,47	7,08	56,88	8,85	87,09
W27x84	20,56	55,28	7,08	56,88	8,85	87,09
W30x99	22,59	55,44	7,08	56,88	8,85	87,09
W30x108	25,68	51,94	7,08	56,88	8,85	87,09

Çizelge 4.6 : Kiriş Plastik Mafsal Özellikleri ve Hasar Limitleri.

Kesit	a	b	c	MN	GV	GÇ
W14x22	9θ _y	11θ _y	0.6	1θ _y	6θ _y	8θ _y
W21x50	4θ _y	6θ _y	0.2	0.25θ _y	3θ _y	4θ _y
W24x62	4θ _y	6θ _y	0.2	0.25θ _y	3θ _y	4θ _y
W27x84	4θ _y	6θ _y	0.2	0.25θ _y	3θ _y	4θ _y
W30x99	4θ _y	6θ _y	0.2	0.25θ _y	3θ _y	4θ _y
W30x108	4θ _y	6θ _y	0.2	0.25θ _y	3θ _y	4θ _y



Şekil 4.3 : W21x50 Kesitli Kiriş İçin İskelet Eğrisi.

Yapının analizinde SAP2000 yapısal analiz programı kullanılmış olup kiriş kesitleri ile ilgili yukarıda verilen parametreler programda tanımlanmış ve böylece kesit hasar seviyelerinin program tarafından belirlenebilmesi sağlanmıştır.

4.2.3 Kolon mafsalları

FEMA 356'ya göre kolon mafsalları da kirişler için olduğu üzere 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 4.3 ve 4.4 ile belirlenmektedir.

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye}I_c}{6EI_c} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}} \right) \quad (4.3)$$

$$M_{CE} = 1.18ZF_{ye} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}} \right) \leq ZF_{ye} \quad (4.4)$$

Kolonlar için iskelet eğrisinin karakteristik parametrelerinin tanımlandığı tablo Çizelge 4.7'de verilmektedir.

Çizelge 4.7 : 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		Rezidüel 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 $\frac{h}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{F_{ye}}}$	90 _y	110 _y	0.6	10 _y	60 _y	80 _y	90 _y	110 _y

Çizelge 4.7(devam) : 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	Rezidüel Dayanım Oranı	Plastik Dönme Açısı, Radyan					
			Birincil			İkincil		
			a	b	c	MN	GV	GÇ
P/P _{CL} < 0.20 için								
$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ ve $\frac{h}{t_w} \leq \frac{460}{\sqrt{F_{ye}}}$	40 _y	60 _y	0.2	0.250 _y	20 _y	30 _y	30 _y	40 _y
Diğer	Yukarıda verilen aralığa girmeyen kesitler için başlık narinliği ve gövde narinliği parametrelerinin ikisi için de lineer enterpolasyon yapıp, olumsuz olan değer kullanılacaktır.							

Verilen tablolardan da 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 tanımlanmamış olup kuvvet bazlı değerlendirme yapılması gerekmektedir. İnceleme konusu yapıda tüm kolon kesitlerinde $P/P_{CL} < 0.20$ koşulu sağlanmamaktadır. Aynı kesit için farklı eksenel yük seviyeleri geçerli olabilmektedir. Kesit hasar seviyeleri ve mafsallık özellikleri bu durum göz önünde bulundurularak tanımlanmıştır.

FEMA 356’da verilen kriterler doğrultusunda inceleme konusu yapı kolonları için hesaplanan plastik mafsallık ve kesit parametreleri Çizelge 4.8,4.9,4.10 ve 4.11’de özetlenmektedir.

Çizelge 4.8 : 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		Rezidüel 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	0.250 _y	3*	1*	4*	2*
$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ ve $\frac{h}{t_w} \leq \frac{400}{\sqrt{F_{ye}}}$	10 _y	1.50 _y	0.2	0.250 _y	0.50 _y	0.80 _y	1.20 _y	1.20 _y
Diğer	Yukarıda verilen aralığa girmeyen kesitler için 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 4.9 : Kolon Kesit Özellikleri, Akma Momenti ve Dönmeleri.

Kesit	Z (cm ³)	I _c (cm ⁴)	L _c (cm)	θ _y (rad)	M _y (kNm)
W24x335	16715	459316	513	0,004513	6639
	3900	42872	513	0,012165	1550
W24x229	11078	318417	513	0,00337	4400
	2524	27097	513	0,009	1003
W24x192	9161	260561	360	0,003467	3639
	2065	22061	360	0,009231	821
W24x131	6064	167325	532	0,00393	2409
	1336	14152	532	0,010233	531
W24x117	5359	147346	360	0,004215	2129
	1170	12362	360	0,01037	465
K15x15x2	8374	124814	513	0,0085	3326
	8374	124814	513	0,0085	3326

Çizelge 4.9(devam) : Kolon Kesit Özellikleri, Akma Momenti ve Dönmeleri.

Kesit	Z (cm ³)	I _c (cm ⁴)	L _c (cm)	θ _y (rad)	M _y (kNm)
K15x15x1,25	5825	90915	396	0,00533	2314
	5825	90915	396	0,00533	2314
K15x15x1	4826	76531	396	0,005778	1917
	4826	76531	396	0,005778	1917
K15x15x0,75	3747	60388	363	0,0066	1489
	3747	60388	363	0,0066	1489
K15x15x0,5	2585	42348	370	0,0068	1027
	2585	42348	370	0,0068	1027

Çizelge 4.10 : 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}
W24x335	2,73	16,35	6,85	39,53	8,57	60,62
W24x229	3,789	23,5	6,85	39,53	8,57	60,62
W24x192	4,35	27,84	6,85	39,53	8,57	60,62
W24x131	6,712	37,29	6,85	39,53	8,57	60,62
W24x117	7,53	41,02	6,85	39,53	8,57	60,62
K15x15x2	3,75	5,5	6,85	39,53	8,57	60,62
K15x15x1,25	6	10	6,85	39,53	8,57	60,62
K15x15x1	7,5	13	6,85	39,53	8,57	60,62
K15x15x0,75	10	18	6,85	39,53	8,57	60,62
K15x15x0,5	10	28	6,85	39,53	8,57	60,62

Çizelge 4.11 : Kolon Plastik Mafsallık Özellikleri ve Hasar Limitleri.

Kesit	a	b	c	MN	GV	GÇ
W24x335	90 _y	110 _y	0.6	10 _y	60 _y	80 _y
W24x229	90 _y	110 _y	0.6	10 _y	60 _y	80 _y
W24x192	3	4	0,20	0,250 _y	5	3
W24x131	90 _y	110 _y	0.6	10 _y	60 _y	80 _y
W24x117	40 _y	60 _y	0,20	0,250 _y	20 _y	30 _y
K15x15x2	90 _y	110 _y	0.6	10 _y	60 _y	80 _y
K15x15x1,25	90 _y	110 _y	0.6	10 _y	60 _y	80 _y
K15x15x1	40 _y	60 _y	0,20	0,250 _y	20 _y	30 _y
K15x15x0,75	40 _y	60 _y	0,20	0,250 _y	20 _y	30 _y
K15x15x0,5	40 _y	60 _y	0,20	0,250 _y	20 _y	30 _y

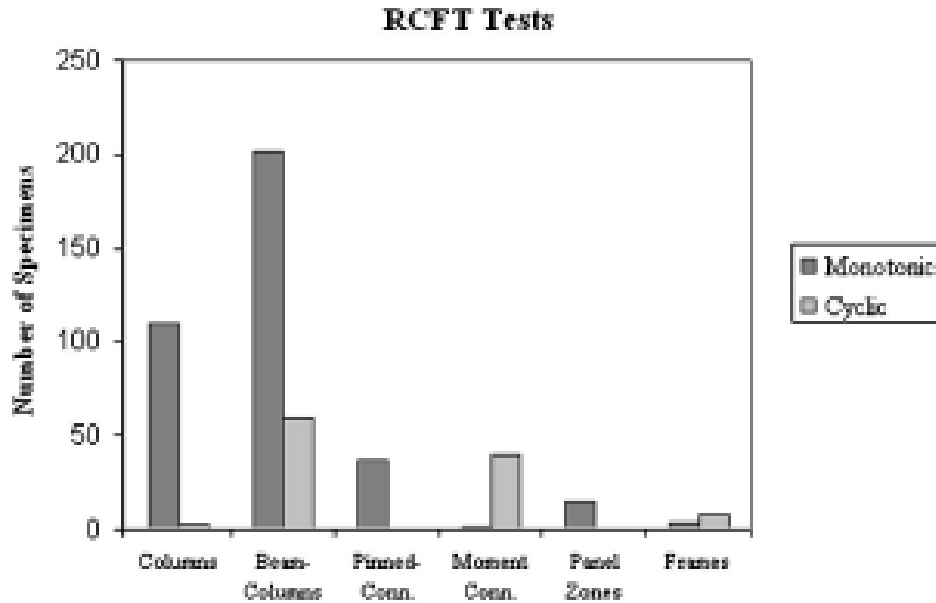
Kullanılan analiz programında 5.4 denklemi ile verilen eksenel yük-moment etkileşimi tanımlanmış ve böylece eksenel yük değişimleri nedeniyle kesitlerin moment kapasitelerindeki değişim de göz önüne alınmıştır.

4.2.4 Beton dolgulu çelik tüp kolonların mafsalları

4.2.4.1 Tanım

CFT kesitlerin plastik mafsal özellikleri günümüzde herhangi bir yönetmelikte kendisine yer bulamamıştır. Yalnızca Eurocode'un ilgili bölümünde çelik kesitler ile aynı hasar limitlerinin kullanılabileceği belirtilmiştir. Bu tezde kullanılmak amacıyla konuyla ilgili birçok kaynak araştırması yapılmıştır. Bunlardan en hassas sonuç vereni ise Minnesota Miineapolis Üniversitesi öğretim görevlilerinden Cenk TORT ve Jerome F.HAJJAR'ın 2004 yılında yayınlamış oldukları makaledir. Bu sebeple bu çalışmada bu makalede ortaya konulan hasar limitleri kullanılacaktır.

İlgili çalışmada data olarak daha önce CFT kesitlerle alakalı dünyanın çeşitli bölgelerinde yapılmış olan deney sonuçları kullanılmıştır. Data içerisinde yer alan numunelere ait bilgiler arasında malzeme, geometrik özellikler gibi değerlerin yanı sıra ;D/t,L/D,fc' gibi CFT davranışı için önemli yeri olan değerler de verilmiştir. Çizelge 4.12 dataların özelliklerini göstermektedir. Şekil 4.4'de ise numunelerin bağlantı çeşitleri ve yükleme durumlarına göre dağılımları görülmektedir.



Şekil 4.4 : Numunelerin Bağlantı Çeşitleri ve Yükleme Durumlarına Göre Dağılım Grafiği.

Çizelge 4.12 : Deneysel Veritabanı Olarak Kullanılan CFT Elemanların Özellikleri.

Veritabanı	D/t	L/D	fc'(Mpa)	fy(Mpa)
CFT Kolonlar	15-74	2-34	19.8-119	194.2-835
CFT Kolon&Kiriş	12.8-74	1.4-46.1	17.6-119	194.2-835

Çizelge 4.12(devam) : Deneysel Veritabanı Olarak Kullanılan CFT Elemanların Özellikleri.

Veritabanı	D/t	L/D	fc'(Mpa)	fy(Mpa)
CFT Panel Bölgesi	27-48	NA	23.3-39	333.5-412
CFT Mafsallı Birleşimler	20.8-37.1	7.50-29.0	17.4-41.7	300-450
CFT Moment Aktarak Birleşimler	20.8-41.7	4.60-12	18.5-79.6	350-420
CFT Çerçeveler	47-68	6.7	29.4	266.8-357.1

4.2.4.2 CFT kesitlerin hasar değerlendirmesi

Daha önceden de bilindiği üzere,performansa dayalı tasarım kriterleri belirli standartlarda ele alınmıştır.(ATC 1996,SAC 2000) Bu çalışmada CFT kolonların performans seviyeleri hasar fonksiyonları kullanılarak belirlenmeye çalışılacaktır. Bunun sebebi ise bu parametrelerin eksenel kısalma,dönme ve görel kat ötelemesi gibi deformasyon bazlı ve enerji bazlı parametrelerle doğrudan ilişkili olmasıdır.

Tekil yüklü elemanlar için 2 tip hasar bağıntısı türetilebilir.Bunlardan birincisi deformasyon bazlı olanıdır. Aşağıdaki denklemde görüldüğü üzere D değeri yapının mevcut yükü altındaki deformasyon değerinin maksimum yük altında yaptığı deformasyona oranıdır.(Denklem 4.5)

$$D = d_{curr}/d_0 \quad (4.5)$$

Hasar fonksiyonunun ikinci türü enerji bazlı hasar fonksiyonudur. Yapısal bileşende oluşan hasar miktarı, (Yük-Deformasyon Eğrisi'nde en iyi yansıtan deneysel test dokümanına edildiği gibi) enerjinin bileşenin içinde dağılması ile ilişkilidir. Denklem-4.6 bu değeri mevcut yükleme altında absorbe edilen enerjinin, deney sonucunda numunede absorbe edilen toplam enerjiye oranı olarak tanımlar.(Denklem 4.6)

$$E1 = E_{curr}/E_{total} \quad (4.6)$$

Hasar limitleri periyodik deneylerde enerji bazlı hasar fonksiyonları kullanılarak elde edilirler.Genel olarak enerji bazlı hasar fonksiyonlarının kullanımı tercih edilmektedir. İlgili formuller Kradzid tarafından 1989'da geliştirilmiştir ve denklem 4.7'de verilmiştir :

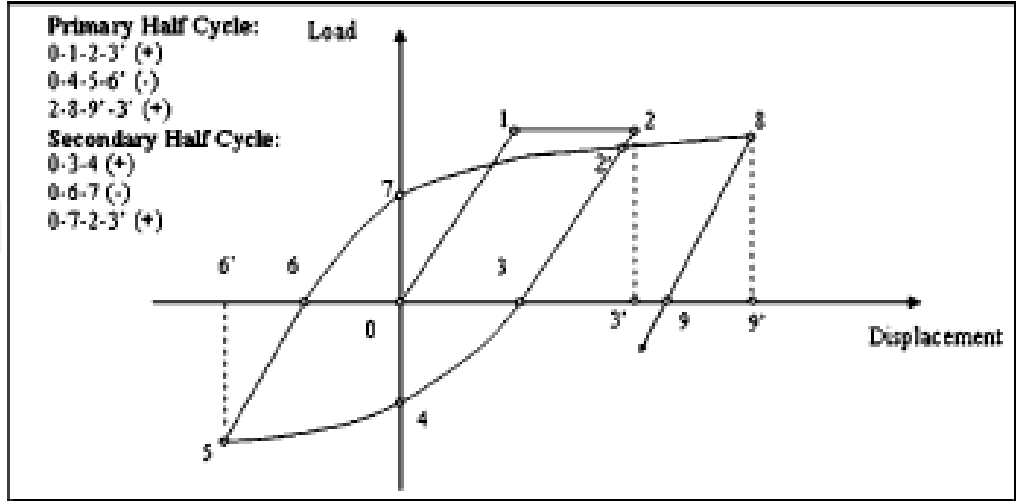
$$E1 = E^+ - E^- + E^- + E^- \quad (4.7a)$$

$$E^+ = \frac{\sum E_{si}^+ + \sum E_{ti}^+}{E_{u^+} + \sum E_{ti}^+} \quad (4.7b)$$

$$E^- = \frac{\sum Esi^- + \sum Ei^-}{Eu^- + \sum Ei^-} \quad (4.7c)$$

Aşağıda verilmiş olan bu denklemlerde, yük-deplasman eğrisinde oluşan 2. mertebe etkileri ihmal edilmiştir. Ayrıca CFT elemanlar simetriktirler ve pozitif ve negatif yön dayanımları birbirlerine eşittir. Buna göre 4.6 denklemini 4.7a denkleminde yerine koyduğumuz takdirde Denklem 4.8 elde edilir.

$$E1 = E^- = E^+ = \frac{Ecb}{Em} \quad (4.8)$$



Şekil 4.5 : Primer ve Sekonder Yarı Çemberlerin Tanımlanması.(Kradzig,1989)

Omurga eğrileri bu sebeple denklem-4.8'in hesaplanması için gereklidir. Kullanılan dizayn prosedürüne göre, uygun omurga eğrilerini belirlemek için çeşitli yöntemler kullanılabilir. Primer ve sekonder yarı çemberlerin grafikleri Şekil 4.5'de görülebilir.

Bunun için geliştirilen alternatiflerden biri de omurga eğrisinin regrasyon analizi ile oluşturularak deney sonuçları ile karşılaştırılmasıdır. Örneğin tekrarlı yüklenmiş CFT kolon-kiriş elemanların hasar limitlerini belirlemek için, elastik, elasto-plastik ve plastik olmak üzere 3 bölge tanımlanır.

Elastik bölge lineer bir grafikte tanımlanır ve $1/3 \cdot M_0$ değerine kadar devam eder. Bu bölge için K_M düzeltme katsayısı denklem 4.9'da verildiği gibi düzenlenmiştir.

$$K_M = K_H \times L_S^2 + P \times L_S \quad (4.9a)$$

$$K_H = 0.85 \times \left(\frac{1}{K_b} + \frac{1}{K_s} \right) \quad (4.9b)$$

$$K_S = \frac{G_S \times \kappa_c \times A_c + G_c \times \kappa_c \times A_c}{L_S} \quad (4.9c)$$

$$K_b = \frac{P \times \kappa}{\tan(k.L_S) - k.L_S} \quad (4.9d)$$

$$k'^2 = P / (E_S \times I_S + E_C \times I_C) \quad (4.9e)$$

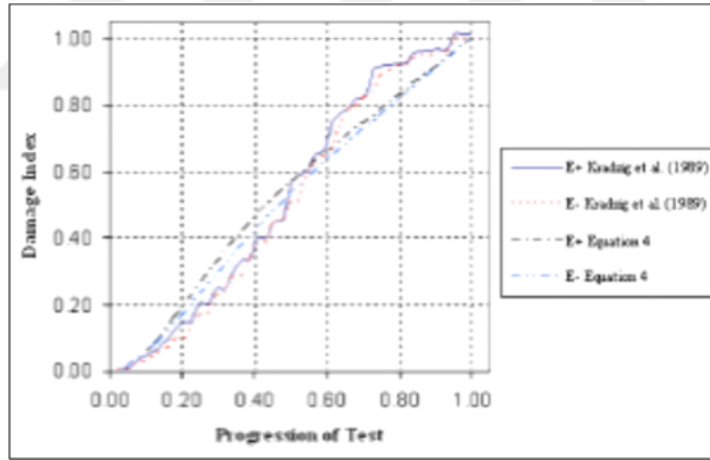
Elastik bölgeyi 2.bir lineer bölge M0 ve R0 değerine ulaşana kadar takip eder. Pik moment değeri(M0) uygun parametrelerle hesaplanabilir. Pik moment değerine ulaşan başlık dönmesi(R0) denklem 4.10 ile hesaplanabilir.(Kawaguchi,1998)

$$R_0 = 5.61 - 7.30 \left(\frac{P}{P_0} \right) + \left(-0.10 + 0.16 \left(\frac{P}{P_0} \right) \right) \left(\frac{D}{t} \right) \quad (4.10)$$

Göçme noktası(Ru) olarak başlık dönmesinin %6 seviyelerine ulaştığı nokta olarak baz alınmıştır.(Tomri ve Sakino,1979). Bu bilgi ışığı altında regresyon analizi yapılarak Mu değeri denklem 4.11 yardımı ile hesaplanabilir.

$$Mu = Mo (-0.008(D/t) + (P/P_0) + 1.5) \quad (4.11)$$

Son olarak EM değeri moment-dönme eğrisinin altındaki alan olarak hesaplanabilir. Şekil 4.6 hasar fonksiyonlarının deney sonuçlarıyla karşılaştırmasını vermiştir.



Şekil 4.6 : Hasar Fonksiyonlarının Deney Sonuçlarıyla Karşılaştırılması.

Denklem 4.4’de tanımlanan basitleştirilmiş formülüzasyon, tekrarlı yüklere maruz kalan CFT elemanların sisimik dizayn hesaplamaları için ilk adım olarak söylenebilir.

Deney sonuçlarından çıkan süneklik formülü denklem 4.12’de aşağıda verilmiştir :

$$\mu_1 = \frac{d_u}{d_y} \quad (4.12)$$

CFT elemanların du ve dy değerlerinin hesaplanabilmesi için yük-deplasman eğrisinin tipine bağlı olarak farklı metodlar kullanılabilir.

Bunlardan bir tanesi de denklem 4.13’de verilmiştir.(Tort ve Hajjar,2003) Bu denklem tekil yüklü kolon kiriş örneklerinden her iki ucu da sabitlenmiş ve sabit eksenel basınca maruz kalmış elemanlar için geçerlidir.

$$\mu_1 = -0.32 \left(\frac{L}{t} \right) - 3.78 \left(\frac{P_c}{P_0} \right) - 0.28 \left(\frac{P}{P_0} \right) + 23.24 \quad (4.13)$$

4.2.4.3 Tekrarlı yüklere maruz kalan CFT kolon-kiriş elemanları

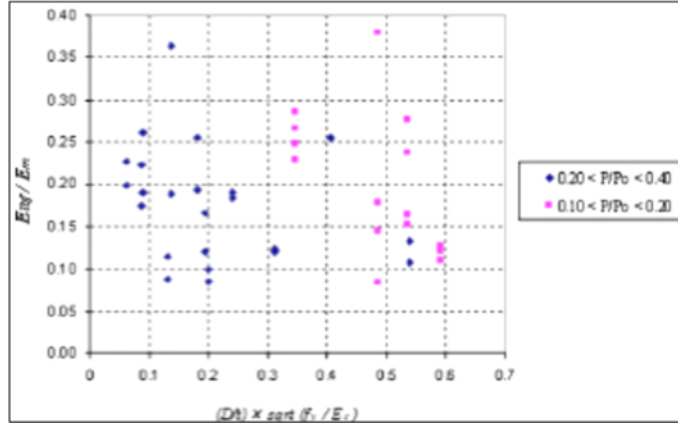
Tekrarlı yükler altında CFT elemanların hasar indekslerinin matematiksel tanımlamalarında birtakım farklılıklar gözlemlenmiştir. Bu farklılıkları ortaya çıkarmak için de bazı deneyler yapılmış ve deney sonuçları belirli grafiklere adapte edilerek hasar limitleri belirlenmiştir.

Bu deneylerde kullanılan veritabanı sabit eksenel yükler ve tekrarlı yanal yükler altında test edilmiş numunelerden oluşmaktadır. Döngüsel testler esnasında tekil yükleme durumunda olduğu haliyle aynı lokal hasar tipleri gözlemlenmiştir.

Betonun çatlaması ilgili testlerde karşılaşılan ilk hasar seviyesidir. Deney numunelerine ait moment-eğrilik grafikleri oluşturulmuştur. Buna göre çatlama momentleri omurga eğrisinin içerisine dahil edilip enerji bazlı hasar indeksi bu moment seviyesine kadar belirlenmiştir.

Başlığın basınç ve çekmeden dolayı akma gerilmelerinin yük-deplasman eğrisindeki tanımlaması da benzer şekilde yapılabilir.

Şekil 4.7’de çelik kesitin lokal burkulması durumundaki hasar indeksinin grafiği görülmektedir. Bu grafik $\left(\frac{D}{t} \right) \times \sqrt{\frac{f_y}{E_s}}$ değerine karşılık gelen değerleri içermektedir. Bu numuneler eksenel yük seviyelerine göre iki gruba ayrılmıştır. Grafikten de görüleceği üzere her iki eksenel yük grubu için de lokal burkulma etkisinde hasar indeksi düşme eğilimindedir.



Şekil 4.7 : $\left(\frac{D}{t}\right) \times \sqrt{\frac{f_y}{E_s}} - \frac{E_{lb}f}{E_m}$ Grafiği.

Diğer numunelere ait deney sonuçları da belirli lokal hasar seviyelerine göre tasnif edildiği takdirde Çizelge 4.13 elde edilmiş olur.

Çizelge 4.13 : Döngüsel Yükler Altındaki CFT Elemanların Hasar Limitleri.

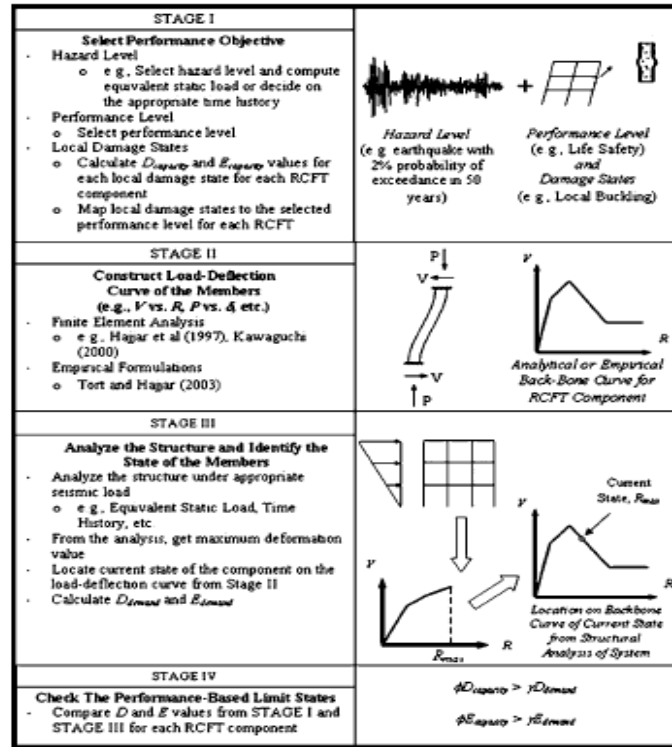
Hasar Seviyesi	Hasar Endeks Denklemi	P/P ₀	L/D	D/t	f _c '	f _y	P _c /P ₀	Deney Sonuçları(N;R ² ;η;σ)
Betonun Çatlaması Durumu	$E_{cr}/E_m = 3.21 \cdot P/P_0 + 0.30P_c/P_0 - 0.52$	0.10-0.41	5-7.1	18.9-52.6	110	269	0.17-0.78	40;0.53;0.59;0.53
Basınç Bölgesinin Akması Durumu	$E_{cr}/E_m = -0.15 \cdot P/P_0 + 0.11P_c/P_0 + 0.038$	0.10-0.41	5-7.1	18.9-52.6	110	269	0.22-0.83	40;0.56;0.041;0.023
Çekme Bölgesinin Akması Durumu	$P/P_0 < 0.20$ için; $E_{ty}/E_m = 0.56P_z/P_0 - 0.059$	0.10-0.21	5	34.3-52.6	110	269	0.60-0.77	16;0.66;0.11;0.050
	$P/P_0 > 0.20$ için; $E_{ty}/E_m = 0.24P_z/P_0 - 0.024$	0.37-0.41	6-7,1	18.9-46.7	94.5	276	0.17-0.78	24;0.56;0.11;0.060
Çelik Kutu Kesitin Başlık Bölgesinin Burkulması Durumu	$P/P_0 < 0.20$ için; $E_{lb}f/E_m = 0.67D/t(F_y/E_s)^{0.5} + 0.32$	0.10-0.21	5	34.3-52.6	110	269	0.60-0.77	16;0.38;0.20;0.081
	$P/P_0 > 0.20$ için; $E_{lb}f/E_m = 0.20D/t(F_y/E_s)^{0.5} + 0.49$	0.37-0.41	6-7,1	18.9-46.7	94.5	276	0.17-0.78	22;0.54;0.19;0.066
Çelik Kutu Kesitin Gövde Bölgesinin Burkulması Durumu	$E_{lbw}/E_m = -0.24D/t - 0.059(F_y/E_s)^{0.5} + 1.01$	0.10-0.21	5	34.3-52.6	110	269	0.60-0.77	15;0.41;0.51;0.23

4.2.4.4 Amaçlanan tasarım metodolojisi

Bu bölümde CFT elemanların local performansları tanımlanacaktır. Buradaki asıl amaç ise önceki bölümlerde ortaya konan CFT elemanların hasar değerlendirmelerine ilişkin bilgilerden yola çıkılarak SAC dökümanlarında yapılan performans tanımına benzer bir çalışma yapmaktır. Bunun için gerekli süreç Şekil 4.8 de tarif edilmiştir. Bu süreç talep edilen performans seviyesinin belirlenmesi ile başlar. Daha sonra ise Çizelge 4.13 kullanılarak lokal hasar seviyelerine göre hasar indeksleri belirlenir. Bu veriler Çizelge 4.14’de ortaya konulan hasar limitleriyle karşılaştırılarak elemanların performans seviyeleri belirlenmiş olur.

Çizelge 4.14 : Performans Seviyesi ve Hasar Endeksi İlişkisi

Performans Seviyesi	Deformasyon Bazlı Hasar Endeksi	Enerji Bazlı Hasar Endeksi
Hemen Kullanım	<0.8	<0.30
Can Güvenliği	0.8~1.5	0.3~0.6
Göçmeye Yakın Bölge	1.5~5	0.6~0.95
Göçme Öncesi	>5.0	>0.95



Şekil 4.8 : CFT Elemanların Performansa Dayalı Tasarım Metodolojisi

4.2.5 Birleşimler

SAC çalışmaları kapsamında Krawinkler ve Gupta tarafından hazırlanan raporda yapıların elastik ve elastik ötesi davranışını etkileyebilecek bir çok farklı parametre farklı analiz modellerinde değerlendirilmiştir. Yapılan çalışmada hazırlanan matematiksel 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.

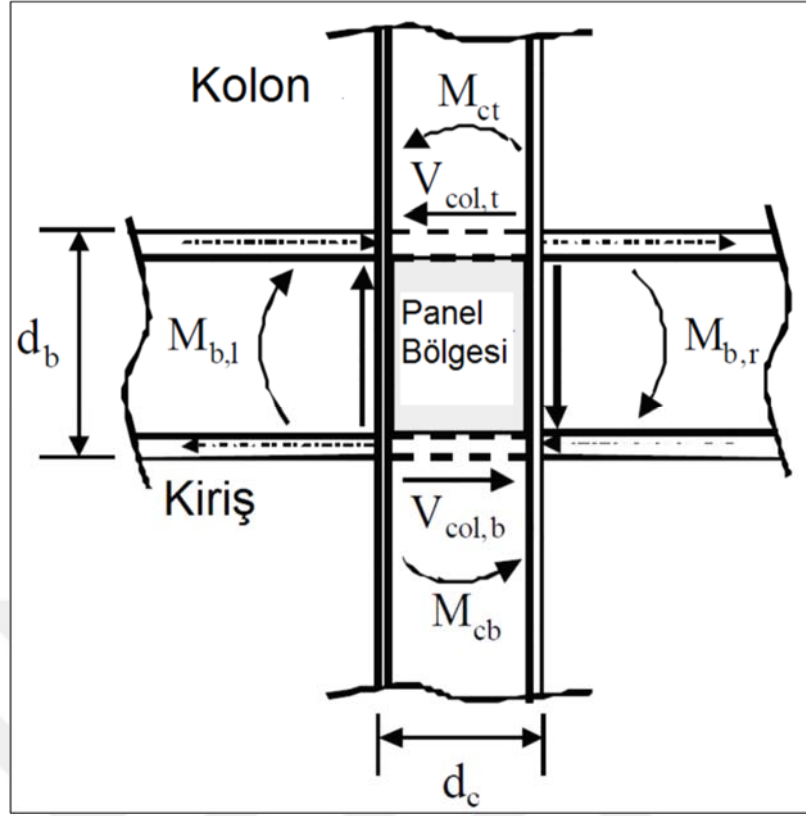
İncelenen yapının değerlendirilmesi kapsamında takip edilen FEMA 356 yönetmeliğinde de çerçeve bağlantı tipleri rijit (Fully Restrained) ve yarı rijit (Partially Restrained) olarak gruplandırılmış olup hasar sınırları dönme olarak tanımlanmıştır.

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, 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, çalışmaların daha çok çıplak çerçeveler üzerinde yapılması nedeni ile bu çalışma kapsamında göz önünde bulundurulmamıştır.

4.2.6 Panel bölgeleri

Kolonlar ve kirişler arasındaki moment aktarımı birleşim bölgesinde kompleks bir gerilme ve deformasyon dağılımı ortaya çıkarmaktadır. Kolonların başlık bölgesinde yüksek normal gerilmeleri ve panel bölgesinde ise yüksek kayma gerilmeleri oluşmaktadır. Birleşim bölgesine etkiyen kuvvetler Şekil 4.9'da gösterilmektedir.



Şekil 4.9 : 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 (1978) 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 modellenmesi için ayrı bir model bulunmaması nedeni ile şekil 4.10’da şematik olarak verilen model kullanılmıştır.

$$A_v = (d_c - t_{cf}) / t_{cw} \quad (4.18)$$

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

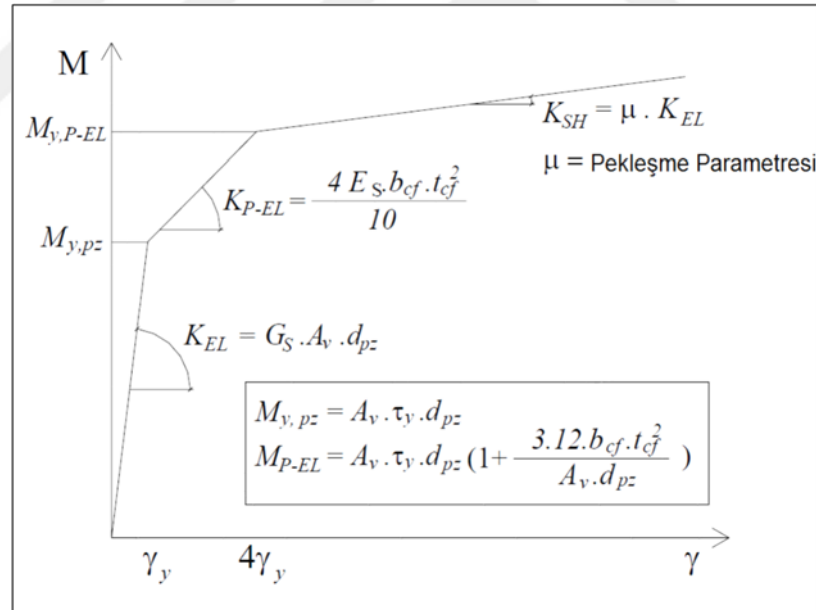
$$\tau_y = \frac{F_y}{\sqrt{3}} \sqrt{1 - \left(\frac{P}{P_y} \right)^2} \quad (4.19)$$

$$M_{y,pz} = A_v d_{pz} \tau_y \quad (4.20)$$

$$K_{EL} = G_s A_v d_b \quad (4.21)$$

denklemleri ile elde edilmektedir.

Panel bölgelerinin plastik davranışının da göz önünde bulundurulduğu Gupta ve Krawinkler tarafından önerilen model ve dayanım-rijitlik parametreleri ise şekil 4.11’de verilmektedir.



Şekil 4.11 : Çok Doğrulu Panel Bölgesi Modeli

Bu çalışmada kullanılan SAP2000 analiz programında Gupta ve Krawinkler tarafından önerilen ve Şekil 4.11’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 aşağıda Çizelge 4.15’de özetlenmektedir.

Çizelge 4.15 : Analiz Modelinde Kullanılan Panel Bölgesi Modelleri.

14x22 Kiriş W24x335 Kolon Birleşimi		W30x99 Kiriş W24x335 Kolon Birleşimi		W30x108 Kiriş W24x229 Kolon Birleşimi	
Dönme (Rad)	Moment (kNm)	Dönme (Rad)	Moment (kNm)	Dönme (Rad)	Moment (kNm)
0.0596	6355	0.0596	7875	0.0596	7253
0.0119	5604	0.0119	5637	0.0119	5050
0.0030	4103	0.0030	4662	0.0030	4590

W30x99 Kiriş W24x192 Kolon Birleşimi		W30x99 Kiriş W24x131 Kolon Birleşimi		W27x84 Kiriş W24x117 Kolon Birleşimi	
Dönme (Rad)	Moment (kNm)	Dönme (Rad)	Moment (kNm)	Dönme (Rad)	Moment (kNm)
0.0596	5973	0.0596	4033	0.0596	3222
0.0119	4141	0.0119	2776	0.0119	2218
0.0030	3817	0.0030	2619	0.0030	2093

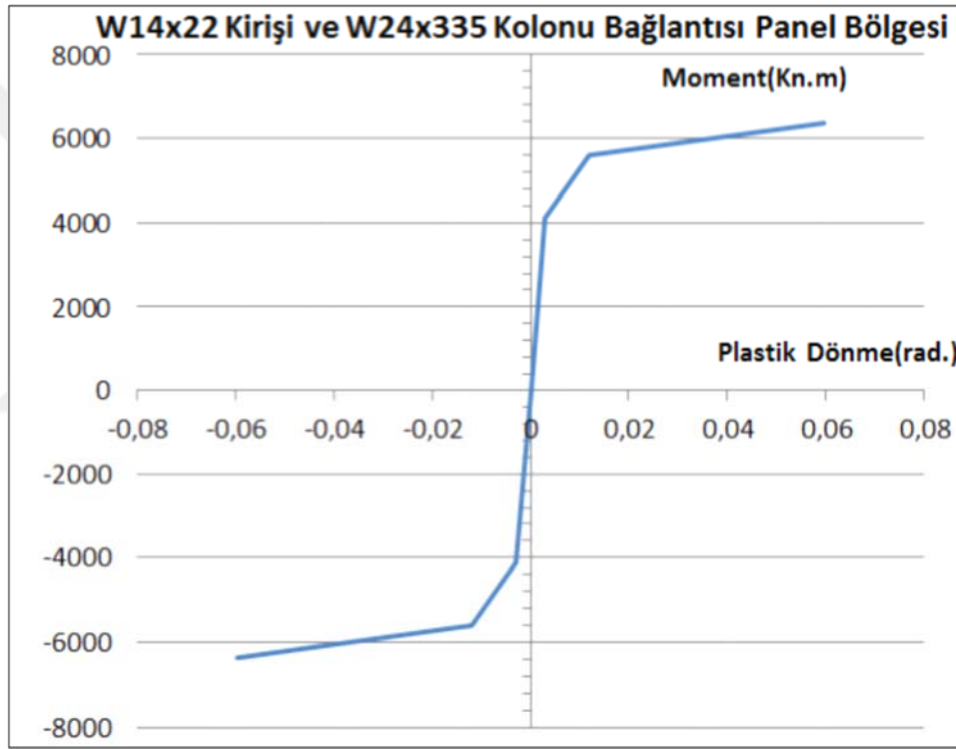
W21x50 Kiriş W24x84 Kolon Birleşimi		W14x22 Kiriş K15x15x2 Kolon Birleşimi		W30x99 Kiriş K15x15x2 Kolon Birleşimi	
Dönme (Rad)	Moment (kNm)	Dönme (Rad)	Moment (kNm)	Dönme (Rad)	Moment (kNm)
0.0596	2419	0.0596	4580	0.0596	9084
0.0119	2090	0.0119	3323	0.0119	6366
0.0030	1433	0.0030	2619	0.0030	5662

W30x99 Kiriş K15x15x1.25 Kolon Birleşimi		W30x108 Kiriş K15x15x1 Kolon Birleşimi		W30x99 Kiriş K15x15x1 Kolon Birleşimi	
Dönme (Rad)	Moment (kNm)	Dönme (Rad)	Moment (kNm)	Dönme (Rad)	Moment (kNm)
0.0596	5815	0.0596	4702	0.0596	4688
0.0119	4018	0.0119	3234	0.0119	3225
0.0030	3743	0.0030	3059	0.0030	3049

Çizelge 4.15(devam) : Analiz Modelinde Kullanılan Panel Bölgesi Modelleri.

W30x99 Kiriş K15x15x0.75 Kolon Birleşimi		W27x84 Kiriş K15x15x0.75 Kolon Birleşimi		W21x50 Kiriş K15x15x0.50 Kolon Birleşimi	
Dönme (Rad)	Moment (kNm)	Dönme (Rad)	Moment (kNm)	Dönme (Rad)	Moment (kNm)
0.0596	3747	0.0596	3456	0.0596	1681
0.0119	2488	0.0119	2368	0.0119	1150
0.0030	2389	0.0030	2268	0.0030	1106

Elde edilen bu değerler Şekil 4.12’de verilen grafikte görüldüğü şekilde analiz programına tanımlanmıştır.



Şekil 4.12 : W14x22 Kirişi ve W24x335 Kolonu Birleşimi Panel Bölgesi Modeli.

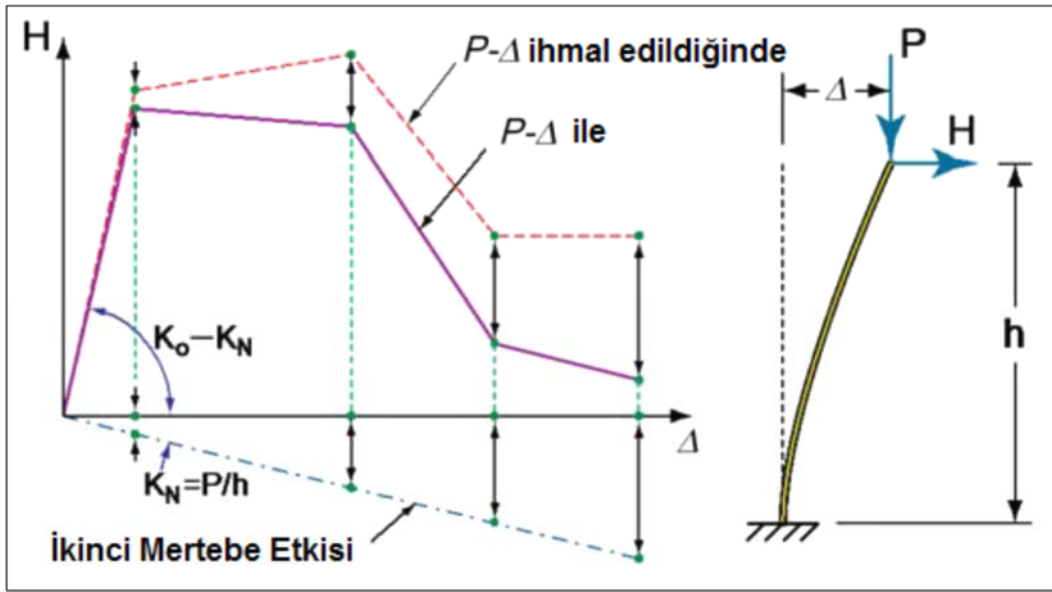
FEMA 356’da panel bölgeleri için verilen hasar limitleri ise Çizelge 4.16’da özetlenmektedir.

Çizelge 4.16 : FEMA-356 Panel Bölgesi Hasar Limitleri.

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

4.2.7 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 ilgilenmektedir. İkinci mertebe etkilerinin bir yapısal eleman üzerindeki etkileri Şekil 4.13’de gösterilmektedir.

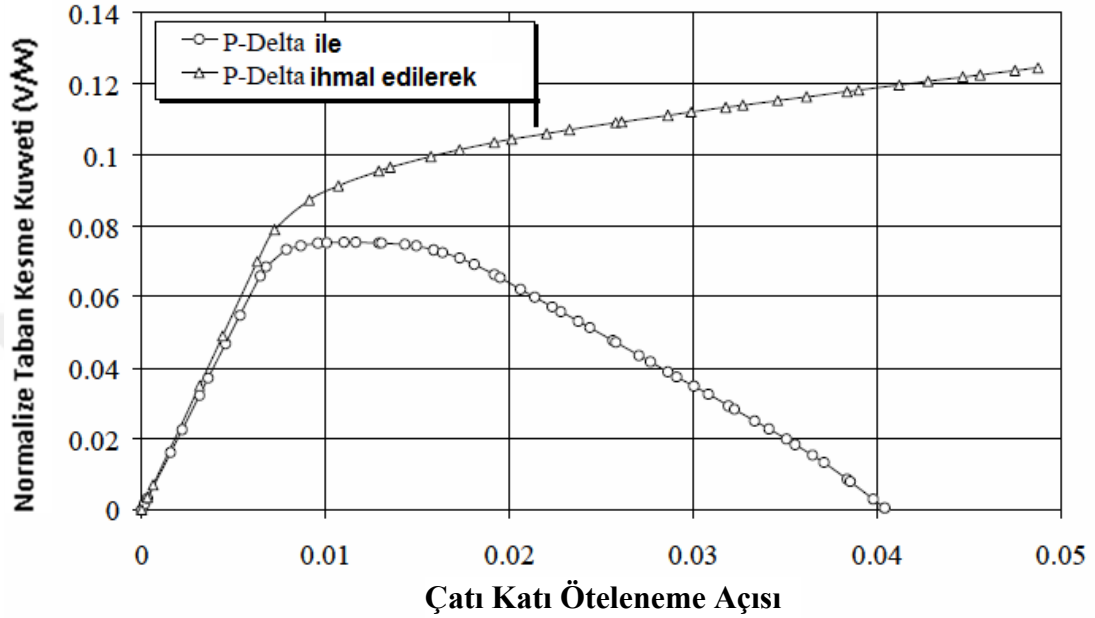


Şekil 4.13 : İkinci Mertebe Etkilerinin Kuvvet-Şekildeğiştirme Grafiği Üzerindeki Etkileri (PEER/ATC 2010).

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/θ_1 kadar azalmaktadır.

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 yüksek bina kategorindedir. Dolayısı ile sistem üzerindeki düşey yüklerin nispeten fazla olmasının da verdiği etki ile ikinci mertebe etkileri son derece belirleyici olmaktadır. İleri

derecede yatay deplasman yapma kabiliyetine sahip ve eksenel yük seviyeleri yüksek bu tarz yapılarda ikinci mertebe etkileri yapının özellikle akma sonrası dayanımını ve rijitliğini önemli mertebede değiştirmektedir. Şekil 4.14’de SAC çalışmaları kapsamında bahsi geçen yapı için ikinci mertebe etkilerinin yapının itme eğrisi üzerindeki etkileri görülebilmektedir.



Şekil 4.14 : 20 Katlı Los Angeles Yapısında İkinci Mertebe Etkileri.

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.

ASCE 7-10’da aşağıda verilen bağıntı sağlandığı durumda analizlerde ikinci mertebe etkilerinin göz önüne alınmasına gerek olmadığı belirtilmektedir.

$$\theta = \frac{P_x \Delta_k I_e}{V_x h_{sx} C_d} \leq \max(0.10; \theta_{\max}) \quad (4.22)$$

$$\theta_{\max} = \frac{0.5}{\beta C_d} \leq 0.25 \quad (4.23)$$

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 2017' de ise ASCE 7-10'a benzer olarak aşağıdaki formülasyon verilmektedir.

$$\theta = \frac{(\Delta_i)_{ort} \sum_{j=i}^N w_j}{V_i h_i} \leq 0.12 \quad (4.24)$$

Her iki yönetmelikte de denklem 6.22, 6.23 ve 6.24 ile verilen stabilite koşullarının sağlanmaması durumunda sistemin rijitliğinin artırılması gerektiği belirtilmektedir. Bu çalışma kapsamında incelenen yapının performansının değerlendirilmesi aşamasında ikinci mertebe (P-Delta) etkileri göz önüne alınmıştır.

5. DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZ YÖNTEMLERİ ve YAPILARIN PERFORMANSLARININ BELİRLENMESİ

5.1 Doğrusal Olmayan Analiz Yöntemleri

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 mafsallık 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 ile yapı deprem istem sınırına kadar yüklenmektedir. Böylece yapı deprem sınırına ulaşınca kadar plastik mafsall 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 ve 2017’de tanımlanan ve Aydınoğlu 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.

5.1.1 İtme analizi

İtme analizi yöntemi olarak DBYBHY 2017’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 yapı seçilen deprem düzeyi için talep deplasman noktasına ulaşınca kadar arttırılmıştır. 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.

Yöntemin uygulanabilmesi için yapıların aşağıda verilen kriterleri sağlaması gerekmektedir;

- Bina Yükseklik Sınıfı'nın(BYS) 5'den büyük olması,
- Burulma düzensizliği katsayısı (η_{bi}) 1.4'den küçük olmalı
- Deprem doğrultusundaki birinci titreşim moduna ait etkin kütle oranı 0.70'den yüksek olmalıdır.

Bu çalışmada irdelenecek olan yapılar, DBYBHY 2017'de itme analizinin kullanılabilmesi için tanımlanan kriterlerden yükseklik şartını sağlamamaktadır. Dolayısıyla yalnız Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz yöntemi kullanılacaktır.

5.1.2 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 çözülmemektedir. 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 mafsallarda 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.

5.1.3 Benzeştirilmiş yer kayıtlarının seçilmesi

DBYBHY 2017'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 (hakim) 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 yapılan analizler tek kayıt üzerinden yapılmıştır. Bunun sebebi ise kullanılan analiz programının bu yöntemdeki analizleri yaparken çok uzun sürelere ihtiyaç duymasıdır. Şekil 5.6 yapılan analizlerde kullanılan deprem kaydına ait grafiği göstermektedir.

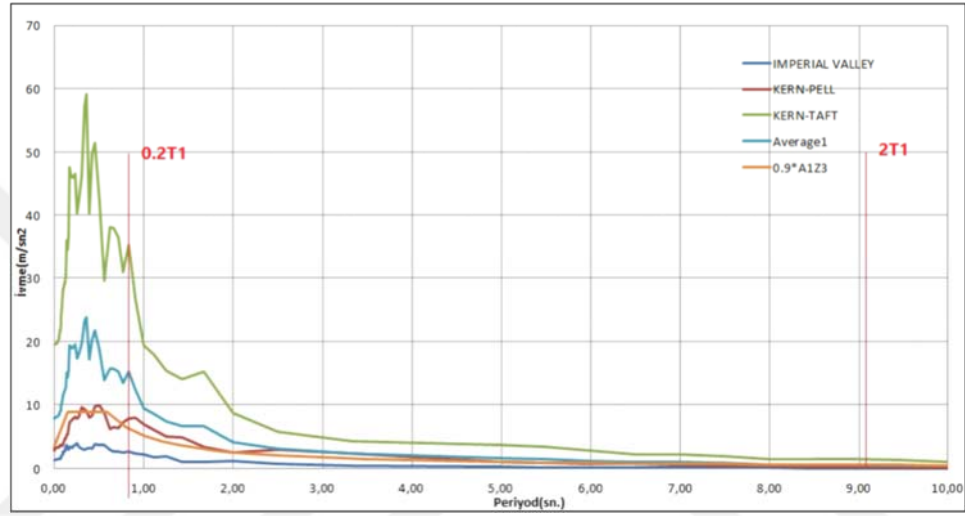
Yukarıda verilen kriterler doğrultusunda ilgili yapının değerlendirilmesinde ve güçlendirilmesinde kullanılmak üzere oluşturulan üç adet yapay yer hareketi ivme-zaman grafikleri ve ivme spektrumları Şekil 5.2'de verilmektedir. Yapay yer hareketi oluşturulmasının asıl nedeni, yapı periyodunun 4.613 sn. gibi genliği yüksek bir değer olması, seçilen spektrumla %90 uyum kriterinin tam olarak sağlanamamasıdır. Özellikle $2T_1$ bölgesinde bu şartı sağlamak için mevcut deprem kayıtlarının çok büyük ölçeklerle çarpılması gerekmektedir. Bu da deprem spektrumunun $0.2T_1$ bölgesinde olması gerektiğinden çok fazla büyümesine sebep olur.

Şekil 5.1'de Berkeley Üniversitesi Deprem Araştırma Merkezi (PEER) tarafından kaydedilmiş olan gerçek deprem kayıtlarına ait ölçeklenmiş değerlerden üretilen spektrumlar ile seçilmiş olan spektrumun karşılaştırması görülebilir. Bu grafikten de görülebileceği üzere, $0.2T_1-T_1$ aralığında grafik gerektiğinden çok daha fazla büyümektedir. Bunun sebebi ise $0.2T_1-2T_1$ aralığında yönetmelikte aranan %90 uyum şartını istenilen aralığın tamamında sağlayabilmektir.

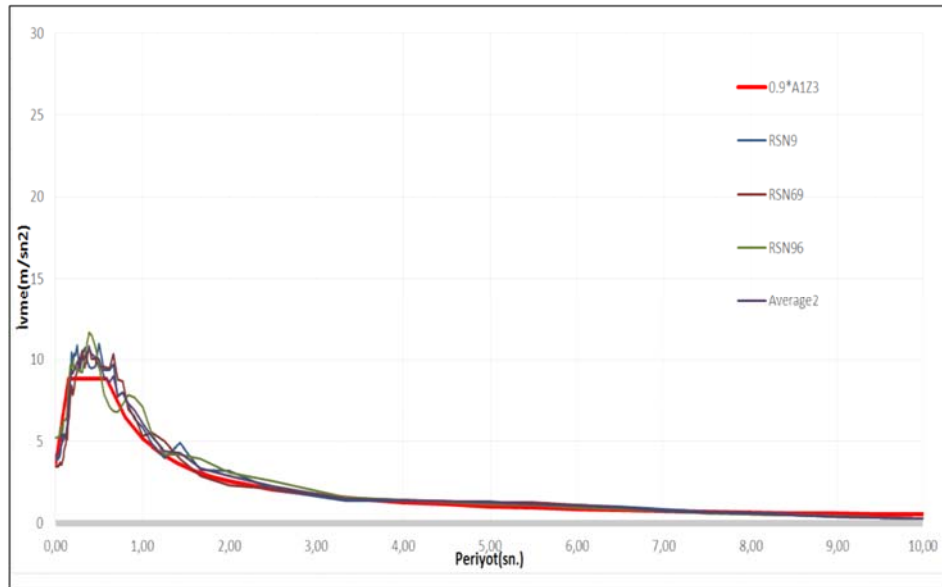
Yapay deprem kayıtları Etabs programı yardımı ile Şekil 5.4'de gösterilmiş gerçek deprem kayıtları ve seçilmiş olan spektrum eğrisi baz alınarak hazırlanmıştır. Etabs programı yapay deprem kayıtlarını 'Frekans Tanım Alanı' metodu ve 'Zaman Tanım Alanı' metodu olmak üzere iki farklı yöntem ile oluşturmaktadır.

Frekans Tanım Alanı, hedef spektrum ile seçilen kaydın spektrumu arasındaki oranı baz alarak referans olarak seçilen kaydın fazını sabit tutar. Bu şekilde hedef spektrum ile seçilen deprem kaydını yakınlaştırır. Bu uygulama nispeten daha lineer bir yakınsama yaptığı için genelde hassas bir eşleşme sağlamaz.

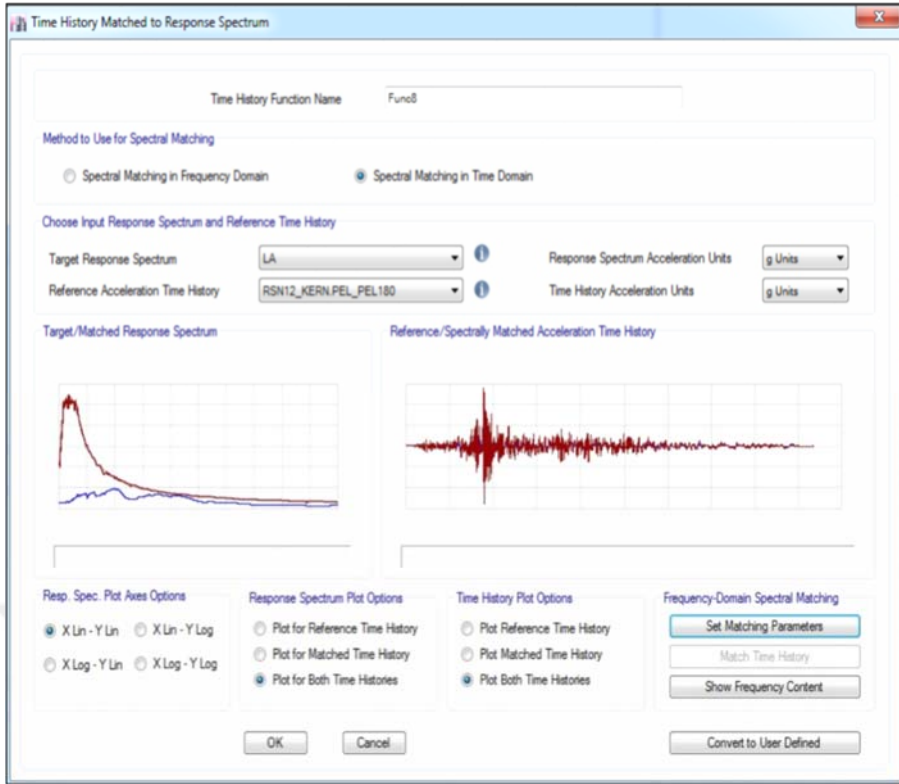
Zaman Tanım Alanı metodu ise diğer metoda göre daha hassas eşleştirme yapmaktadır. Bunun sebebi ise ivme-zaman grafiğinin zaman tanım alanında dalga fonksiyonları eklenerek oluşturulmasıdır. Bu fonksiyonlar, ortalaması sıfır olan ve sınırlı bir süre için dalga formunu oluşturan fonksiyonlardır. Bu metod, referans olarak seçilen deprem kaydının daha hassas kullanılmasını sağlar ve böylece daha verimli sonuçlar elde edilir. Şekil 5.3, 654 ve 5.5 Zaman Tanım Alanı metodu ile oluşturulan deprem kayıtlarını göstermektedir. Bu çalışmada Imperial Valley deprem kaydı referans alınarak üretilen yapay deprem kaydı kullanılmıştır.



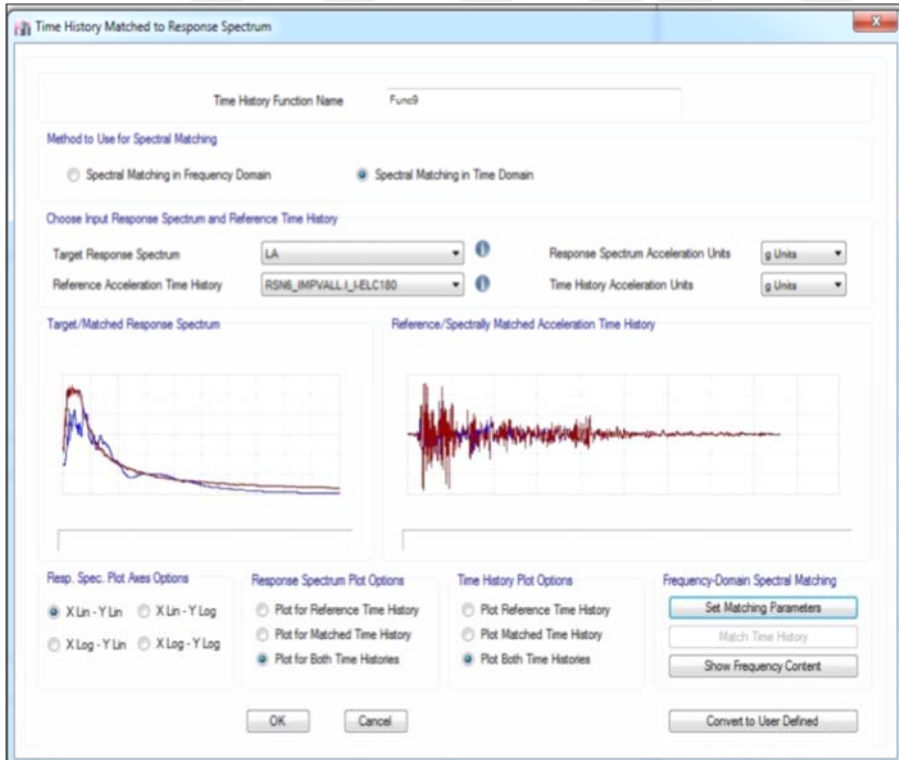
Şekil 5.1 : %5 Sönümlü Yer Hareketi Spektrumları.



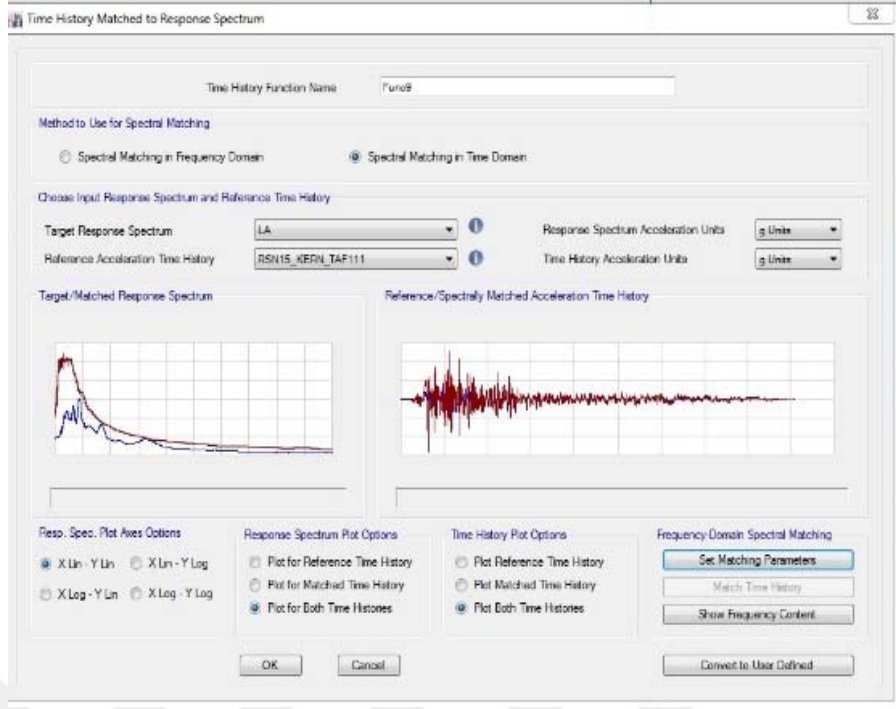
Şekil 5.2 : Yapay Deprem Kayıtlarına Ait Yer Hareketi Spektrumları



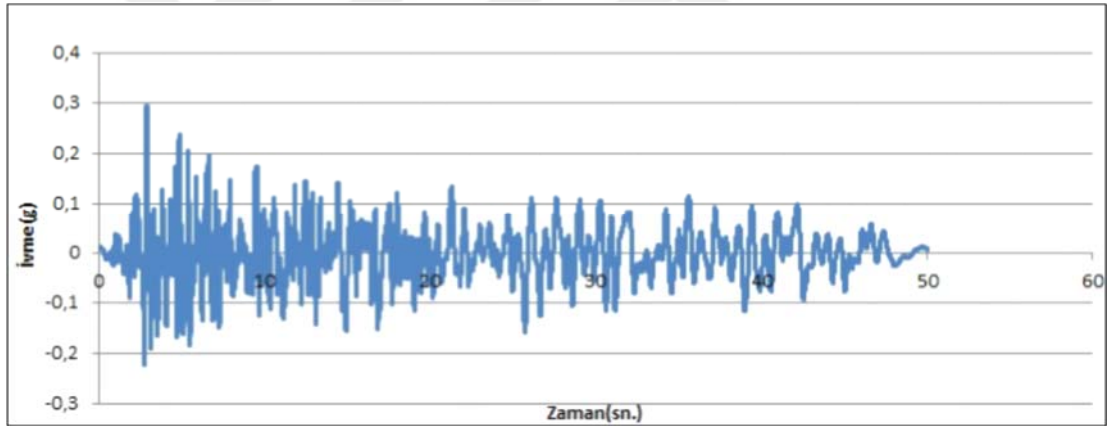
Şekil 5.3 : Kern Pell Deprem Kaydı Bazlı oluşturulan Yapay Deprem Kaydı(RSN 69).



Şekil 5.4 : Kern Pell Deprem Kaydı Bazlı oluşturulan Yapay Deprem Kaydı(RSN 9).



Şekil 5.5 : Kern Taf Deprem Kaydı Bazlı oluşturulan Yapay Deprem Kaydı(RSN96).



Şekil 5.6 : RSN-9 Depremi İvme (g) – Zaman (sn) Grafiği (PGA:0.40g)(Imperial Valley).

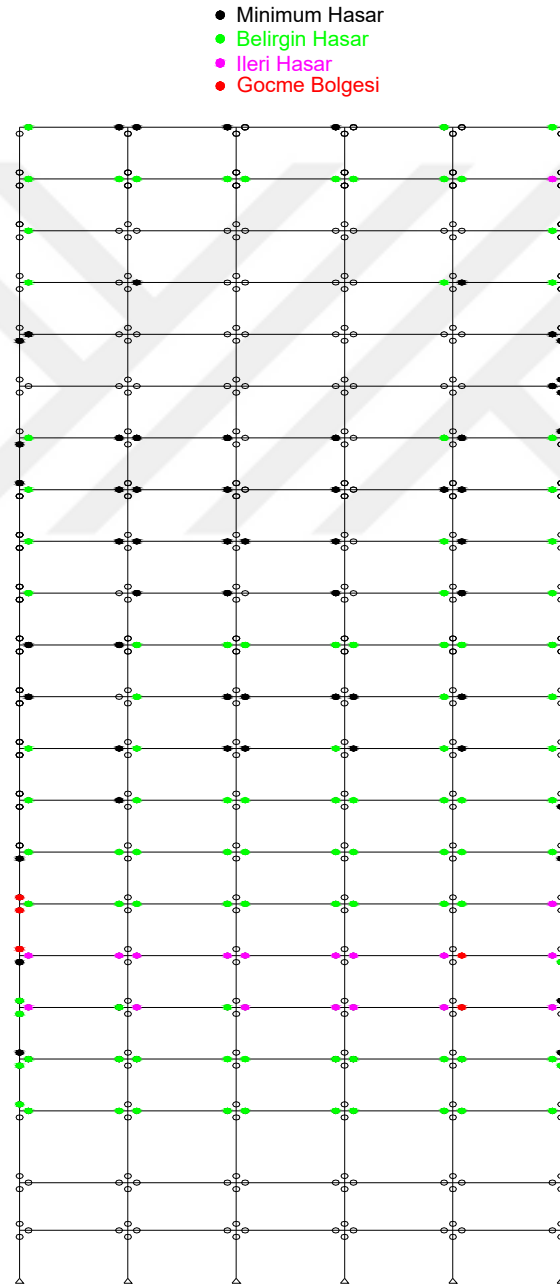
5.2 Yapıların performanslarının belirlenmesi

Bu bölümde inceleme konusu yirmi katlı SAC Los Angeles binasının performans analizi sonuçları özetlenecektir. Yapının performansının belirlenmesinde Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan analiz yöntemi kullanılacaktır. Değerlendirmede SAP2000 analiz programı kullanılmıştır.

5.2.1 20 katlı çelik yapının zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz sonuçları

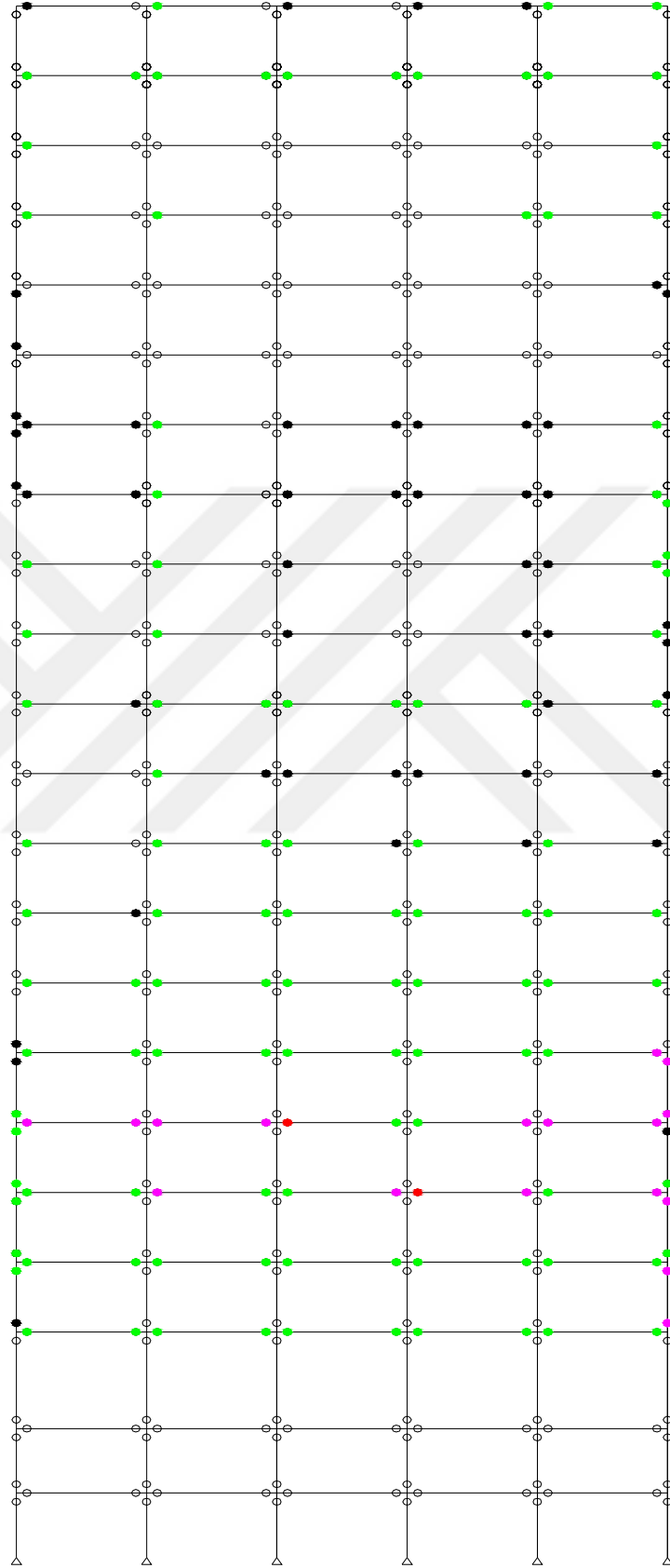
Bu başlıkta bölüm 5.1’de verilen kriterler ve ölçeklendirilmiş yer kayıtları kullanılarak yürütülen zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz sonuçları özetlenecektir. Değerlendirmede 1 adet yer hareketi kullanılmıştır.

Seçilen kayıt için kesitlerde hesaplanan hasar bölgeleri Şekil 5.7,5.8,5.9 ve 5.10’da ve özetlenmektedir. Ayrıca kiriş ve kolon hasar bölgeleri de Çizelge 5.1,5.2,5.3 ve 5.4’de özetlenmiştir.



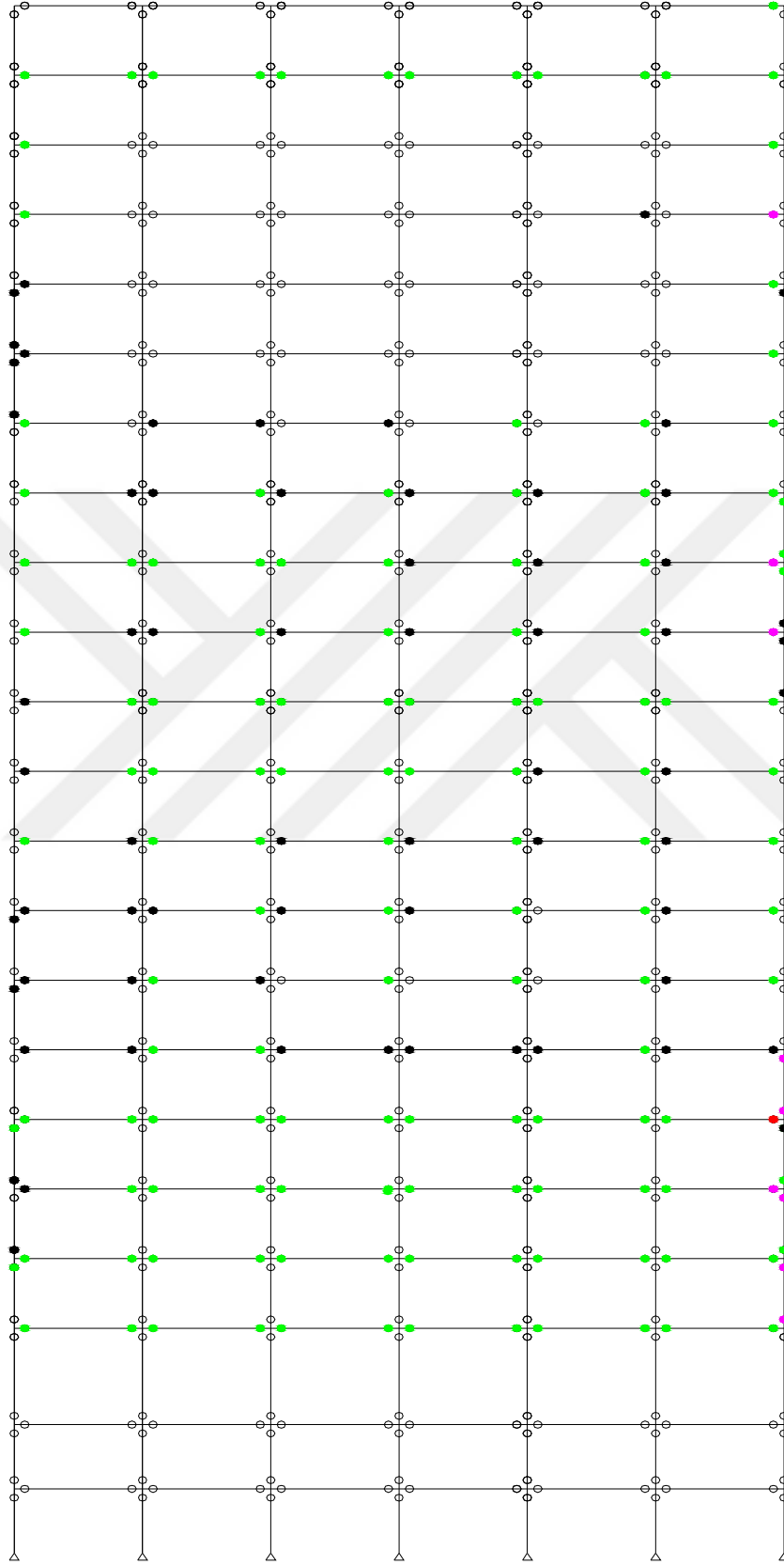
Şekil 5.7 : 1 Aksı Kesit Hasar Seviyeleri.

- Minimum Hasar
- Belirgin Hasar
- İleri Hasar
- Gocme Bolgesi



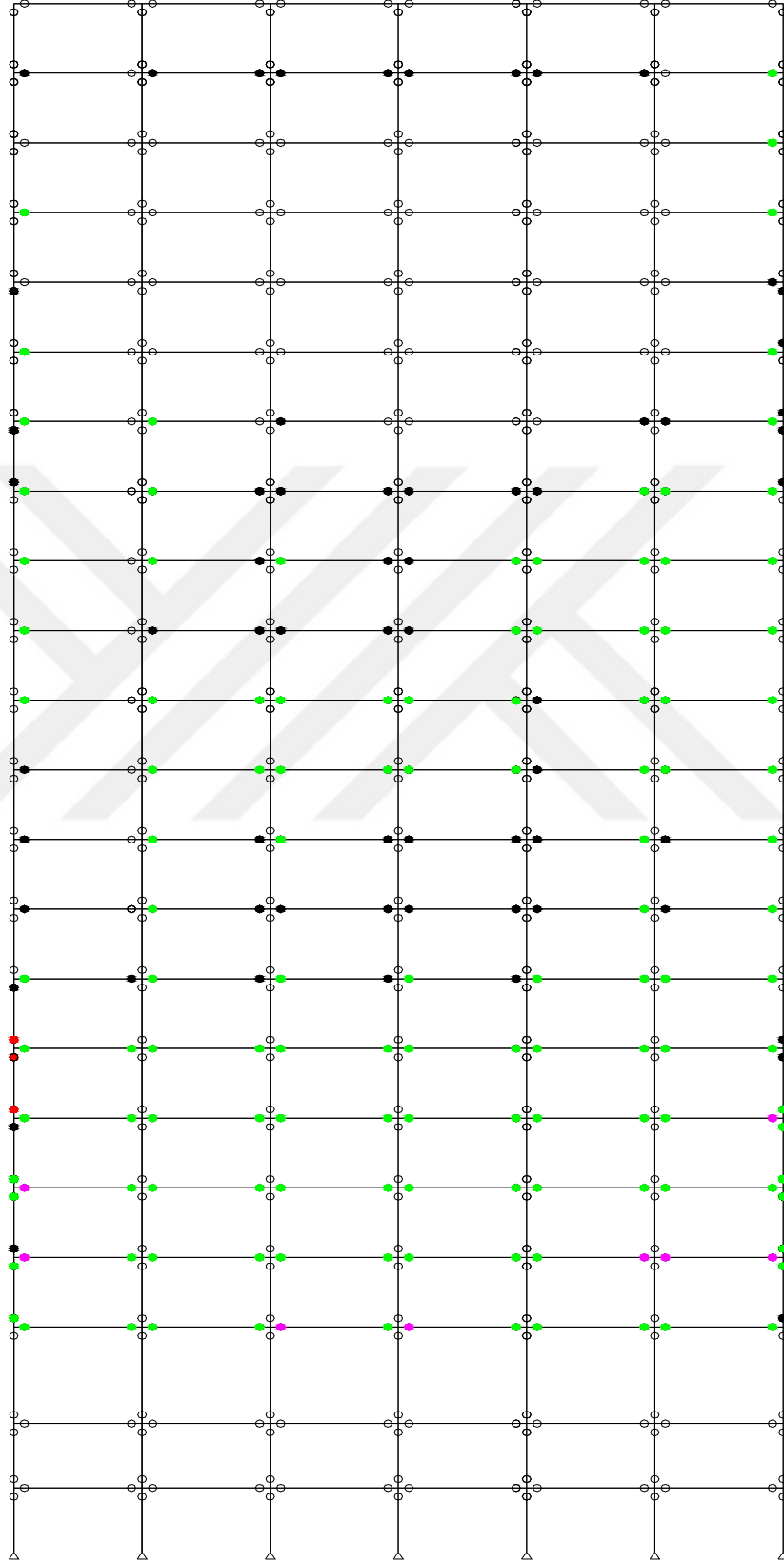
Şekil 5.8 : 7 Aksı Kesit Hasar Seviyeleri.

- Minimum Hasar
- Belirgin Hasar
- İleri Hasar
- Gocme Bolgesi



Şekil 5.9 : A Aksı Kesit Hasar Seviyeleri.

- Minimum Hasar
- Belirgin Hasar
- İleri Hasar
- Gocme Bolgesi



Şekil 5.10 : F Aksı Kesit Hasar Seviyeler.

Çizelge 5.1 : 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
20	11/12	91%	1/12	9%	-	-	-	-
19	5/12	42%	7/12	58%	-	-	-	-
18	9/12	83%	3/12	25%	-	-	-	-
17	9/12	75%	3/12	25%	-	-	-	-
16	9/12	75%	2/12	17%	1/12	8%	-	-
15	11/12	91%	1/12	9%	-	-	-	-
14	5/12	42%	7/12	58%	-	-	-	-
13	2/12	17%	10/12	83%	-	-	-	-
12	-	-	11/12	91%	1/12	9%	-	-
11	2/12	17%	8/12	75%	1/12	8%	-	-
10	-	-	12/12	100%	-	-	-	-
9	1/12	9%	11/12	91%	-	-	-	-
8	3/12	25%	9/12	75%	-	-	-	-
7	4/12	34%	8/12	66%	-	-	-	-
6	1/12	9%	10/12	91%	-	-	-	-
5	4/12	34%	8/12	66%	-	-	-	-
4	-	-	9/12	82%	1/12	9%	1/12	9%
3	-	-	10/12	83%	2/12	17%	-	-
2	-	-	9/12	66%	3/12	34%	-	-
1	-	-	10/12	83%	2/12	17%	-	-

Çizelge 5.2 : 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
20	5/10	50%	5/10	50%	-	-	-	-
19	-	-	9/10	90%	1/10	10%	-	-
18	4/10	40%	6/10	60%	-	-	-	-
17	3/10	30%	7/10	70%	-	-	-	-
16	10/10	100%	-	-	-	-	-	-
15	10/10	100%	-	-	-	-	-	-
14	5/10	80%	5/10	20%	-	-	-	-
13	6/10	60%	4/10	40%	-	-	-	-
12	4/10	40%	6/10	60%	-	-	-	-
11	5/10	50%	5/10	50%	-	-	-	-
10	1/10	10%	9/10	90%	-	-	-	-
9	6/10	60%	4/10	40%	-	-	-	-
8	-	-	10/10	100%	-	-	-	-
7	-	-	10/10	10%	-	-	-	-
6	-	-	10/10	10%	-	-	-	-
5	-	-	8/10	100%	2/10	20%	-	-
4	-	-	-	-	8/10	100%	2/10	20%
3	-	-	2/10	20%	6/10	60%	2/10	20%

Çizelge 5.2(devam) : 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
2	-	-	10/10	100%				
1	-	-	10/10	100%	-	-	-	-

Çizelge 5.3 : 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
20	14/14	100%	-	-	-	-	-	-
19	14/14	100%	-	-	-	-	-	-
18	14/14	100%	-	-	-	-	-	-
17	14/14	100%	-	-	-	-	-	-
16	14/14	100%	-	-	-	-	-	-
15	14/14	100%	-	-	-	-	-	-
14	14/14	100%	-	-	-	-	-	-
13	14/14	100%	-	-	-	-	-	-
12	12/14	86%	2/14	14%	-	-	-	-
11	12/14	86%	2/14	14%	-	-	-	-
10	14/14	100%	-	-	-	-	-	-
9	14/14	100%	-	-	-	-	-	-
8	14/14	100%	-	-	-	-	-	-
7	14/14	100%	-	-	-	-	-	-
6	14/14	100%	-	-	-	-	-	-
5	10/14	93%	-	-	-	-	1/14	7%
4	11/14	79%	1/14	7%	1/14	7%	1/14	7%
3	10/14	72%	4/14	28%	-	-	-	-
2	12/14	86%	2/14	7%	1/14	7%	-	-
1	10/14	72%	3/14	21%	1/14	7%	-	-

Çizelge 5.4 : 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
20	12/12	100%	-	-	-	-	-	-
19	12/12	100%	-	-	-	-	-	-
18	12/12	100%	-	-	-	-	-	-
17	12/12	100%	-	-	-	-	-	-
16	12/12	100%	-	-	-	-	-	-
15	12/12	100%	-	-	-	-	-	-

Çizelge 5.4(devam) : 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
14	12/12	100%	-	-	-	-	-	-
13	12/12	100%	-	-	-	-	-	-
12	11/12	92%	1/12	8%	-	-	-	-
11	11/12	92%	1/12	8%	-	-	-	-
10	12/12	100%	-	-	-	-	-	-
9	12/12	100%	-	-	-	-	-	-
8	12/12	100%	-	-	-	-	-	-
7	12/12	100%	-	-	-	-	-	-
6	12/12	100%	-	-	-	-	-	-
5	12/12	100%	-	-	-	-	-	-
4	10/12	84%	1/12	8%	1/12	8%	-	-
3	9/12	75%	3/12	25%	-	-	-	-
2	10/12	84%	1/12	8%	1/12	8%	-	-
1	8/12	67%	3/12	25%	1/12	8%	-	-

Analiz sonucu elde edilen göreceli kat ötelemeleri ve oranları ise Çizelge 5.5 ve 5.6’da verilmektedir.

Çizelge 5.5 : Kat Ötelemeleri ve Göreceli Kat Ötelemeleri Oranları.

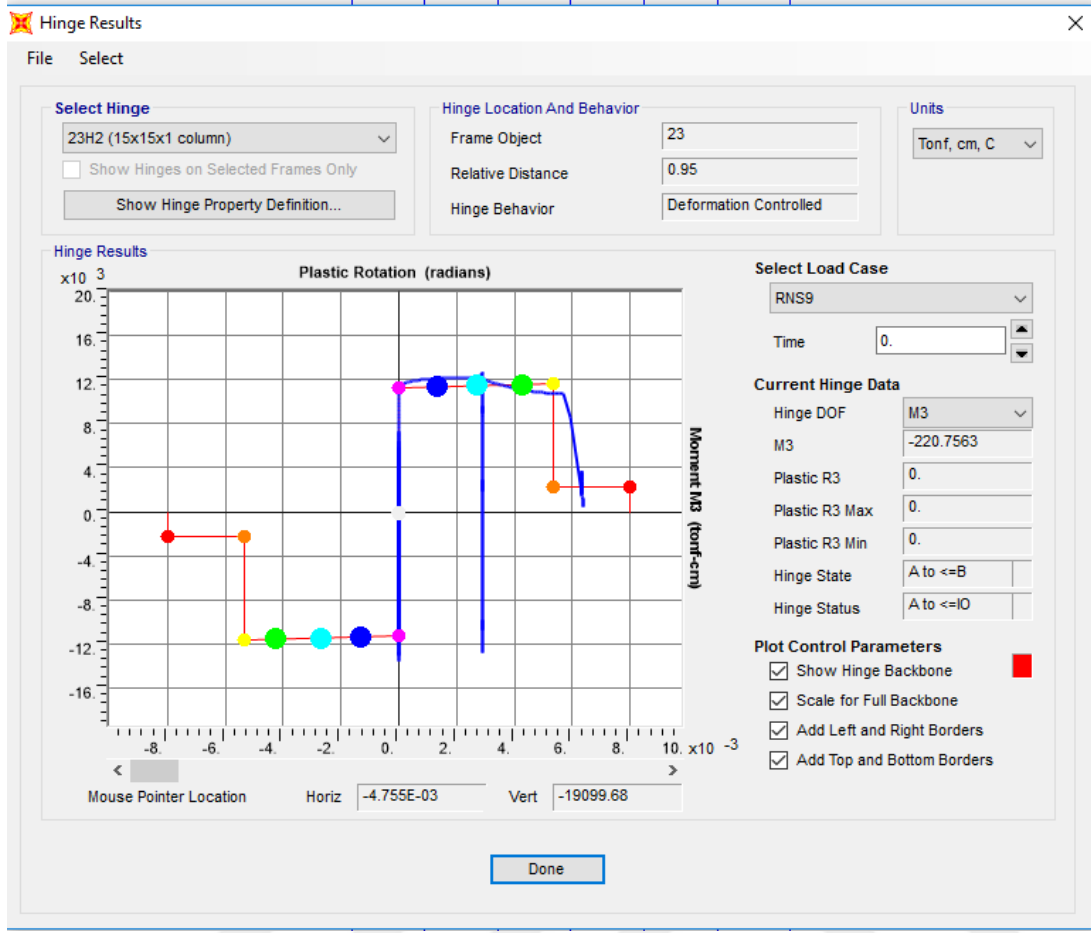
Göreceli Kat Ötelemesi	X Doğrultusu	Y Doğrultusu
d20 (cm)	7.3830	2.6171
d19 (cm)	7.9222	3.1776
d18 (cm)	7.2711	3.4591
d17 (cm)	3.3531	4.0247
d16 (cm)	2.8927	5.1728
d15 (cm)	3.4159	6.7166
d14 (cm)	4.0599	8.3660
d13 (cm)	3.5257	9.1811
d12 (cm)	1.4790	9.1855
d11 (cm)	1.9327	7.3671
d10 (cm)	2.5828	4.4637
d9 (cm)	3.6216	2.8795
d8 (cm)	5.2032	2.8089
d7 (cm)	7.1859	3.3826
d6 (cm)	9.1368	4.3434
d5 (cm)	10.2639	5.7627
d4 (cm)	9.7002	6.8045
d3 (cm)	8.4231	7.3022
d2 (cm)	7.1451	6.9296
d1 (cm)	5.7954	6.3801

Çizelge 5.6 : Kat Ötelemeleri ve Görelî Kat Öteleme Oranları.

Görelî Kat Öteleme Oranı	X Doğrultusu	Y Doğrultusu
d20 (cm)/hi	0.0186	0.0066
d19 (cm)/hi	0.0200	0.0080
d18 (cm)/hi	0.0184	0.0087
d17 (cm)/hi	0.0085	0.0102
d16 (cm)/hi	0.0073	0.0131
d15 (cm)/hi	0.0086	0.0170
d14 (cm)/hi	0.0102	0.0211
d13 (cm)/hi	0.0089	0.0232
d12 (cm)/hi	0.0037	0.0232
d11 (cm)/hi	0.0049	0.0186
d10 (cm)/hi	0.0065	0.0113
d9 (cm)/hi	0.0091	0.0073
d8 (cm)/hi	0.0131	0.0071
d7 (cm)/hi	0.0181	0.0085
d6 (cm)/hi	0.0231	0.0110
d5 (cm)/hi	0.0259	0.0145
d4 (cm)/hi	0.0245	0.0172
d3 (cm)/hi	0.0213	0.0184
d2 (cm)/hi	0.0180	0.0175
d1 (cm)/hi	0.0146	0.0161

DBYBHY-2017’de tanımlanan DD-2 deprem yer hareketi düzeyine göre yapılan değerlendirmede kesit hasar oluşumu bakımından, yapının her iki doğrultusu için ‘Göçme Durumu’ performans seviyesinin geçerli olduğu görülmektedir.

Çizelge 5.1,5.2,5.3 ve 5.4 incelendiğinde,kat kirişlerinin ‘Göçme Öncesi’ performans seviyesini sağladığı görülmektedir. Ancak binanın belirli kolonlarında göçme bölgesi hasar bölgeleri görülmektedir. Bu kolonların köşe akslardaki kolonlar olduğu da şekil 5.7,5.8,5.9 ve 5.10’da görülmektedir. Şekil 5.11’de ise ileri hasar seviyesine geçmiş 7. Kat kolonuna ait plastik dönme değerlerini gösteren eğri görülebilir.



Şekil 5.11 : 15x15x1 Kolonu Plastik Dönme Değerleri.

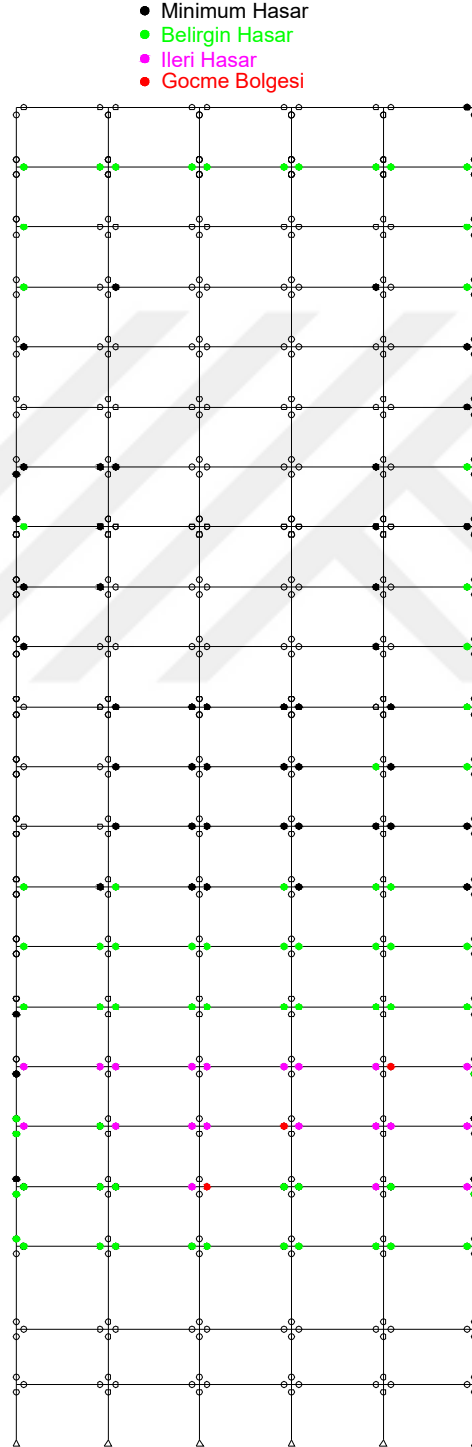
FEMA-356’da görelî kat ötelemeleri ile ilgili bir sınır bulunmasa da, ASCE 7-10’da ve DBYBHY-2017’de mevcut yapıların değerlendirilmesinde görelî kat ötelemeleri sınırlandırılmaktadır. ASCE 7-10’da yeni tasarlanan yapılar için yapıya özel belirlenen risk kategorisine göre 0.007 ile 0.025 aralığında limitler verilmektedir. DBYBHY-2017’de ise bu durum yüksek bina tasarımı ile ilgili bölümde tariflenmiş olup, ‘Göçme Öncesi’ performans seviyesi için 0.03 ile sınırlanmıştır. Çizelge-5.5 ve 5.6 incelendiğinde ilgili binanın görelî kat ötelemeleri bakımından ‘Göçme Öncesi’ performans seviyesini sağladığı görülmektedir.

5.2.2 20 katlı çelik yapının kutu kesitli kolonlarının CFT kesitli olduğu durumda zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz sonuçları

Bu başlıkta sonuçları bölüm 5.2.1’de verilen mevcut 20 katlı çelik yapının kutu kesitli köşe kolonları CFT kesite çevirilerek aynı deprem etkisi altında yapı performansı irdelenecektir. Hesaplar yapılırken mevcut çelik kutu kesitlerin boyutları

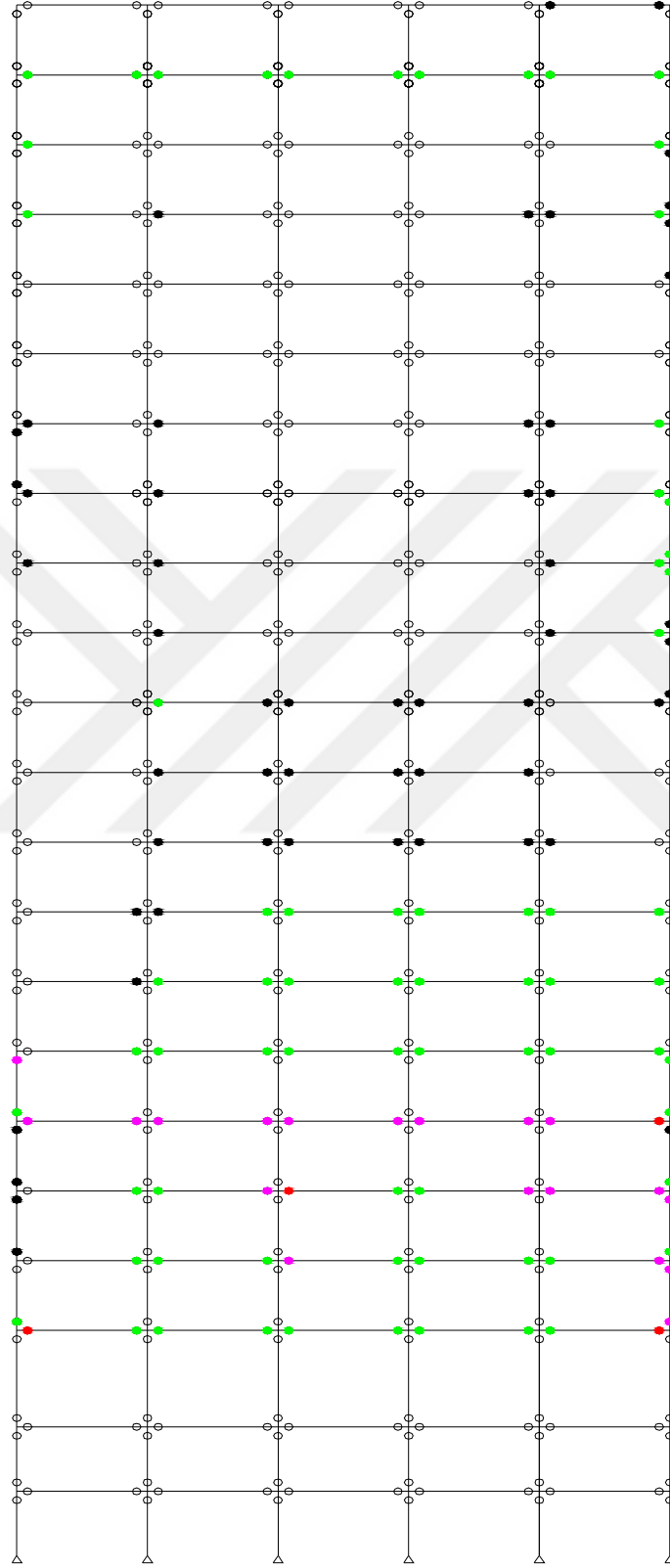
değiştirilmemiş, yalnızca içine beton dolgu yerleştirilmiştir. CFT kesitlerin hasar limitleri bölüm 4.2.4’de verilen kriterler gözönünde bulundurularak hesaplanmıştır.

Seçilen kayıt için kesitlerde hesaplanan hasar bölgeleri Şekil 5.12,5.13,5.14 ve 5.15’de ve özetlenmektedir. Ayrıca kiriş ve kolon hasar bölgeleri de Çizelge 5.7,5.8,5.9 ve 5.10’da özetlenmiştir.



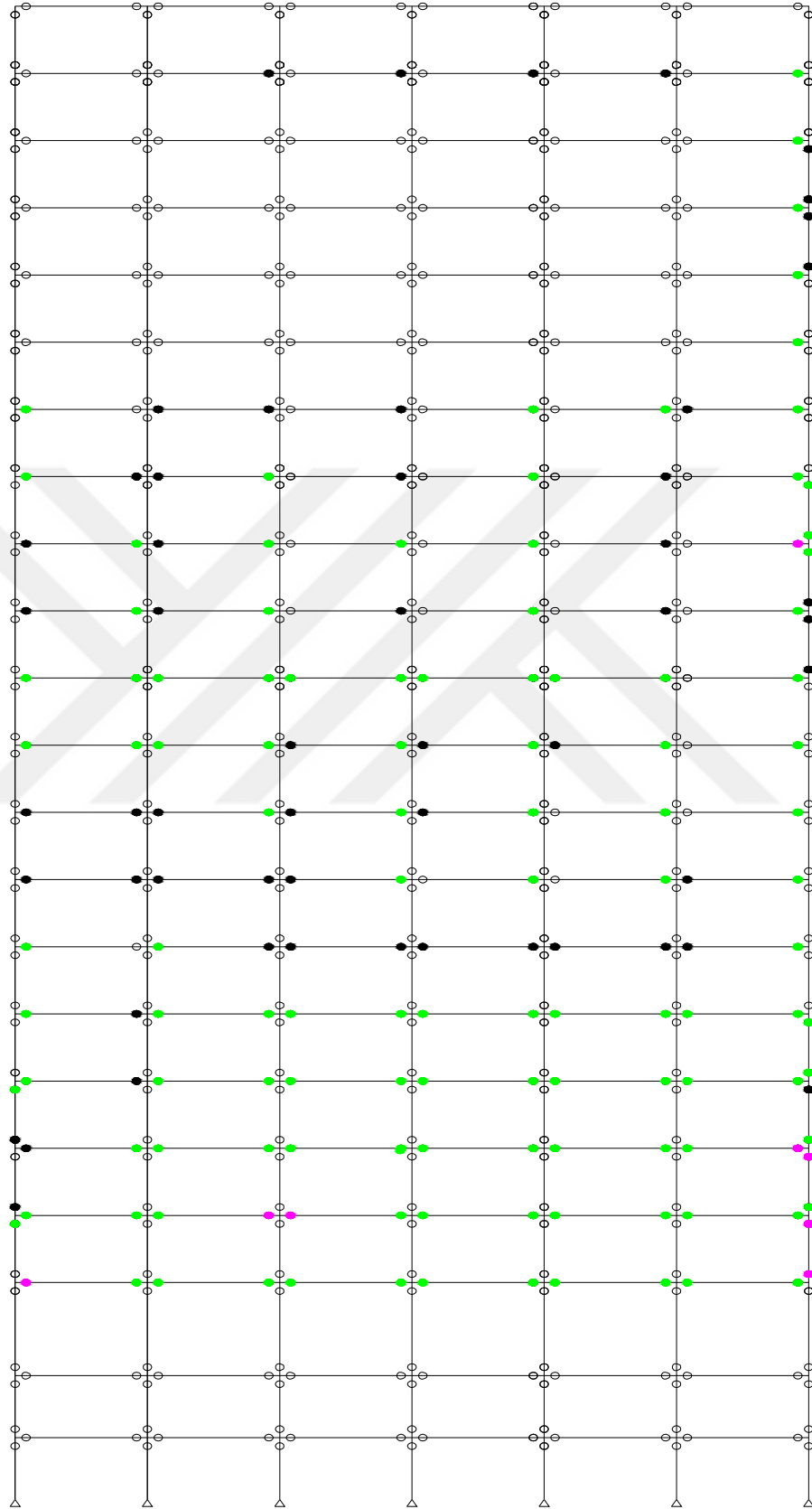
Şekil 5.12 : 1 Aksı Kesit Hasar Seviyeleri.

- Minimum Hasar
- Belirgin Hasar
- İleri Hasar
- Gecme Bölgesi

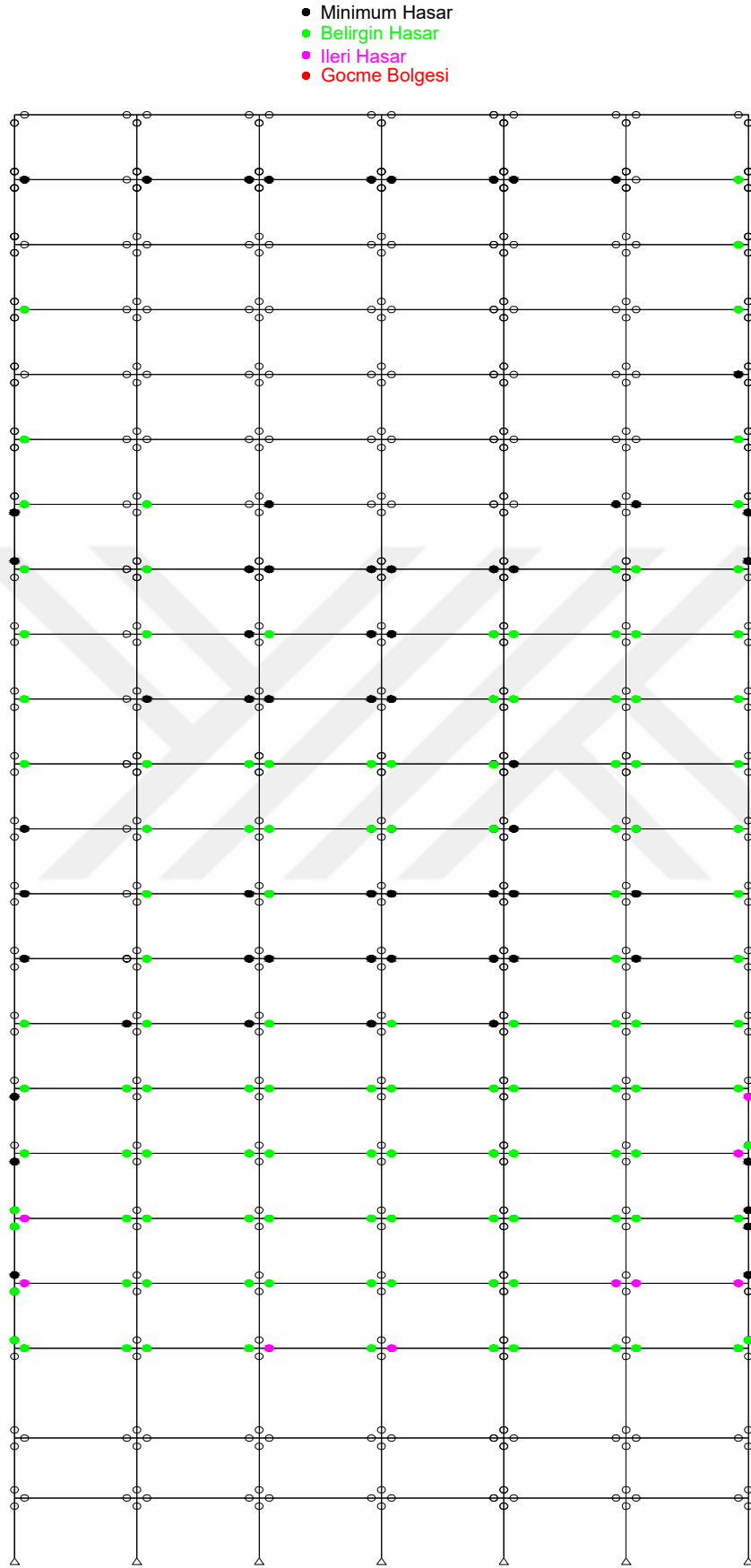


Şekil 5.13 : 7 Aksı Kesit Hasar Seviyeleri.

- Minimum Hasar
- Belirgin Hasar
- İleri Hasar
- Gocme Bolgesi



Şekil 5.14 : A Aksı Kesit Hasar Seviyeleri.



Şekil 5.15 : F Aksı Kesit Hasar Seviyeleri.

Çizelge 5.7 : 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
20	12/12	100%	-	-	-	-	-	-
19	10/12	83%	2/12	17%	-	-	-	-
18	10/12	83%	2/12	17%	-	-	-	-
17	10/12	83%	2/12	17%	-	-	-	-
16	11/12	92%	1/12	8%	-	-	-	-
15	8/12	66%	4/12	34%	-	-	-	-
14	5/12	42%	7/12	58%	-	-	-	--
13	5/12	42%	7/12	58%	-	-	-	-
12	3/12	25%	8/12	66%	1/12	9%	-	-
11	4/12	34%	8/12	66%	-	-	-	-
10	-	-	12/12	100%	-	-	-	-
9	-	-	12/12	100%	-	-	-	-
8	4/12	34%	8/12	66%	-	-	-	-
7	4/12	34%	8/12	66%	-	-	-	-
6	3/12	25%	9/12	75%	-	-	-	-
5	-	-	12/12	100%	-	-	-	-
4	-	-	10/12	83%	2/12	17%	-	-
3	-	-	10/12	83%	2/12	17%	-	-
2	-	-	8/12	66%	4/12	34%	-	-
1	-	-	9/12	75%	3/12	25%	-	-

Çizelge 5.8 : 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
20	10/10	10%	-	-	-	-	-	-
19	-	-	10/10	10%	-	-	-	-
18	6/10	60%	4/10	40%	-	-	-	-
17	6/10	60%	4/10	40%	-	-	-	-
16	10/10	100%	-	-	-	-	-	-
15	10/10	100%	-	-	-	-	-	-
14	8/10	80%	2/10	20%	-	-	-	--
13	8/10	80%	2/10	20%	-	-	-	-
12	8/10	80%	2/10	20%	-	-	-	-
11	8/10	80%	2/10	20%	-	-	-	-
10	7/10	70%	3/10	30%	-	-	-	-
9	8/10	80%	2/10	20%	-	-	-	-
8	10/10	100%	-	-	-	-	-	-
7	-	-	10/10	10%	-	-	--	-
6	-	-	10/10	10%	-	-	-	-
5	-	-	10/10	100%	-	-	-	-
4	-	-	-	-	8/10	100%	2/10	20%

Çizelge 5.8(devam) : 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	-	-	-	-	8/10	80%	2/10	20%
2	-	-	3/10	40%	6/10	60%	1/10	10%
1	-	-	8/10	80%	2/10	20%	-	-

Çizelge 5.9 : 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
20	12/12	100%	-	-	-	-	-	-
19	12/12	100%	-	-	-	-	-	-
18	12/12	100%	-	-	-	-	-	-
17	12/12	100%	-	-	-	-	-	-
16	12/12	100%	-	-	-	-	-	-
15	12/12	100%	-	-	-	-	-	-
14	12/12	100%	-	-	-	-	-	--
13	12/12	100%	-	-	-	-	-	-
12	11/12	92%	1/12	8%	-	-	-	-
11	11/12	92%	1/12	8%	-	-	-	-
10	12/12	100%	-	-	-	-	-	-
9	12/12	100%	-	-	-	-	-	-
8	12/12	100%	-	-	-	-	-	-
7	12/12	100%	-	-	-	-	--	-
6	12/12	100%	-	-	-	-	-	-
5	12/12	100%	-	-	-	-	-	-
4	10/12	84%	1/12	8%	1/12	8%	-	-
3	9/12	75%	3/12	25%	-	-	-	-
2	10/12	84%	1/12	8%	1/12	8%	-	-
1	8/12	67%	3/12	25%	1/12	8%	-	-

Çizelge 5.10 : 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
20	14/14	100%	-	-	-	-	-	-
19	14/14	100%	-	-	-	-	-	-
18	14/14	100%	-	-	-	-	-	-
17	14/14:	100%	-	-	-	-	-	-

Çizelge 5.10(devam) : 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
16	14/14	100%	-	-	-	-	-	-
15	14/14	100%	-	-	-	-	-	-
14	14/14	100%	-	-	-	-	-	-
13	14/14	100%	-	-	-	-	-	-
12	13/14	93%	1/14	7%	-	-	-	-
11	13/14	93%	1/14	7%	-	-	-	-
10	14/14	100%	-	-	-	-	-	-
9	14/14	100%	-	-	-	-	-	-
8	14/14	100%	-	-	-	-	-	-
7	14/14	100%	-	-	-	-	-	-
6	14/14	100%	-	-	-	-	-	-
5	14/14	100%	-	-	-	-	-	-
4	12/14	86%	1/14	7%	1/14	7%	-	-
3	11/14	79%	3/14	21%	-	-	-	-
2	12/14	86%	1/14	7%	1/14	7%	-	-
1	10/14	72%	3/14	21%	1/14	7%	-	-

Çizelge 5.11 : Göreli Kat Ötelemeleri ve Göreli Kat Öteleme Oranları.

Görelî Kat Ötelemesi	X Doğrultusu	Y Doğrultusu
d20 (cm)	6.3750	1.2515
d19 (cm)	7.6640	1.7946
d18 (cm)	6.4250	2.3163
d17 (cm)	3.7727	3.1978
d16 (cm)	6.0365	10.3506
d15 (cm)	2.9904	5.8302
d14 (cm)	3.2639	7.2421
d13 (cm)	1.3197	8.0139
d12(cm)	0.8919	8.1470
d11 (cm)	1.3580	6.7930
d10 (cm)	1.9853	4.2613
d9 (cm)	2.8017	3.1518
d8 (cm)	3.9930	2.8912
d7 (cm)	5.7809	3.1609
d6 (cm)	7.9948	3.9649
d5 (cm)	9.7321	5.3420
d4 (cm)	10.0324	6.3370
d3 (cm)	9.1067	6.8110
d2 (cm)	7.2516	6.6659
d1 (cm)	5.7834	6.4738

Çizelge 5.12 : Göreli Kat Ötelemeleri ve Göreli Kat Öteleme Oranları.

Görelî Kat Öteleme Oranı	X Doğrultusu	Y Doğrultusu
d20 (cm)/hi	0.0161	0.0032
d19 (cm)/hi	0.0193	0.0045
d18 (cm)/hi	0.0162	0.0058
d17 (cm)/hi	0.0095	0.0081
d16 (cm)/hi	0.0152	0.0261
d15 (cm)/hi	0.0075	0.0147
d14 (cm)/hi	0.0082	0.0183
d13 (cm)/hi	0.0033	0.0202
d12(cm)/hi	0.0023	0.0206
d11 (cm)/hi	0.0034	0.0171
d10 (cm)/hi	0.0050	0.0108
d9 (cm)/hi	0.0071	0.0080
d8 (cm)/hi	0.0101	0.0073
d7 (cm)/hi	0.0146	0.0080
d6 (cm)/hi	0.0202	0.0100
d5 (cm)/hi	0.0246	0.0135
d4 (cm)/hi	0.0253	0.0160
d3 (cm)/hi	0.0230	0.0172
d2 (cm)/hi	0.0183	0.0168
d1 (cm)/hi	0.0146	0.0163

Çizelge 5.,7,5.8,5.9 ve 5.10 incelendiğinde ilgili yapının ‘Göçme Öncesi’ performans seviyesini sağladığı görülmektedir. Şekil 5.12,5.13,5.14 ve 5.15 incelendiğinde ise binanın performans seviyesindeki bu değişim daha rahat anlaşılabilmektedir. Daha önceden göçme hasar bölgesine geçen kolonların, CFT kesitli olduğu durumda ileri ve belirgin hasar bölgelerinde kaldığı görülmektedir. İlgili binanın kiriş hasar seviyelerinde binanın performans seviyesini değiştirecek bir farklılık gözlemlenmemiştir.

Görelî kat öteleme oranları incelendiğinde ilgili oranlarda bir önceki duruma nazaran %10'luk bir azalma olduğu gözlemlenmektedir.

5.2.3 Binaların 25 katlı olması durumu

İlgili analiz sonuçlarının daha belirleyici olmaları açısından 5.2.1 ve 5.2.2’de sonuçları verilen binaların kat sayılarını 20’den 25’e çıkararak ilgili analizler tekrarlanmıştır. 25

katlı binalar,20 katlı binaların en üst katları 5 kat daha tekrarlanma suretiyle elde edilmiştir.

Elde edilen analiz sonuçlarında her iki durumda da ilgili yapılar toptan göçme durumuna geçmektedir. Bu durumda ise kullanılan analiz programı binanın toptan göçmeye geçtiği saniyede analizi bitirmekte ve herhangi bir sonuç vermemektedir.

Bu bilgiler ışığı altında çelik binanın 25 katlı olması durumunda ilgili yapı depremin 17. saniyesinde toptan göçme durumuna geçmektedir. Aynı durum kutu kolonların CFT kesit olması halinde ise depremin 25. Saniyesinde gerçekleşmektedir.





6. SONUÇLAR

Bu tez kapsamında Northridge depremi sonrası FEMA destekli SAC çalışmaları kapsamında tasarlanan 20 katlı Los Angeles yapısının değerlendirilmesi ve Los Angeles yapısının değerlendirilmesi ve bu yapının belirli kolonlarının CFT kesit durumuna getirilerek,CFT kesitlerin yapı deprem performansına etkisi irdelenmiştir.

CFT kesitler ülkemizde de yüksek yapıların tasarımında oldukça yaygın olarak kullanılmaktadır. Bu kesitlerin özellikle düşey taşıyıcı eleman olarak kullanılmasının temel sebebi,betonun taşıyıcılığa katkısını gözönünde bulundurarak kesit boyutlarının düşürülmesidir. Böylelikle alansal olarak ekonomi sağlanmış olur .Bu çalışmada CFT kesitlerin taşıyıcılığının yanı sıra, deprem performansına ve yapının görelî kat ötelenmelerinin önlenmesine etkisi irdelenmiştir.

İlgili yapı Northridge depremi öncesi FEMA 267-1995 ve yerel yönetmeliklere göre tasarlanmıştır. Ayrıca tasarım depremi FEMA 355c’de tanımlandığı üzere UBC 94’e göre sismik zone 4 ve zemin sınıfı S2 karakteristik özellikleri gözetilerek oluşturulmuştur. Bilindiği üzere çelik yapıların doğrusal olmayan yöntemleri ile değerlendirilmesine ilişkin kesit hasar seviyeleri ve diğer özel koşullar DBYBHY 2007’de tanımlanmamıştır. İlgili kısımlar DBYBHY 2017 yönetmeliğinde kendilerine yer bulabilmişlerdir. Ayrıca bu yönetmelik taslak halinde olup 2017 yılında yürürlüğe girmesi beklenmektedir. Bu nedenler kesit hasar limitleri ve panel bölgesi hesaplamaları FEMA 356 ve ASCE 41 kriterleri doğrultusunda hesaplanmıştır.CFT kesitlerin kesit hasar seviyeleri de bölüm 4.2.4’de anlatıldığı şekilde hesaplanmıştır.Bina performans değerlendirmesi ise DBYBHY-2017’de verilen kriterlere göre yapılmıştır. Değerlendirme çalışmaları DD-2 sınıfı deprem yer hareketi düzeyine göre belirlenen performans hedefi gözetilerek yapılmıştır. DBYBHY 2017’ye göre ilgili yapının bina kullanım sınıfı 3,deprem tasarım sınıfı 3 ve bina yükseklik sınıfı 1’dir. Yapının performansının belirlenmesinde zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yöntemleri kullanılmıştır. Bu çalışmada doğrusal olmayan itme analizi yöntemi kullanılmamıştır. Bunun sebebi ise ilgili yapıların, DBYBHY

2007 ve 2017’de doğrusal olmayan itme analizi yönteminin kullanılması kriterlerini sağlamamasıdır.

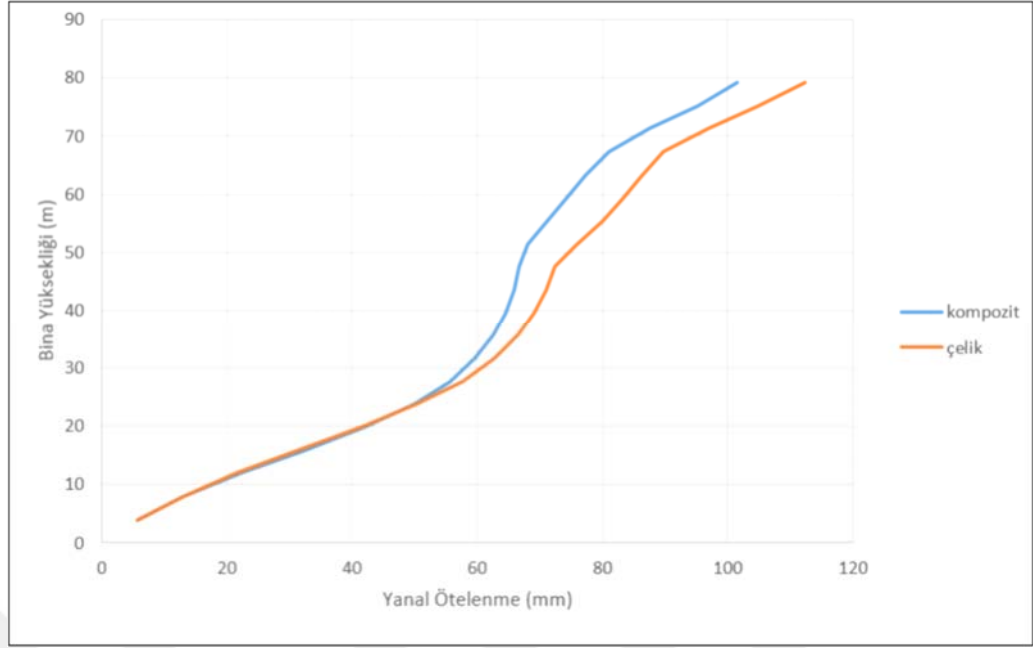
Yürütülen analizler neticesinde inceleme konusu 20 katlı çelik yapının performans seviyesi ‘Göçme Bölgesi’ olarak belirlenmiştir. Bu duruma, kutu kesitli olarak teşkil edilen köşe kolonlarda oluşan göçme bölgesi hasar seviyeleri sebebiyet vermektedir. Binanın her iki doğrultudaki kirişleri incelendiğinde bina performansının ‘Göçme Öncesi’ olduğu görülebilmektedir.

Söz konusu kolonlar CFT kesite çevirilip ilgili analizler tekrarlandığında bina performansının ‘Göçme Öncesi’ performans seviyesine geldiği görülmektedir. Bunun en temel sebebi ise kolon kesitlerindeki göçme bölgesi hasar seviyelerinin azalmış olmasıdır.

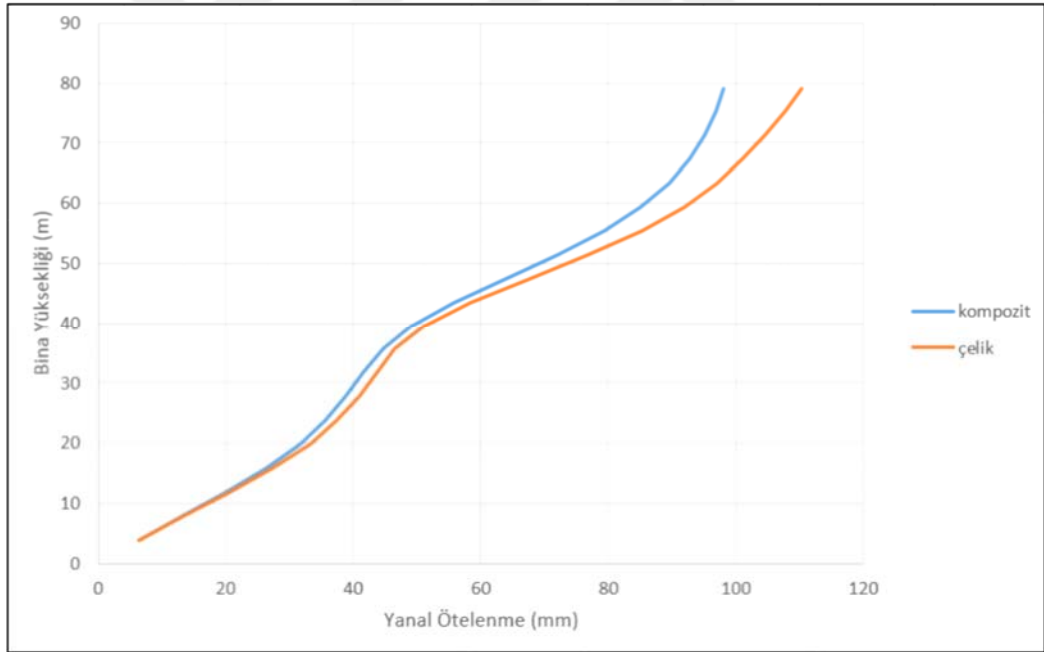
İlgili binanın kirişleri her iki durumda da aynı kesitlerden oluşmaktadır. Yapılan incelemeler sonucu kirişlerin hasar seviyelerinde de farklılıklar gözlemlenmiştir. Ancak bu farklılıklar binanın performansını etkileyecek mertebelerde olmamıştır. İlgili kolonların CFT kesite çevirilmesi kiriş hasar seviyelerinin binanın farklı yükseklik seviyelerinde farklı şekilde etkilemesine yol açmıştır. İlk 4 katta hasar seviyeleri kısmi olarak artarken, daha sonraki katlarda ise azalma gözlemlenmektedir. Bunun sebebi ise CFT kesitlerin rijitlikleri boşluklu kutu kesitlere göre daha yüksektir. Dolayısıyla bina tepe deplasmanında bir iyileşme meydana gelmiştir. Bunun sonucunda da CFT kolonlu durumda binanın ilk katları ilk duruma göre daha fazla zorlanırken, üst katlar daha az zorlanmaktadır.

20 katlı çelik yapı, DBYBHY 2017’de yüksek yapıların performans değerlendirmesi ile ilgili verilen görelî kat ötelemeleri sınırlarını ‘Göçme Öncesi’ performans seviyesine uygun bir şekilde sağlamaktadır. İlgili kolonlar CFT kesite çevirildiğinde görelî kat ötelemelerinde %10 bir iyileşme gözlemlendiği söylenebilir. Bu durum Şekil 6.1 ve Şekil 6.2’deki grafiklerle gösterilmiştir.

Binadaki kat sayısı 25’e çıkarılıp gerekli analizler her iki durum için tekrarlanmıştır. Bina bu şekliyle her iki durumda da toptan göçme moduna geçmiştir. 25 katlı çelik binanın, tasarım depreminin 17. Saniyesinde toptan göçme moduna geçtiği gözlemlenmiştir. CFT kesitli kolonlar kullanıldığından ise bu duruma aynı tasarım depreminin 25. Saniyesinde ulaşıldığı görülmüştür.



Şekil 6.1 : X Yönü Yanal Ötelenme-Bina Yüksekliği Grafiği



Şekil 6.2 : Y Yönü Yanal Ötelenme-Bina Yüksekliği Grafiği



KAYNAKLAR

- AISC (2005).** Specification for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- ASCE (2005).** **ASCE/SEI 7-05:** 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.
- TBDY, 2017.** Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği(Taslak)
- FEMA (2000).** **FEMA 356:** Prestandard and Commentary for 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.
- 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.
- 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.

- Güler Deniz M. (2015).** Üç Katlı Çelik Bir Yapının Performansının Belirlenmesi ve Viskoz Sönümleyiciler İle Güçlendirilmesi, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Aydın Ç. (2008).** Beton Dolgulu Çelik Kutu Kolonlar ve Dolu Gövdeli Çelik (I) Kirişlerden Oluşan Çerçevelerin Yapı Davranış Katsayısının (R) İrdelenmesi, Yüksek Lisans Tezi, Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Hajjar F.,(2000).** Concrete-Filled Steel Tube Columns Under Earthquake Loads, Minnesota
- Johnson R.P.(1994).** Composite Structures Of Steel And Concrete ,London
- Tort,Eeri M. ve Hajjar F.H.(2004).** Damage Assessment of Rectangular Concrete-Filled Steel Tubes for Performance-Based Design. Earthquake Spectra: Kasım 2004, Sayı. 20, No. 4, S.f. 1317-1348.
- Kradzig, W. B., Meyer, I. F., and Meskouris, K., 1989.** Damage evolution in reinforced concrete members under cyclic loading, Proceedings of 5th International Conference on Structural Safety and Reliability (ICOSSAR89), San Fransico, CA, August 7-11, 1989, Vol. II, pp.795–802.
- Kawaguchi, J., Morino, S., Shirai, J., and Tatsuta, E., 1998.** Database and structural characteristics of CFT beam-columns, Proceedings of 5th Pacific Structural Steel Conference, Seoul, Korea, October 13–16, 1998.
- Varma, A., Ricles J., Sauze R. and Lu, L.W., 2002.** Experimental Behavior of High Strength Square Concrete-Filled Steel Tube Beam-Columns.

ÖZGEÇMİŞ

Ad Soyad: Oğuzhan AYMAZ

Doğum Yeri ve Tarihi: Yalova/ 1983

Adres: İstanbul

E-Posta: oguzhanaymaz@gmail.com

Lisans: Yıldız Teknik Üniversitesi

