

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**KOLONLARI ÜSTTEN MAFSALLI BETONARME
PREFABRİKE YAPILARIN DEPREM
PERFORMASLARININ BELİRLENMESİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Senem GÜLAL**

Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Programı : YAPI MÜHENDİSLİĞİ

MAYIS 2005

**KOLONLARI ÜSTTEN MAFSALLI BETONARME
PREFABRİKE YAPILARIN DEPREM
PERFORMASLARININ BELİRLENMESİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Senem GÜLAL
(501011128)**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 9 Mayıs 2005
Tezin Savunulduğu Tarih : 1 Haziran 2005**

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

MAYIS 2005

ÖNSÖZ

İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı - Yapı Mühendisliği Programında master tezi olarak yapılan bu çalışmada kolonları üstten mafsallı, betonarme prefabrike yapıların deprem performansının belirlenmesi üzerinde durulmuştur. Deprem performansının belirlenmesinde taşıyıcı sistem davranış katsayısının etkisi incelenmiştir.

Yüksek lisans tez çalışmamda bilgi ve deneyimleriyle bana yol gösteren danışman hocam sayın Prof. Dr. Erkan ÖZER'e, her zaman yardımcı olan Araş.Gör. Günhan AKSOYLU, Araş Gör. YAVUZ DURGUN ve üzerimde emeği olan tüm öğretim üyelerine teşekkürlerimi sunarım.

Tez çalışmamın konusu sürecinde ve sonrasında yardımlarını esirgemeyen ALACALI İNŞ. SAN. ve TİC. A.Ş.'ye ve özellikle Birol DOYRANLI'ya, çalışmalarım esnasında bana kolaylık sağlayan TUNCEL MÜHENDİSLİK çalışma arkadaşlarıma ve Faruk TUNCEL'e teşekkürü borç bilirim.

Destegini her zaman yanımda hissettiğim aileme ve arkadaşlarıma sonsuz teşekkürler.

Mayıs 2005

Senem GÜLAL

İÇİNDEKİLER

KISALTMALAR	v
TABLO LİSTESİ	vi
ŞEKİL LİSTESİ	vii
SEMBOL LİSTESİ	ix
ÖZET	xii
SUMMARY	xiv
1. GİRİŞ	1
1.1. Konu	1
1.2. Konu ile İlgili Çalışmalar	1
1.3. Çalışmanın Amacı ve Kapsamı	2
2. BETONARME PREFABRİKE YAPILAR	4
2.1. Giriş	4
2.1.1. Prefabrike Yapıların Sınıflandırılması	4
2.1.2. Betonarme Prefabrike Yapıların Tasarımında Dikkate Alınan Hususlar	8
2.2. Kolonları Temelde Ankastre, Üstte Mafsallı Tek Katlı Çerçeve Sistemler	8
2.2.1. 1998 Türk Deprem Yönetmeliğine Göre Tasarım	8
2.2.2. 2005 Türk Deprem Yönetmeliği Taslağına Göre Tasarım	11
3. BETONARME YAPI SİSTEMLERİNİN DOĞRUSAL OLMAYAN DAVRANIŞININ İNCELENMESİ	13
3.1. Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmayan Davranışı	13
3.1.1. Çözümün Sağlaması Gereken Koşullar	14
3.1.2. Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmama Nedenleri	14
3.1.3. Yapı Sistemlerinin Dış Yükler Altındaki Doğrusal Olmayan Davranışı	15
3.2. Malzeme Bakımından Doğrusal Olmayan Betonarme Sistemler	17
3.2.1. Çeşitli Yapı Malzemelerinde Gerilme - Şekildeğiştirme Bağıntıları	18
3.2.1.1. Beton Çeliği	18
3.2.1.2. Beton	19
3.2.2. Düzlem Çubuk Elemanlarda İç Kuvvet - Şekildeğiştirme Bağıntıları ve Akma (Kırılma) Koşulları	20
3.2.3. Betonarme Çubuklar	23
3.2.3.1. Varsayımlar ve Esaslar	23

3.2.3.2. Eğilme Momenti ve Normal Kuvvet Etkisindeki Çubuklar	24
3.3. Malzeme Bakımından Doğrusal Olmayan Betonarme Sistemlerin Hesabı	26
3.3.1. Doğrusal Olmayan Şekildeğiştirmelerin Yayılı Olması Hali	27
3.3.2. Doğrusal Olmayan Şekildeğiştirmelerin Belirli Kesitlerde Toplandığının Varsayılması Hali	27
3.3.2.1. Plastik Mafsal Hipotezi	27
3.3.2.2. Limit Yük	32
3.3.2.3. Betonarme Sistemlerde Birinci Mertebe Limit Yükün Hesabı	32
4. YAPI SİSTEMLERİNİN PERFORMANSA DAYALI TASARIMI	37
4.1. Performans Hedefinin Belirlenmesi	38
4.2. Performans Seviyelerinin Değerlendirilmesi	38
4.2.1. Taşıyıcı Elemanlar İçin Performans Seviyeleri ve Aralıkları	38
4.2.2. Taşıyıcı Olmayan Elemanlar İçin Performans Seviyeleri	40
4.3. Deprem Hareketi	42
4.4. Yapısal Kapasitesi	43
4.5. Basitleştirilmiş Doğrusal Olmayan Analiz Yöntemleri	44
4.5.1. Kapasite Spektrumu Yöntemi (Capacity Spectrum Method, ATC40)	44
4.5.2. Yerdeğiştirme Katsayısı Yöntemi (Displacement Coefficient Method, FEMA356)	50
4.5.3. Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi - 2005 Türk Deprem Yönetmeliği Taslağı	52
4.5.3.1. Yöntemin Esasları	52
4.5.3.2. Kesitteki Birim Şekildeğiştirme İstemlerinin Belirlenmesi	55
4.5.3.3. Betonarme Elemanların Kesit Birim Şekildeğiştirme Kapasiteleri	56
5. BİR BETONARME PREFABRİKE ENDÜSTRİ YAPISI ÜZERİNDE SAYISAL İNCELEMELER	57
5.1. Giriş	57
5.2. 1998 Türk Deprem Yönetmeliğine Göre Boyutlandırılan Sistemin Deprem Performansı ile İlgili Parametrik İnceleme	58
5.2.1. Sistemin Boyutlandırılması	58
5.2.2. Deprem Performansının ATC 40 'a Göre Belirlenmesi	68
5.2.3. Deprem Performansının FEMA 356'ya Göre Belirlenmesi	73
5.2.4. Deprem Performansının TDY-05 Taslağına Göre Belirlenmesi	75
5.2.5. Çeşitli Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayıları İçin Boyutlandırılan Sistemlerin Basitleştirilmiş Doğrusal Olmayan Statik Analiz Yöntemleri ile Belirlenen Deprem Performansları	77
5.3. 2005 Türk Deprem Yönetmeliğine Göre Boyutlandırılan Sistemin Deprem Performansının İle İlgili Parametrik İnceleme	80

5.3.1. Sistemin Boyutlandırılması	80
5.3.2. Deprem Performansının TDY-05'e Göre Belirlenmesi	82
5.4. Sayısal Sonuçların Değerlendirilmesi	83
6. SONUÇLAR	85
KAYNAKLAR	87
ÖZGEÇMİŞ	90

KISALTMALAR

ATC	: Applied Technology Council
ATC 40	: Guidelines for Seismic Rehabilitation of Buildings
FEMA	: Federal Emergency Management Agency
FEMA 356	: Prestandart and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings
FEMA 440	: Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures
TDY-98	: 1998 Türk Deprem Yönetmeliği Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (ABYYHY)
TDY-05	: 2005 Türk Deprem Yönetmeliği Taslağı

TABLO LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 2.1. Spektrum Karakteristik Periyotları	10
Tablo 2.2. Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı.....	11
Tablo 3.1. Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmama Nedenleri	15
Tablo 4.1. Taşıyıcı Elemanlar İçin Performans Seviyeleri ve Aralıkları	39
Tablo 4.2. Taşıyıcı Olmayan Elemanlar İçin Performans Seviyeleri	41
Tablo 4.3. Deprem Hareketlerinin Aşılma Olasılıkları	42
Tablo 4.4. Çok Seviyeli Hedef Performansın Tanımlanması	43
Tablo 4.5. Donatı Çeliği İçin Gerilme Şekildeğiştirme Bağıntısı	56
Tablo 5.1. Normal Kuvvete Bağlı Çatlamış Kesit Rijitlikleri	59
Tablo 5.2. Tüm Kattaki Kolonlar İçin Moment Büyütme Katsayısı (β_s)	63
Tablo 5.3. Kolonların Bireysel Moment Büyütme Katsayısı (β).....	63
Tablo 5.4. Hesaplarda Kullanılan β Moment Büyütme Katsayısı.	64
Tablo 5.5. Seçilen Kolon Donatıları	66
Tablo 5.6. Yük Parametreleri ve Yerdeğiştirmeler	68
Tablo 5.7. ATC 40'a Göre Belirlenen Performans Seviyesi	73
Tablo 5.8. FEMA 356'ya Göre Belirlenen Performans Seviyesi	75
Tablo 5.9. TDY-05'e Göre Belirlenen Performans Seviyesi.....	77
Tablo 5.10. Çeşitli R Katsayıları İçin TDY-98 Yerdeğiştirmelerine Göre Boyutlandırılan ve Donatılan Sistemler.....	78
Tablo 5.11. Çeşitli R Katsayıları İçin ATC 40 ve FEMA 356'ya Göre Deprem Performanslarının Belirlenmesi	79
Tablo 5.12. Çeşitli R Katsayıları İçin TDY-05'e Göre Deprem Performanslarının Belirlenmesi	80
Tablo 5.13. TDY-05'a Göre Boyutlandırılan Sistemin Performans Seviyesi....	83

ŞEKİL LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 3.1 : Çeşitli Teorilere Göre Elde Edilen Yük Parametresi-Yerdeğiştirme Bağlantıları.....	16
Şekil 3.2 : Beton Çeliğinde σ - ϵ Diyagramı.....	18
Şekil 3.3 : Beton Çeliğinin σ - ϵ Diyagramlarının İdealleştirilmesi.....	19
Şekil 3.4 : Betonarme Çubuğun Eğilmesinde Dış Basınç Lifindeki σ - ϵ Diyagramı.....	19
Şekil 3.5 : Düzlem Çubuk Elemanda İç Kuvvetler ve Şekildeğiştirmeler.....	20
Şekil 3.6 : Bünye Denklemlerinin Eğri Grupları Halinde Gösterilimi.....	22
Şekil 3.7 : Akma Eğrisi (Karşılıklı Etki Diyagramı).....	22
Şekil 3.8 : Basit Eğilme Halinde Eğilme Momenti – Eğrilik Diyagramı.....	23
Şekil 3.9 : Betonarme Kesitlerde $(M - \chi)$ Diyagramı.....	25
Şekil 3.10 : Betonarme Kesitlerde Karşılıklı Etki Diyagramı (Akma Eğrisi)...	26
Şekil 3.11 : Eğilme Momenti - Eğrilik Diyagramı.....	27
Şekil 3.12 : Doğrusal Olmayan Şekildeğiştirmeler.....	28
Şekil 3.13 : İdealleştirilmiş Bünye Bağlantısı.....	29
Şekil 3.14 : Plastik Mafsallık Boyu.....	31
Şekil 3.15 : Plastik Mafsallık Hipotezinin Geçerli Olduğu Bir Yapı Sisteminin Artan Yükler Altındaki Davranışı.....	33
Şekil 3.16 : Tümsel ve Bölgesel Mekanizma Durumları.....	33
Şekil 3.17 : Yerdeğiştirmelerin Hesabı.....	35
Şekil 3.18 : Birim Yüklemede Kısaltma Teoreminin Uygulanması.....	35
Şekil 3.19 : Plastik Mafsalların Dönmelerinin Bulunması.....	36
Şekil 4.1 : Kapasite Eğrisinde Performans Seviyeleri ve Aralıkları.....	40
Şekil 4.2 : Kapasite Spektrumu Yöntemi ile Performans Noktasının Belirlenmesi.....	45
Şekil 4.3 : Doğrusal Olmayan Teori ile Kapasite Eğrisinin Elde Edilmesi.....	46
Şekil 4.4 : Kapasite Eğrisinin Kapasite Spektrumuna Dönüştürülmesi.....	47
Şekil 4.5 : Elastik İstem Spektrumunun İvme-Yerdeğiştirme Formatına Dönüştürülmesi.....	47
Şekil 4.6 : Histeretik Sönüme Eşdeğer Viskoz Sönümün Belirlenmesi.....	48
Şekil 4.7 : İndirgenmiş İstem Spektrumunun Elde Edilmesi.....	49
Şekil 4.8 : İki Doğru Parçası ile İdealleştirilmiş Kapasite Eğrisi.....	50
Şekil 4.9 : Modal Yerdeğiştirme İsteminin Belirlenmesi.....	54
Şekil 4.10 : Donatı Çeliği Davranış Modeli.....	55
Şekil 5.1 : Kolon Enkesit Boyutlarını Tanımlayan Büyüklükler ve Donatı Yerleşimi.....	58
Şekil 5.2 : Seçilen Betonarme Prefabriğe Endüstri Yapısı.....	58
Şekil 5.3 : Tasarıma Esas Olan Yükler.....	60
Şekil 5.4 : M_{G+Q} ve M_E diyagramları.....	64

Şekil 5.5 : Moment Kombinasyonlarının β ile Arttırılmış Değerlerinin Diyagramları.....	65
Şekil 5.6 : Seçilen Kolon Donatılarının Yerleşim Düzeni	66
Şekil 5.7 : Plastik Mafsalların Oluşum Sırası ve Eğilme Momenti Diyagramları.....	67
Şekil 5.8 : FEMA 356 ve ATC 40’a göre Elde Edilen Kapasite Eğrisi.....	68
Şekil 5.9 : Kapasite Eğrisinin Kapasite Spektrumuna Dönüştürülmesi	69
Şekil 5.10 : S(T) - T Diyagramı.....	70
Şekil 5.11 : S_a - T Diyagramı.....	70
Şekil 5.12 : Elastik İstem Spektrumunun İvme-Yerdeğiştirme Formatına Dönüştürülmesi.....	71
Şekil 5.13 : Hedef Deplasmanın ATC 40’a Göre Belirlenmesi.....	72
Şekil 5.14 : TDY-05’e Göre Elde Edilen Kapasite Eğrisi	76
Şekil 5.15 : TDY-05’e Göre Modal Yerdeğiştirme İsteminin Belirlenmesi....	76
Şekil 5.16 : Seçilen Kolon Donatılarının Yerleşim Düzeni.....	82
Şekil 5.17 : TDY’05 Taslağına Göre Boyutlandırılan Sistemin Kapasite Eğrisi.....	82

SEMBOL LİSTESİ

$A(T_1)$	: Spektral ivme katsayısı
A_c	: Brüt enkesit alanı
A_o	: Etkin yer ivmesi katsayısı
A_s	: Donatı alanı
a_y	: Eşdeğer akma noktasının oordinatı
b	: Kolon enkesit boyutu
C_0	: Çok serbestlik dereceli sistemin tepe noktasının yatay yerdeğiştirmesi ile eşdeğer tek serbestlik dereceli sistemin spektral yerdeğiştirmesi arasındaki ilişkiyi oluşturan modal katılım katsayısı
C_1	: Doğrusal elastik yerdeğiştirmeyi, beklenen maksimum inelastik yerdeğiştirmeye dönüştüren düzeltme katsayısı
C_2	: Histeresiz enerji şeklinin etkisini hesaba katan düzeltme katsayısı
C_3	: İkinci mertebe etkileri nedeniyle artan yerdeğiştirmelerin etkisini göz önüne alan düzeltme katsayısı
C_m	: Burkulmada moment katsayısı
$C_{R,1}$	: Yerdeğiştirme oranı
d	: Enkesit faydalı yüksekliği
d'	: Paspayı
d_y	: Eşdeğer akma noktasının apsisi
E	: Deprem yükleri
E_c	: Beton elastisite modülü
E_s	: Donatı çeliğinin elastisite modülü
EI_o	: Brüt kesidin eğilme rijitliği
e	: Güvenlik katsayısı
F_1, F_2, F_3	: Malzeme karakteristiklerine ve enkesit özelliklerine bağlı olarak belirlenen doğrusal olmayan fonksiyonlar
f_{ck}, f_c'	: Karakteristik basınç dayanımı
f'_{ctk}	: Eğilmedeki betonun çekme dayanımı
f_{sm}	: Donatı çeliğinin kopma dayanımı
f_{sy}, f_{yk}	: Donatı çeliğinin akma dayanımı
G	: Kalıcı yükler
g	: Yerçekimi ivmesi
H	: Çerçeve yüksekliği
h	: Çalışan doğrultudaki kesit boyutu
h_i	: Binanın i'inci katının kat yüksekliği
I	: Bina önem katsayısı
I_g	: Brüt kesidin eylemsizlik momenti

K_1, K_2	: Akma (kırılma) koşulları
K_e	: Elastik rijitlik
K_s	: Elastoplastik rijitlik
k	: Rijitlik
L	: Kolon boyu
L_0	: Beton kesitin dış çekme lifinde çatlakların başladığı durum
L_1	: Betonun dış basınç lifinde veya çekme donatısında plastik şekildeğiştirmelerin başlamasına karşı gelen durum
L_2	: Kırılma
l_k	: Kolon burkulma boyu
l_p	: Plastik mafsallık boyu
M	: Eğilme momenti
M_k	: Karakteristik malzeme dayanımları kullanılarak elde edilen eğilme momenti kapasitesi
$M_{rj}^{(k)}$	: Düğüm noktaları üstten mafsallı tek katlı binalarda k'inci kolon aksındaki j'inci kolonun taban kesitindeki taşıma gücü momenti
$\Sigma M_{ri}^{(k)}$	: Taşıma gücü moment kapasiteleri toplamı
M_p	: Plastik moment değeri
N	: Normal kuvvet, Binanın kat sayısı
N_d	: Tasarım aksel kuvveti
N_{gd}	: Tasarım aksel kuvvetinin kalıcı yükten kaynaklanan bölümü
N_k	: Kolon burkulma yükü
n	: Hareketli yük katılım katsayısı
$P_{1, 2, 3}$	: Yük parametresi
PF_1	: Modal katılım çarpanı
P_G	: Göçme yükü
P_{g1}	: Çatı yükleri
P_{g2}	: Kolon öz ağırlıkları
P_i	: İşletme yükü
P_L	: Limit yük (birinci mertebe limit yük)
P_{q1}	: Kar yükleri
Q	: Hareketli yükler
R	: Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
$R_a(T)$	: Deprem yükü azaltma katsayısı
R_m	: Sünme katsayısı
$R_{y,1}$	: Birinci moda ait dayanım azaltma katsayısı
S_a	: Spektral ivme
$S_{ae,1}$	: Lineer elastik spektral ivme
S_d	: Spektral yerdeğiştirme
$S_{de,1}$	: Lineer elastik spektral yerdeğiştirme
$S_{di,1}$	: Nonlineer spektral yerdeğiştirme
SR_A	: Elastik istem spektrumunun yatay koluna uygulanacak indirgeme katsayısı
SR_V	: Elastik istem spektrumunun azalan bölümüne uygulanacak indirgeme katsayısı
$S(T_1)$	: Spektrum katsayısı
T	: Yapı sisteminin birinci doğal periyodu
T_A, T_B	: Karakteristik periyot
T_1	: Başlangıç periyodu
T_e	: Sistemin etkin doğal periyodu

T_i	: Hesap yapılan doğrultudaki elastik doğal periyodu
$S(T)$	: Spektrum katsayısı
T	: Bina doğal titreşim periyodu, Kesme kuvveti
T_A, T_B	: Spektrum karakteristik periyotları
V_d	: Tasarım kesme kuvveti
V_{gd}	: Tasarım kesme kuvvetinin kalıcı yükten kaynaklanan bölümü
V_t	: Toplam eşdeğer deprem yükü (taban kesme kuvveti)
t	: Kesite etkiyen düzgün sıcaklık değişimi
W	: Bina toplam ağırlığı
w_i	: Hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak bulunan kat ağırlığı
w_i/g	: (i) numaralı katın kütlesi
α_1	: Modal kütle katsayısı
α_t	: Sıcaklık genleşme katsayısı
β	: Kolonların bireysel moment büyütme katsayısı
β_0	: Eşdeğer viskoz sönüm cinsinden ifade edilen histeretik sönümü
β_{eff}	: Yüzde olarak ifade edilen etkili sönüm oranı
β_s	: Tüm kattaki kolonlar için moment büyütme katsayısı
χ	: Birim dönme(eğrilik)
χ_p	: Kesitin eğilme momenti taşıma gücüne karşı gelen birim dönme
Δ_i	: Göreli kat öteleme
Δt	: Kesite etkiyen farklı sıcaklık değişimi
δ	: Yerdeğiştirme
δ_{maks}	: Yapının tepe noktasının yatay yerdeğiştirmesi
$(\delta_i)_{max}$	: Göreli kat ötelemelerinin kat içindeki en büyük değeri
δ_t	: Hedef yerdeğiştirme
ε	: Birim boy değişmesi
ε_{cu}	: Birim kısalma
ε_e	: Beton akma şekildeğiştirmesi
ε_{su}	: Birim uzama
ϕ_y	: Çekme noktasının akmaya başlamasına karşılık gelen eğrilik
ϕ_u	: Güç tükenmesine karşı gelen toplam eğrilik
$\phi_{i,1}$	: Birinci moda ait (i) nolu kattaki genlik
$\phi_{tepe,1}$	: Birinci normal moda ait en üst kattaki genlik
Φ_p	: Plastik eğrilik istemi
Φ_t	: Toplam eğrilik istemi
Φ_y	: Eşdeğer akma eğriliği
γ	: Birim kayma
$\gamma_j^{(k)}$	: Deprem yükü büyütme katsayısı
φ_p	: Plastik mafsalsal dönmesi
$\text{maks}\varphi_p$	: Plastik mafsalsal dönme kapasitesi
κ	: Yapının taşıyıcı sisteminin davranışı ile depremin süresine bağlı olarak belirlenen bir katsayı
μ	: Kesitin eğilme sünekliği
ρ	: Donatı porsantajı
σ_e	: Beton akma gerilmesi
σ_k	: Beton kopma gerilmesi
$\omega_1^{(1)}$	: Birinci moda ait özdeğer

KOLONLARI ÜSTTEN MAFSALLI BETONARME PREFABRİKE YAPILARIN DEPREM PERFORMANSLARININ BELİRLENMESİ

ÖZET

Betonarme prefabrike sistemler, endüstri yapılarının tasarımında ve yapımında genellikle tercih edilen yapı sistemleridir. Ülkemizdeki endüstri bölgelerinin büyük bir bölümünün aktif bir deprem kuşağı üzerinde yer alması, bu bölgelerde yoğun olarak kullanılan betonarme prefabrike yapıların deprem performanslarının gerçekçi olarak belirlenmesinin önemini arttırmaktadır. Bu çalışmada, tek katlı, kolonları temelde ankastre, üstte mafsallı betonarme prefabrike sistemlerin doğrusal olmayan davranışları incelenmiş ve boyutlandırmada esas alınan R taşıyıcı sistem davranış katsayısının yapı sisteminin deprem performansına etkisi irdelenmiştir.

Altı bölümden oluşan yüksek lisans tezinin birinci bölümü, konunun açıklanmasına ve konu ile ilgili çalışmalara ayrılmış, çalışmanın amacı ve kapsamı hakkında bilgi verilmiştir.

İkinci bölümde, betonarme prefabrike yapılar tanımlanarak kullanılan taşıyıcı sistemlerine göre sınıflandırılmakta ve bu yapıların tasarımını etkileyen faktörler gözden geçirilmektedir. Özellikle, bu çalışmada ele alınan, kolonları temelde ankastre, üstte mafsallı, tek katlı çerçeve sistemler tanıtılmıştır. Bu sistemlerin 1998 Türk Deprem Yönetmeliği doğrultusunda deprem hesabı açıklanmış ve 2005 Türk Deprem Yönetmeliği taslağında önerilen bir yaklaşıma yer verilmiştir.

Üçüncü bölümde, betonarme yapı sistemlerinin doğrusal olmayan davranışı incelenmektedir. Bu bölümde, malzeme bakımından doğrusal olmayan betonarme sistemlerin iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntıları verilmiştir. Doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin belirli kesitlerde toplandığı varsayımına dayanan plastik mafsallı hipotezi ve bu hipotezi esas alan hesap yöntemi açıklanmıştır.

Dördüncü bölüm, yapı sistemlerinin performansa dayalı tasarımına ayrılmıştır. Performans hedefinin tanımı yapılarak performans seviyeleri ve aralıkları açıklanmıştır. Basitleştirilmiş doğrusal olmayan değerlendirme yöntemlerinden, ATC40 Kapasite Spektrumu Yöntemi ve FEMA356 Yerdeğiştirme Katsayısı Yöntemi ile bu yöntemin diğer bir alternatifi olan ve 2005 Türk Deprem Yönetmeliği taslağında yer alan bir yaklaşıma yer verilmiştir.

Beşinci bölümde, betonarme prefabrike endüstri yapılarını temsil etmek üzere seçilen, kolonları üstte mafsallı, tek katlı, üç açıklıklı bir çerçeve sistemin deprem performansı parametrik olarak incelenmiştir. Yapı sistemi 1998 Türk Deprem Yönetmeliğine uygun olarak boyutlandırılmış, çerçevenin plastik mafsallı hipotezine göre P- δ diyagramı çizilerek ATC 40, FEMA 356 ve 2005 Türk Deprem Yönetmeliği taslağında önerilen yöntemlere göre deprem performansları

belirlenmiştir. Çeşitli R taşıyıcı sistem davranış katsayıları için hesaplar tekrarlanmış ve sonuçlar tartışılmıştır.

Altıncı ve son bölüm, bu çalışmanın sonuçlarını kapsamaktadır. Tezin başlıca özellikleri, sayısal sonuçların değerlendirilmesi ve araştırma konusunun olası genişleme alanları bu bölümde yer almaktadır. Tek katlı, üç açıklı betonarme prefabrike endüstri yapısını temsil eden taşıyıcı sistem modeli üzerinde, R taşıyıcı sistem davranış katsayısının çeşitli değerleri için yapılan parametrik incelemelerde elde edilen sonuçlar şu şekilde sıralanabilir:

- 1- 1998 Türk Deprem Yönetmeliği esaslarına ve yerdeğiştirme kriterlerine göre boyutlandırılan sistemde, R katsayısının küçülen değerlerine bağlı olarak artan deprem etkilerini ve yerdeğiştirme koşullarını sağlayan kolon enkesit boyutlarının en çok %10 dolaylarında artması gerektiği görülmüştür.
- 2- Kapasite Spektrumu Yöntemine (ATC40) göre performans hedefi, $R = 5$ alınması durumunda göçme sınırını, $R = 4$ için can güvenliği için sınırını aşmakta, $R = 3$ ve 2 değerleri için hemen kullanım seviyesinde bulunmaktadır.
- 3- Yerdeğiştirme Katsayısı Yöntemine (FEMA356) göre sistemin deprem performansı, $R = 5$ değeri için sınırlı güvenlik, $R = 4$ ve 3 değerleri için hasar kontrol performans aralığında, $R = 2$ değeri için hemen kullanım performans seviyesindedir.
- 4- 2005 Türk Deprem Yönetmeliği taslağında açıklanan Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemine göre birim şekildeğiştirmelere bağlı olarak belirlenen deprem performansı, $R = 5, 4, 3$ değerleri için hasar kontrol performans aralığında bulunurken $R = 2$ değeri için hemen kullanım performans seviyesinde olduğu görülmektedir.
- 5- 2005 Türk Deprem Yönetmeliği taslağında bu tür sistemler için revize edilen yerdeğiştirme kriterine göre $R = 5$ değeri için boyutlandırılan sistemin birim şekildeğiştirmelere bağlı olarak belirlenen performans seviyesinin, hasar kontrol aralığında olduğu saptanmıştır.

SEISMIC PERFORMANCE INVESTIGATION OF REINFORCED CONCRETE PREFABRICATED STRUCTURES COLUMNS HINGED AT TOP

SUMMARY

Reinforced concrete prefabricated structural systems are generally preferred as industrial buildings. Since a large proportion of industrial regions in our country is located on an active earthquake zone, the evaluation of seismic performance of reinforced concrete prefabricated structures built in these regions gains an increasing importance. In this study, the nonlinear behavior of one-story, reinforced concrete prefabricated structural systems, with columns hinged at top and fixed at bottom, is examined in detail. Special emphasis is given to the effect of selection of response modification factor, R on building's seismic performance.

The first chapter of the Master of Science Thesis, which is composed of six chapters, is devoted the introduction of the subject, investigation of the related works and the objective and scope of the study.

In the second chapter, the reinforced concrete prefabricated structures are introduced and classified, and factors affecting the design of this type of structures are reviewed. Especially, one-story, reinforced-concrete prefabricated structural systems with columns hinged at top and fixed at bottom are examined. The seismic calculation of these structures according to the 1998 Turkish Seismic Code Regulations, as well as a new approach given by the 2005 Turkish Seismic Code draft are explained.

In the third chapter, the nonlinear behavior of reinforced concrete structures is investigated. The internal force-deformation relationships for materially nonlinear reinforced concrete sections are studied. The plastic hinge hypothesis which assumes concentrated nonlinear deformations and the analysis method based on this hypothesis is explained.

The fourth chapter is devoted to the performance based design and evaluation of structural systems. The performance objective, performance levels and ranges are defined. The simplified nonlinear evaluation methods, such as ATC40 Capacity Spectrum Method, FEMA 356 Displacement Coefficient Method and an alternative approach given in the 2005 Turkish Seismic Code draft are presented.

In the fifth chapter, a single-story, three-span framed structure with columns hinged at top, is selected to represent the typical reinforced concrete prefabricated industrial buildings, is investigated parametrically from the view of seismic performance. First, the structural system is designed according to the 1998 Turkish Earthquake Regulations. Then, after constructing the P - δ diagram in accordance with the plastic hinge hypothesis, the seismic performance is determined using the procedures given in ATC 40, FEMA 356 and TDY-05. The calculations are repeated for various values of response modification factor, R , and numerical results are compared.

The last chapter covers the results of this study. The fundamental characteristics of the thesis, the evaluation of the numerical results and possible extensions of the study are presented in this chapter.

The numerical results, reached through the parametric studies conducted on the structural system model, which represents typical reinforced concrete prefabricated industrial buildings, are summarized below:

1. The column dimensions which satisfy the displacement criteria given by the 1998 Turkish Seismic Code Regulations as well as the increasing seismic effects due to the decreasing values of factor R , are increased by 10% at most.
2. According to the Capacity Spectrum Method (ATC40), the seismic damage level exceeds the structural stability level for R factor of 5, exceeds the life safety level for R factor of 4 and satisfies the immediate occupancy level for R factors of 3 and 2.
3. According to the Displacement Coefficient Method (FEMA 356), the seismic damage level exceeds the limited safety performance range when R factor is selected as 5, is in the damage control performance range when R factors are 4 and 3, and in the immediate occupancy level when R factor is 2.
4. The seismic performance of structures, determined in terms of unit strains according to the Incremental Equivalent Seismic Load Procedure which is given in the 2005 Turkish Seismic Code Regulations, are in the damage control performance range for R factors of 5, 4 and 3, and in the immediate occupancy level for R factor of 2.
5. The seismic performance, determined in terms of the unit strains as proposed by the 2005 Turkish Seismic Code Regulations, is in the damage control level for structural systems dimensioned in accordance to the above mentioned code.

1. GİRİŞ

1.1. Konu

Betonarme prefabrike elemanların kullanımı, kısa sürede üretilmeleri, çevre koşullarından fazla etkilenmemeleri ve ekonomik olmaları nedeniyle giderek yaygınlaşmaktadır. Betonun uzun ömürlü, yangına ve korozyona dayanıklı olması, genellikle fabrika ortamında hazırlanan taşıyıcı elemanların yüksek kalitede üretilbilmeleri, betonarme prefabrike yapı sistemlerinin tercih edilmelerinde önemli bir etken olmaktadır.

Ülkemizde endüstrinin gelişmiş olduğu alanların büyük bir bölümünün depremselliği yüksek olan bölgelerde yer alması, diğer endüstri yapıları gibi, betonarme prefabrike endüstri yapılarının da deprem performanslarının ayrıntılı olarak irdelenmesini gerekli kılmaktadır. Diğer taraftan, özellikle son yıllarda, yerdeğiştirmeler ve şekildeğiştirmeler cinsinden tanımlanan performans kriterlerine dayanan değerlendirme yöntemlerinde ve yapı sistemlerinin lineer olmayan teoriye göre hesabı alanında meydana gelen gelişmeler, mevcut yapı sistemlerinin deprem performanslarının gerçekçi bir şekilde belirlenmesine olanak sağlamaktadır.

1.2. Konu ile İlgili Çalışmalar

Yapı sistemlerinin gerek malzeme gerekse geometri değişimleri bakımından doğrusal olmayan kurama göre hesabını amaçlayan yöntemler üzerindeki çalışmalar uzun bir geçmişe dayanmaktadır, [1-3]. Buna paralel olarak, doğrusal olmayan kurama dayanan pratik ve etkin bilgisayar programları da gittikçe gelişmekte ve yaygın olarak kullanılmaktadır, [4-6].

Diğer taraftan, yerdeğiştirmeye bağlı performans kriterlerini esas alan yapısal değerlendirme ve tasarım kavramı, özellikle son yıllarda Amerika Birleşik Devletlerinin deprem bölgelerindeki mevcut yapıların deprem güvenliklerinin daha gerçekçi olarak belirlenmesi ve yeterli güvenlikte olmayan yapıların güçlendirilmeleri çalışmaları sırasında ortaya konulmuş ve geliştirilmiştir. Bu kapsamda, Applied Technology Council (ATC) tarafından Seismic Evaluation and

Retrofit of Concrete Buildings – ATC40 projesi [7] ve Federal Emergency Management Agency (FEMA) tarafından *Prestandart and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings* – FEMA 273 ve FEMA 356 [8, 9] yayınları gerçekleştirilmiştir. Ayrıca, ATC55 projesi kapsamında *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures* konulu FEMA 440 [10] taslak raporu hazırlanmıştır. Bu projeler ve yayınlar ile deprem bölgelerinde yer alan mevcut yapıların deprem performanslarının belirlenmesi ve yeni inşa edilecek binaların performansa dayalı tasarımı mümkün olmaktadır.

Ülkemizde, özellikle 1999 Adapazarı-Kocaeli ve Düzce depremlerinin ardından, deprem yönetmeliğine mevcut binaların deprem güvenliklerinin belirlenmesi ve güçlendirilmesi ile ilgili bir bölüm eklenmesi ve buna paralel olarak yönetmeliğin diğer bölümlerinin de güncelleştirilmesi çalışmaları başlatılmıştır. Bu çalışmalar çerçevesinde, yerdeğiştirme ve şekildeğiştirmeye bağlı performans değerlendirilmesi kavramı deprem yönetmeliği kapsamına alınmaktadır [11].

Betonarme prefabrike binaların depreme dayanıklı olarak tasarımı ile ilgili olarak çeşitli araştırmalar yürütülmekte ve bu araştırmaların sonuçlarını içeren yayınlar oluşturulmaktadır, [12-14]. Bu çalışmaların birinde [12], kolonları temelde ankastre, üstte mafsallı olan prefabrike betonarme taşıyıcı sistemlerin depreme dayanıklı olarak tasarımı açısından, 1998 Türk Deprem Yönetmeliği [15], Avrupa Birliği Deprem Standardı [16] ve Amerika Birleşik Devletlerinde yaygın olarak kullanılmakta olan deprem yönetmeliği [17] karşılaştırılmaktadır. Bu karşılaştırmada, depreme dayanıklı yapı kriterleri gözden geçirilerek özellikle tasarım deprem yükleri, göreceli kat ötelenmesi limitleri ve bağlantılarına gelen deprem yükleri incelenmektedir.

1.3. Çalışmanın Amacı ve Kapsamı

Yapı sistemlerinin doğrusal olmayan teoriye göre analizi ve mevcut yapıların yerdeğiştirme ve şekildeğiştirme kriterlerine bağlı olarak deprem performanslarının belirlenmesi alanlarında meydana gelen gelişmelerin sağladığı olanaklardan yararlanarak, çeşitli yapı sistemlerinin tasarım kriterlerinin irdelenmesi mümkün olmaktadır. Bu çalışmanın amacı, kolonları temelde ankastre, üstte mafsallı olan betonarme prefabrike yapı sistemlerinin depreme dayanıklı tasarım kriterlerinin, yerdeğiştirme ve şekildeğiştirmeye bağlı performans değerlendirme yöntemleri ile

irdelenmesi ve varılan sonuçlar ışığında, güvenli ve ekonomik tasarım önerilerinin belirlenmesidir. Bu amaca yönelik olarak, söz konusu yapı sistemleri, R taşıyıcı sistem davranış katsayısının çeşitli değerleri ve farklı yerdeğiştirme kriterleri altında boyutlandırılmış ve boyutlandırılan sistemlerin deprem performansları çeşitli yöntemlerle değerlendirilmiştir.

Çalışmada izlenen yol şu adımlardan oluşmaktadır:

- 1) Betonarme prefabrike sistemlerin tanıtılması, özellikle kolonları temelde ankastre, üstte mafsallı olan prefabrike betonarme yapı sistemlerinin deprem etkileri altındaki davranışlarının incelenmesi ve depreme dayanıklı olarak tasarımları hakkında bilgi verilmesi.
- 2) Malzeme bakımından doğrusal olmayan sistemlerin hesap yöntemlerinin incelenmesi.
- 3) Yapı sistemlerinin performansa dayalı tasarımı ve değerlendirilmesine yönelik yöntemlerin açıklanması.
- 4) Betonarme prefabrike tek katlı, çok açıklıklı, kolonları üstten mafsallı endüstri yapılarını temsil eden bir taşıyıcı sistem modeli üzerinde gerçekleştirilen parametrik sayısal uygulamalar.
- 5) Elde edilen sayısal sonuçların değerlendirilmesi.

2. BETONARME PREFABRİKE YAPILAR

2.1. Giriş

Fabrikada belirli kalıplar kullanılarak ön üretim ile hazırlanmış olan betonarme taşıyıcı elemanların, genellikle şantiyede veya bazı özel durumlarda fabrikada montajı ile oluşturulan yapılara betonarme prefabrike yapılar denilmektedir.

2.1.1. Prefabrike Yapıların Sınıflandırılması

Betonarme prefabrike yapılar, taşıyıcı sistemlerine göre aşağıdaki gibi sınıflandırılabilirler [14]:

- a. Çerçeve Sistemler
- b. Panolu Sistemler
- c. Hücre Sistemler
- d. Karma Sistemler

a. Çerçeve Sistemler

Çerçeve sistemler, kolon-kiriş ve kolon-döşeme sistemleri olmak üzere iki farklı şekilde imal edilirler.

a.1. Kolon-Kiriş Sistemleri

Prefabrike çok katlı kolon-kiriş çerçeve sistemleri, özellikle konut türü yapılarda uygulama alanı bulmaktadır. Bu sistemlerde düşey taşıyıcı olarak kolonlar, yatay taşıyıcı olarak dolu gövdeli kiriş, kafes kiriş ve benzeri yapı elemanları kullanılır. Çerçeve sistemlerin kolon-kiriş birleşimleri rijit ve mafsallı olmak üzere iki türlü yapılabilmektedir. Rijit birleşim bölgelerinin uygun yerlerde, örneğin kolonlarda katların orta noktalarında, kirişlerde ise deprem momentinin daha fazla olduğu mesnet bölgelerinin dışında, örneğin açıklıkların dörtte bir noktaları dolayında yapılması tercih edilebilmektedir.

Rijit Bağlantılar: Hareketli yüklerin ve deprem kuvvetlerinin etkin olduğu sistemlerde, çerçeveleri oluşturan kolon ve kirişlerin birbirlerine rijit olarak bağlanmaları uygun olmaktadır. Birleşim noktalarının bu kesitlerdeki normal kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momentini aktarmaları kuru birleşim, ıslak birleşim veya ardgerme ile sağlanmaktadır. Mafsallı bağlantılar ile karşılaştırıldığında, rijit bağlantıların montaj hızı daha düşük, buna karşılık yapı elemanlarındaki donatı gereksinimi daha azdır. Büyük açıklıklı, yüksek binalarda kolon yüksekliği boyunca rijit bağlantılar yapmak ve açıklık boyunca kirişlere öngerme uygulamak avantajlıdır. Bu sistemlerde maksimum açıklık 30m. olabilmekte, yükseklik ise montajda kullanılacak krenin taşıma kapasitesine bağlı olarak değişmektedir, [14].

Mafsallı Bağlantılar: Düşey yüklerin deprem kuvvetlerinden daha etkin olduğu ve deprem etkilerinin diğer yatay yük taşıyıcı elemanlar tarafından karşılandığı durumlarda veya tek katlı endüstri yapılarında bu tür birleşimlerin kullanılması uygundur. Bu birleşimler genellikle maksimum açıklığın 30m., yüksekliğin 10m., kren taşıma kapasitesinin 15t olduğu yapılarda uygulanmaktadır. Açıklıklar büyüdükçe kirişin tek parça halinde üretilmesi, taşıma problemi yaratmaktadır. Sistem iki veya üç mafsallı çerçevelerden oluşturulabilir. Dik çatı eğimi öngörülen binalarda, yüksek yapılarda veya zemin cinsinin gerektirdiği durumlarda iç kuvvetlerin uygun bir şekilde dağılımını sağlamak için üç mafsallı çerçevelerin kullanılması yararlı olmaktadır. Yüksek binalarda ve 12m.yi geçmeyen açıklıklarda, bağlantıların sayısı azaltılarak montaj süresi kısaltılabilir. Kısa rijit kolon ve dik eğimli çatı durumunda moment sıfır noktası dolaylarında mafsallı bağlantı ile oluşturulan ve Lambda Sistemi adı verilen sistem ile, çerçevelerde süreklilik sağlayarak malzeme kullanımı açısından ekonomi, kolon ve kirişin mafsallı bağlantısı ile montajda kolaylık sağlanmaktadır. Bu çalışmaya konu olan betonarme prefabrike endüstri yapı sistemleri, temelde ankastre olan kolonlar üzerine mafsallı bağlantı ile mesnetlenen kirişlerden oluşan, kolon- kiriş çerçeve sistemleridir.

a.2. Kolon-Döşeme Sistemleri

Bu tür sistemlerde döşemeler doğrudan doğruya kolonlar üzerine mesnetlenmektedir. Deprem kuvvetlerinin karşılanmasında tek başına yetersiz kalan bu sistemler, yerinde dökme betonarme veya prefabrik perdelerle güçlendirilerek ve döşemelerde diyafram etkisi sağlanarak yanal yüklere karşı rijitleştirilirler. Kolon-döşeme sistemlerinin inşaatında özel yapım teknikleri kullanılmaktadır.

b. Panolu Sistemler

Prefabrike taşıyıcı duvarlı – panolu sistemler genel olarak çok katlı konut türü yapılarda tercih edilmektedir. Taşıyıcı sistemin oluşturulmasıyla birlikte cephelerin ve iç bölmelerin büyük bölümünün de tamamlanması ve döşeme panoları ile taşıyıcı duvar elemanlarının benzer nitelikte olması nedeniyle hızlı ve ekonomik bir seçenektir. Yatay döşeme elemanları, tek veya çift doğrultuda çalışan pano elemanlarından oluşmakta, birbirleri ile uygun bir şekilde bağlandıklarında, diyafram gibi davranmakta ve düşey yüklerin aktarılmasını da sağlamaktadır. Bu sistemler panoların yerleşim düzenine göre üç farklı tipte uygulanmaktadırlar:

b.1. Enine Duvarlı Sistemler

Bu sistemler, yapının kısa doğrultusundaki boşluklu veya boşluksuz panolardan oluşmaktadır. Bu panolar tek doğrultuda yük taşıyan döşeme panellerine mesnet oluşturmakta, düşey yüklerin ve kısa doğrultudaki deprem kuvvetlerinin de karşılanmasını sağlamaktadır. Yapının uzun doğrultusuna paralel olarak düzenlenen panolarla elde edilen taşıyıcı duvarlar sadece yatay yükleri alabilmektedir.

b.2. Boyuna Duvarlı Sistemler

Yapının uzun doğrultusuna paralel olarak düzenlenen panolar, döşeme panellerinden aktarılan düşey yükleri ve deprem kuvvetlerini taşımaktadır. Buna dik doğrultudaki duvarlar ise sadece yatay yüklerin etkisi altındadır.

b.3. İki Doğrultuda Duvarlı Sistemler

Bu sistemlerde, duvarlar yapının uzun doğrultusuna paralel ve ona dik doğrultuda düzenlenerek, her iki doğrultuda yük taşıyan döşeme elemanlarından aktarılan düşey yükleri ve kendi doğrultularındaki deprem kuvvetlerini taşımaktadırlar.

Panolu sistemlerde, birleşim doğrultusuna bağlı olarak, iki şekilde bağlantı yapılabilir:

Yatay birleşim: Komşu duvar ve döşeme elemanlarının yatay olarak birleştirildiği, öncelikle üst panodan ve döşemeden gelen normal kuvvetlerin ve deprem kuvvetlerinden oluşan eğilme momenti ve kesme kuvvetlerinin her iki doğrultudaki etkileri altında olan yatay bağlantı çizgileridir.

Düşey birleşim: Deprem kuvvetlerinin panolar arasındaki iletişiminden kaynaklanan düşey kesme kuvveti etkisi altındaki komşu duvar panolarının kesiştiği düşey bağlantı çizgileridir.

Bu birleşimler ıslak ve kuru olmak üzere iki şekilde yapılmaktadır:

Islak birleşimlerde prefabrike panolar yerinde dökme beton ile birbirine bağlanmaktadır. Yapısal süreklilik gerekiyorsa birleşim bölgeleri donatılarak, elemanların donatıları kaynatılarak, vidalanarak veya uygun şekilde düzenlenerek betonlanmaktadır. Kuru birleşimlerde panolar arasındaki kuvvet aktarımı, çelik bağlantıların yapıldığı noktalarda sağlanmakta, dolayısıyla bu noktalarda gerilme yığılması oluşabilmektedir. Islak birleşimler monolitik yapıya yakın davranış gösterirken, kuru birleşimlerin montajı hızlı ve daha kolay olmaktadır, [14].

c. Hücre Sistemler

Döşeme ve duvar betonları fabrikada, birlikte veya ayrı ayrı dökülüp birleştirilen kaba hücreye ısıtma, sıhhi ve elektrik tesisatı armatürleri ile doğrama, cam, döşeme ve duvar kaplamaları monte edilmektedir. Şantiyede hazırlanmış olan temel altyapısı üzerine yerleştirilerek ve birbirlerine bağlantıları yapılarak kullanıma hazır hale getirilmektedir. Bu sistemler, yeterli şantiye olanaklarının bulunmadığı veya yapım koşullarına uygun olmayan iklimlerdeki yapılar için tercih edilebilmektedir. Hücre sistemler taşıyıcı olarak panolu sistemlere benzemektedir. Panolar fabrikada birleştirilerek taşıma veya kaldırmaya uygun ölçülerde hücreler oluşturulmak suretiyle şantiyeye nakledilmektedir. Küçük hücreler için 7t ile 10t, büyük hücreler için 20t ile 50t arasındaki ağırlıklarda taşıma ve kaldırma araçları için getirilen sınırlamalar, hücre sistemi yapıların normal şartlarda 50km.den uzun bir yarıçap içinde taşınmasını engellemektedir.

d. Karma Sistemler

Yukarıda açıklanan sistemlerin çeşitli kombinasyonlarının birarada kullanılmasıyla karma sistemler elde edilmektedir. Dış duvarları taşıyıcı panellerden, iç taşıyıcı sistemi kolon, kiriş ve döşemelerden, mutfak, banyo gibi tesisat içeren ıslak mekanları veya merdiven boşluğu, asansör yuvası v.b. gibi çekirdek oluşturacak mekanları hücrelerden oluşan karma sistemler yapılabilmektedir. Bu tür yapılarda çok farklı ağırlıklardaki elemanların taşınıp kaldırılması gerektiğinden, farklı kapasitelerde birden fazla vinç, kalifiye şantiye kadrosu ve üst düzeyde eşgüdüm

sağlayacak bir planlama gereklidir. Karma sistemler ile yapılan yapılarda, ana taşıyıcı karkas sistemle oluşturulmuş, özellikle kolonları parçalı olan bir yapıya yanıl stabilite ve rijitlik kazandırılacağı gibi, aynı tipte çok sayıda binanın hızla ve uygun maliyetle bitirilmesini öngören bir yaklaşım da gerçekleştirilebilmektedir.

2.1.2. Betonarme Prefabrike Yapıların Tasarımında Dikkate Alınan Hususlar

Özellikle endüstri binası olarak kullanılması amaçlanan betonarme prefabrike yapıların tasarımında göz önünde tutulması gereken veriler ve diğer hususlar aşağıdaki gibi sıralanabilir, [13]:

1. Bina açıklığı ve çatı kirişi açıklığı
2. Çatı eğimi
3. Endüstriyel gereksinimler (kren sayısı ve kapasitesi)
4. Yapısal olabilirlik
5. Zemin durumu
6. Deprem bölgesi
7. Prefabrik bileşenlerin üretimi, taşınması ve montajı
8. Gün ışığından faydalanma (fenerli, fenersiz çatı sistemi)

2.2. Kolonları Temelde Ankastre, Üstte Mafsallı Tek Katlı Çerçeve Sistemler

Bu çalışmada ele alınacak olan prefabrike yapı sistemleri, kolonları temelde ankastre, üstte mafsallı olan, genellikle endüstri binası olarak kullanılmak üzere inşa edilen sistemlerdir. Aşağıdaki bölümlerde, deprem bölgelerinde inşa edilecek olan bu tür yapıların, günümüzde yürürlükte olan Türk Deprem Yönetmeliğine (1998) göre tasarımı özetlenecek ve hazırlanmakta olan yeni deprem yönetmeliğinde yer alması beklenen bir tasarım yaklaşımının esasları verilecektir, [11, 15] .

2.2.1. 1998 Türk Deprem Yönetmeliğine Göre Tasarım

Kolonları temelde ankastre, üstte mafsallı tek katlı, çok açıklıklı çerçeve sistemlerin 1998 Türk Deprem Yönetmeliğine deprem hesapları için *Eşdeğer Deprem Yüklü Yöntemi* uygulanabilmektedir, [15]. Bu yöntemde, toplam eşdeğer deprem yükü, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak bulunan toplam bina ağırlığına, bina

önem katsayısına, etkin yer ivmesi katsayısına, bina doğal periyodu ve spektrum karakteristik periyotları ile hesaplanan spektral ivme katsayısına ve taşıyıcı sistem davranış katsayısı ile bina doğal periyoduna bağlı olarak hesaplanan deprem yükü azaltma katsayısına bağlıdır.

$$V_t = W \cdot A(T_1) / R_a(T_1) \geq 0.10 A_0 I W \quad (2.1)$$

$$W = \sum_{i=1}^N w_i \quad : \text{ bina toplam ağırlığı} \quad (2.2)$$

$$w_i = g_i + n \cdot q_i \quad : \text{ hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak bulunan kat ağırlığı} \quad (2.3)$$

Bu denklemdeki n, hareketli yük katılım katsayısı binanın kullanım amacına göre değişmektedir. Depo, antrepo vb. gibi yapılarda n=0.80, okul, öğrenci yurdu, spor tesisi, sinema, tiyatro, konser salonu, garaj, lokanta mağaza vb. gibi yapılarda n=0.60 ve konut, işyeri, otel, hastane vb. gibi yapılarda n=0.30 olarak hesaplara katılır. Kar yükü katılım katsayısı ise n=0.30 değerini almaktadır:

$$A(T_1) = A_0 \cdot I \cdot S(T_1) \quad : \text{ spektral ivme katsayısı} \quad (2.4)$$

A_0 : Etkin yer ivmesi katsayısı deprem bölgesine bağlı olup, sırasıyla 1, 2, 3, 4. deprem bölgeleri için 0.40; 0.30; 0.20; 0.10 değerlerini alır.

I : Bina önem katsayısıdır. Bu katsayı binanın kullanım amacına ve türüne bağlıdır. Deprem sonrasında hemen kullanımı gereken binalarda ve tehlikeli madde içeren binalarda 1.5, insanların uzun süreli ve yoğun olarak bulunduğu ve değerli eşyanın saklandığı binalarda 1.4, insanların kısa süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalarda 1.2, diğer binalarda 1.0 değerini almaktadır.

Spektrum katsayısı $S(T)$, yerel zemin koşullarına uygun olarak belirlenen spektrum karakteristik periyotlarına (T_A , T_B) ve bina doğal periyodu T' ye bağlı olarak Denklem 2.5' ten hesaplanabilir.

$$S(T_1) = 1 + 1.5T / T_A \quad 0 \leq T \leq T_A \quad (2.5a)$$

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

$$S(T_1) = 2.5(T_B / T)^{0.8} \quad T > T_B \quad (2.5c)$$

Spektrum karakteristik periyotları, T_A ve T_B nin yerel zemin sınıflarına göre aldıkları değerler Tablo 2.1’de gösterilmiştir.

Tablo 2.1 Spektrum Karakteristik Periyotları

Yerel Zemin Sınıfı	T_A (sanive)	T_B (sanive)
Z1	0.10	0.30
Z2	0.15	0.40
Z3	0.15	0.60
Z4	0.20	0.90

Deprem yükü azaltma katsayısı $R_a(T)$, çeşitli taşıyıcı sistemler için tanımlanan taşıyıcı sistem davranış katsayısı, R' ye ve doğal titreşim periyodu T' ye bağlı olarak Denklem 2.6 ile belirlenecektir.

$$R_a(T) = 1.5 + (R - 1.5)T / T_A \quad 0 \leq T \leq T_A \quad (2.6a)$$

$$R_a(T) = R \quad T > T_A \quad (2.6b)$$

Taşıyıcı sistem davranış katsayısı, R , taşıyıcı sistemin türüne ve süneklik düzeyine bağlı olarak belirlenir. Yapı sistemleri süneklik düzeyleri yüksek ve normal taşıyıcı sistemler olarak sınıflandırılırlar. Bina taşıyıcı sisteminin yerinde dökme betonarme, prefabrike betonarme ve çelik olması hallerine karşı gelen R katsayıları TDY’98 de ayrıntılı olarak tablolaştırılmıştır. Bu çalışmanın konusunu oluşturan prefabrike betonarme sistemler için esas alınacak R katsayısı Tablo 2.2’ nin ikinci satırında verilmiştir.

1998 Türk Deprem Yönetmeliğinde yerdeğiştirmeler; herhangi bir kolon veya perde için, ardışık iki kat arasındaki yerdeğiştirme farkını ifade eden *görelî kat ötelemesinin*, Δ_i , (Denk 2.7), her bir deprem doğrultusundaki en büyük değeri için Denk (2.8) deki koşullardan elverişsiz olanını sağlayacak şekilde sınırlandırılmıştır.

$$\Delta_i = d_i - d_{i-1} \quad (2.7)$$

$$(\Delta_i)_{\max} / h_i \leq 0.0035 \quad (2.8a)$$

$$(\Delta_i)_{\max} / h_i \leq 0.02 / R \quad (2.8b)$$

h_i : binanın i ’inci katının kat yüksekliği

Tablo 2.2 Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı (R)

Bina Taşıyıcı Sistemi	Süneklik Düzeyi Normal Sistemler	Süneklik Düzeyi Yüksek Sistemler
Deprem yüklerinin tamamının, bağlantıları tersinir momentleri aktarabilen çerçevelerle taşındığı binalar	3	6
Deprem yüklerinin tamamının, kolonları temelde ankastre, üstte mafsallı tek katlı çerçevelerle taşındığı binalar	-	5
Deprem yüklerinin tamamının prefabrike boşluksuz perdelerle taşındığı binalar	-	4
Deprem yüklerinin, bağlantıları tersinir momentleri aktarabilen prefabrike çerçeveler ile yerinde dökme boşluksuz ve/veya bağ kirişli (boşluklu) perdeler tarafından birlikte taşındığı binalar	3	5

2.2.2. 2005 Türk Deprem Yönetmeliği Taslağına Göre Tasarım

Prefabrike betonarme, kolonları üstte mafsallı tek katlı binaların depreme dayanıklı olarak boyutlandırılmasına yönelik esaslar, tamamlanma aşamasına gelmiş olan 2005 Türk Deprem Yönetmeliği (TDY-05) taslağında yeniden ele alınmıştır, [11]. Buna göre deprem yükü, göz önüne alınan deprem doğrultusunda kolonların üstte mafsallı kirişler veya makaslar aracılığı ile birbirlerine yatay yük aktarabildiği (k)'nci kolon aksındaki j'inci kolon için, TDY-98'de de geçerli olan Tablo 2.2' deki R katsayısı kullanılarak hesaplanırken, Denk.(2.9) ile tanımlanan $\gamma_j^{(k)}$ büyütme katsayısı ile çarpılarak arttırılacaktır, (Denk.(2.10)).

$$\gamma_j^{(k)} = 1 + \frac{M_{ij}^{(k)}}{\sum_{i=1}^{N_k} M_{ri}^{(k)}} \leq 1.5 \quad (2.9)$$

$M_{rj}^{(k)}$: Dügüm noktaları üstten mafsallı tek katlı binalarda k'inci kolon aksındaki j'inci kolonun taban kesitindeki taşıma gücü momenti

$\Sigma M_{ri}^{(k)}$: taşıma gücü moment kapasiteleri toplamı

N : Yapının k aksındaki kolon sayısı

$$V_j^{(k)} = \gamma_j^{(k)} \times V_j^{(k)} \quad (2.10)$$

$V_j^{(k)}$: Eşdeğer deprem yükü yönteminde göz önüne alınan deprem doğrultusunda binanın k kolon aksındaki j kolonuna gelen eşdeğer deprem yükü (taban kesme kuvveti)

Ayrıca, taslak çalışmalarında yerdeğiştirme kriterleri aşağıda açıklanan şekilde revize edilmiştir. Denk (2.7)'de tanımlanan görelî kat ötelemelerinin sınırlandırılmasında esas alınacak δ_i büyüklüğü Denk.(2.11) ile elde dilmektedir.

$$\delta_i = R \Delta_i \quad (2.11)$$

Her bir deprem doğrultusu için, binanın herhangi bir i'inci katındaki kolon veya perdelerde, δ_i görelî kat ötelemelerinin kat içindeki en büyük $(\delta_i)_{\max}$ değerinin, Denk.(2.12)'de verilen koşulu

$$\frac{(\delta_i)_{\max}}{h_i} = 0.02 \quad (2.12)$$

sağlaması gerekmektedir.

3. BETONARME YAPI SİSTEMLERİNİN DOĞRUSAL OLMAYAN DAVRANIŞININ İNCELENMESİ

3.1 Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmayan Davranışı

Bazı özel durumların dışında, yapı sistemleri işletme yükleri altında genellikle doğrusal davranış gösterirler. İşletme yükleri altında doğrusal olmayan yapı sistemleri arasında narin yapılar ve elastik zemine oturan sistemler ile bölgesel zayıflıklar ve stabilite yetersizlikleri içeren yapılar sayılabilir.

Doğrusal sistem davranışını esas alan analiz yöntemlerinde, malzemenin gerilme-şekildeğiştirme bağıntıları (bünye denklemleri) doğrusal-elastik olarak alınmakta ve yerdeğiştirmelerin çok küçük olduğu varsayılmaktadır.

Buna karşılık, dış etkiler işletme yüklerini aşarak yapı sisteminin taşıma gücüne yaklaştıkça, gerilmeler doğrusal-elastik sınırı aşmakta ve yerdeğiştirmeler çok küçük varsayılamayacak değerler almaktadır.

Günümüzde yapı mühendisliğinde genellikle uygulanmakta olan ve doğrusal teoriye dayanan tasarım yaklaşımlarında (çelik yapıların güvenlik gerilmeleri esasına göre tasarımı ve betonarme yapıların taşıma gücü yöntemine göre tasarımı), yapı sisteminin doğrusal olmayan davranışı çeşitli şekillerde göz önüne alınmaya çalışılmaktadır. Örneğin, ikinci mertebe etkilerini hesaba katılması ve burkulmaya karşı yeterli bir güvenlik sağlanması amacıyla moment büyütme yönteminden ve burkulma katsayılarından yararlanılmakta, yapı sisteminin doğrusal olmayan şekildeğiştirmesi nedeniyle iç kuvvet dağılımının değişmesi yeniden dağılım ilkesi yardımı ile göz önüne alınmaya çalışılmaktadır. Diğer taraftan, deprem etkilerine göre hesapta, malzemenin doğrusal-elastik sınır ötesindeki davranışını ve deprem enerjisinin söndürülmesini hesaba katmak üzere, taşıyıcı sistem davranış katsayısı tanımlanmakta ve elastik deprem yükleri bu katsayıya bağlı bir deprem yükü azaltma katsayısı ile bölünerek küçültülmektedir.

Yapı malzemelerinin doğrusal-elastik sınır ötesindeki taşıma kapasitesini göz önüne almak, çok küçük olmayan yerdeğiştirmelerin denge denklemlerine ve gerekli olduğu

hallerde geometrik uygunluk koşullarına etkilerini hesaba katmak suretiyle, yapı sistemlerinin dış etkiler altındaki davranışlarının daha yakından izlenebilmesi ve bunun sonucunda daha gerçekçi ve ekonomik çözümler elde edilmesi mümkün olabilmektedir.

Doğrusal olmayan sistem davranışını esas alan hesap yöntemlerinin geliştirilmesinde ve uygulanmasında genel olarak iki problem ile karşılaşmaktadır. Bunlardan birincisi, yapı sisteminin doğrusal olmamasına neden olan etkenlerin belirlenerek, sistem davranışının gerçeğe yakın bir biçimde temsil eden bir hesap modelinin oluşturulması, diğeri ise bu hesap modelinin analizi sonucunda elde edilen doğrusal olmayan denklem sisteminin etkin bir şekilde çözülmesidir.

3.1.1. Çözümün Sağlaması Gereken Koşullar

Bir yapı sisteminin dış etkiler altında analizi ile elde edilen iç kuvvetler, şekildeğiştirmeler ve yerdeğiştirmelerin çözüm olabilmeleri için aşağıdaki üç koşulu bir arada sağlamaları gerekmektedir.

- 1- Bünye denklemleri: Malzemenin cinsine ve özelliklerine bağlı olan gerilme-şekildeğiştirme bağlantılarına bünye denklemleri denilmektedir.
- 2- Denge koşulları: Sistemi oluşturan elemanların ve bu elemanların birleştiği düğüm noktalarının denge denklemlerinden oluşmaktadır.
- 3- Geometrik uygunluk koşulları: Elemanların ve düğüm noktalarının geometrik süreklilik denklemleri ile mesnetlerdeki geometrik sınır koşullardır.

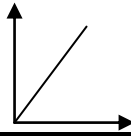
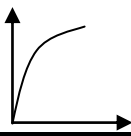
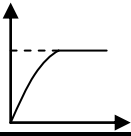
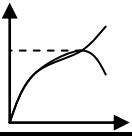
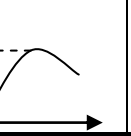
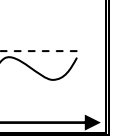
3.1.2. Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmama Nedenleri

Bir yapı sisteminin dış yükler altındaki davranışının doğrusal olmaması genel olarak iki temel nedenden kaynaklanmaktadır, [18].

- 1- Malzemenin doğrusal-elastik olmaması nedeniyle gerilme-şekildeğiştirme bağıntılarının (bünye denklemlerinin) doğrusal olmaması.
- 2- Geometri değişimlerinin yeter derecede küçük olmaması nedeniyle denge denklemlerinin (ve bazı hallerde geometrik süreklilik denklemlerinin) doğrusal olmaması.

Yapı sistemlerinin doğrusal olmamasına neden olan etkenler ve bu etkenleri göz önüne alan teoriler Tablo 3.1' de topluca özetlenmiştir.

Tablo 3.1 Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmama Nedenleri

Çözümün Sağlanması Gereken Koşullar	Doğrusal Sistemler	Doğrusal Olmayan Sistemler				
		Malzeme Bakımından (1)	Geometri Değişimleri Bakımından (2)		Her İki Bakımdan (1+2)	
			İkinci Mertebe Teorisi	Sonlu Deplasman Teorisi	İkinci Mertebe Teorisi	Sonlu Deplasman Teorisi
Bünye Denklemleri (Gerilme-Şekil Değiştirme Bağlılıkları)	Doğrusal Elastik	Doğrusal Elastik Değil	Doğrusal Elastik	Doğrusal Elastik	Doğrusal Elastik Değil	Doğrusal Elastik Değil
Denge Denklemlerinde Yer Değiştirmeler	Küçük	Küçük	Küçük Değil	Küçük Değil	Küçük Değil	Küçük Değil
Geometrik Uygunluk Koşullarında Yer Değiştirmeler	Küçük	Küçük	Küçük	Küçük Değil	Küçük	Küçük Değil
P- δ Bağlılıkları						

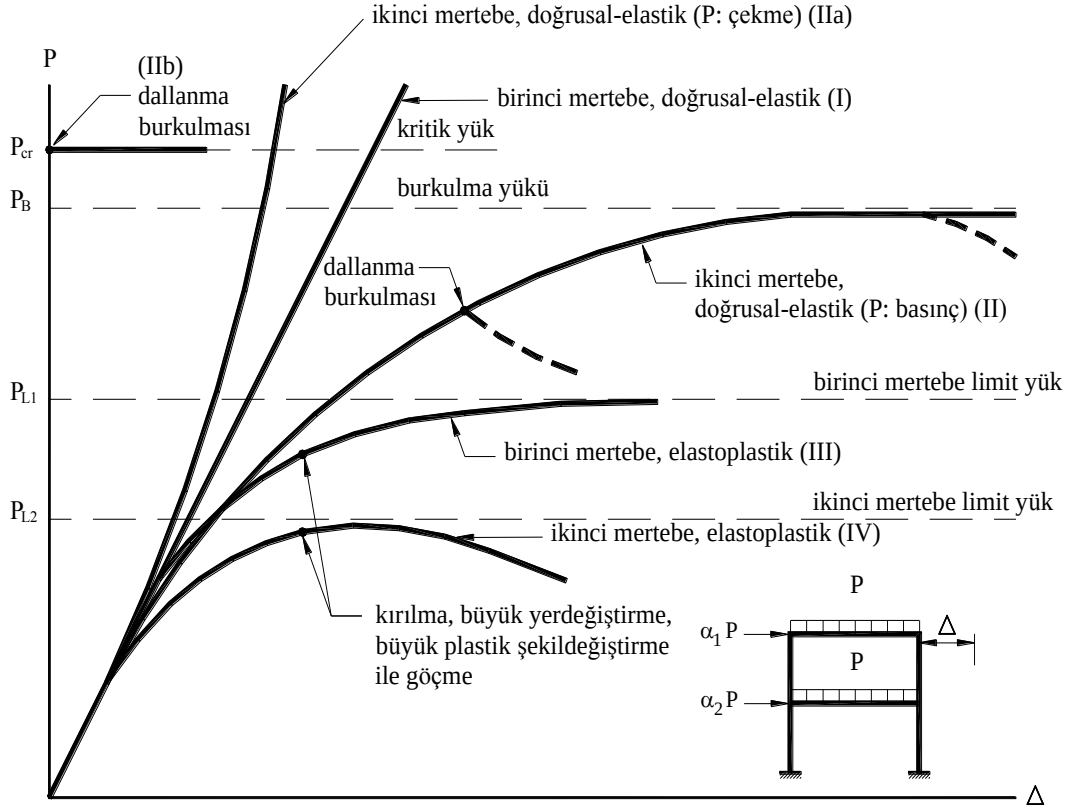
Denge denklemlerinde yerdeğiştirmelerin küçük olmadığı sistemlerde denge denklemleri şekildeğiştirilmiş eksen üzerinde yazılmaktadır.

Geometrik uygunluk koşullarında yerdeğiştirmelerin küçük olmadığı sistemlerde ise, geometrik süreklilik denklemlerinin de şekildeğiştirilmiş eksen üzerinde yazılması gerekmektedir.

3.1.3. Yapı Sistemlerinin Dış Yükler Altındaki Doğrusal Olmayan Davranışı

Düşey ve yatay yükler etkisindeki bir yapı sisteminin doğrusal ve doğrusal olmayan teorilere göre hesabı ile elde edilen yük parametresi – yerdeğiştirme (P- Δ) bağıntıları Şekil 3.1’ de şematik olarak gösterilmişlerdir.

Malzemenin sınırsız olarak doğrusal-elastik varsayıldığı bir yapı sisteminin, artan dış yükler altında, birinci mertebe teorisine göre elde edilen davranışı (I) doğrusu ile gösterilmektedir. Geometri değişimlerinin denge denklemlerine etkisinin, diğer bir deyişle, eksenel kuvvetlerin şekildeğiştirilmiş sistem üzerinde oluşturduğu ikinci mertebe etkilerinin hesaba katıldığı ikinci mertebe teorisinde ise, eksenel kuvvetin basınç veya çekme olmasına göre farklı sistem davranışları ile karşılaşılabilir.



Şekil 3.1 Çeşitli Teorilere Göre Elde Edilen Yük Parametresi -Yerdeğiştirme Bağıntıları

Örneğin aksel kuvvetin basınç olması halinde, (II) eğrisinden de görüldüğü gibi, artan dış yüklere daha hızla artan yerdeğiştirmeler karşı gelmektedir. Dış yüklerin şiddetini ifade eden yük parametresi artarak doğrusal-elastik *burkulma yükü* adı verilen bir P_B değerine eşit olduğu zaman yerdeğiştirmeler artarak sonsuza erişir ve sistem burkulur. Bazı özel durumlarda, burkulmadan sonra artan yerdeğiştirmelere azalan yük parametresi karşı gelebilir. Yanal yük etkisinde olmayan ve bu nedenle burkulmadan önce şekil değiştirmeyen sistemlerde, yük parametresinin bir P_{cr} değerinde dallanma burkulması oluşur ve şekildeki (IIb) diyagramından görüldüğü gibi, yerdeğiştirmeler birden artarak sonsuza erişir. Dallanma burkulmasına neden olan yüke *kritik yük* denilmektedir. Kritik yük genellikle burkulma yükünden biraz daha büyük veya ona eşittir. Dallanma burkulması, bazı hallerde burkulmadan önce şekil değiştiren sistemlerde de oluşabilir, (II eğrisi).

Doğrusal olmayan malzemeden yapılmış sistemlerde, artan dış yüklerle birlikte iç kuvvetler de artarak bazı kesitlerde doğrusal-elastik sınırı aşmakta ve bu kesitler dolayında doğrusal olmayan (plastik) şekildeğişiklikler meydana gelmektedir. Doğrusal olmayan şekildeğişiklikler genel olarak sistem üzerinde sürekli olarak yayılmaktadır. Buna karşılık, taşıma kapasitesine karşı gelen toplam şekildeğişikliklerin doğrusal şekildeğişikliklere oranının büyük olduğu sünek malzemeden yapılmış sistemlerde, doğrusal olmayan şekildeğişikliklerin plastik mafsallık (veya genel anlamda plastik kesit) adı verilen belirli kesitlerde toplandığı, bu kesitlerin dışındaki bölgelerde ise sistemin doğrusal-elastik davrandığı varsayılabilir. Bu varsayım plastik mafsallık hipotezi olarak isimlendirilmektedir. Plastik mafsallık hipotezinin esas alındığı bir yapı sisteminin birinci merteye teorisiye göre hesabında (III eğrisi), oluşan plastik mafsallıklar nedeniyle sistemin tümünün veya bir bölümünün mekanizma durumuna gelmesi taşıma gücünün sona erdiğini gösterir. Bu yük *birinci merteye limit yük* adını alır.

Doğrusallığı bozan her iki etkinin birlikte göz önüne alınması halinde, diğer bir deyişle yapı sisteminin ikinci merteye elastoplastik teoriye göre hesabı ile elde edilen $P-\Delta$ diyagramı şekilde (IV) eğrisi ile gösterilmiştir. Bu diyagram ilk kritik kesitte doğrusal-elastik sınırın aşılmasına kadar (II) eğrisini izlemekte, daha sonra oluşan lineer olmayan şekildeğişiklikler nedeniyle yerdeğişiklikler daha hızlı olarak artmaktadır. Plastik mafsallık hipotezinin esas alındığı yapı sistemlerinde, dış yükler artarak bir P_{L2} sınır değerine eşit olunca, meydana gelen plastik mafsallıklar nedeniyle rijitliği azalan sistemin burkulma yükü dış yük parametresinin altına düşer, yani $P-\Delta$ diyagramında artan yerdeğişikliklere azalan yükler karşı gelir. Sistemin stabilite yetersizliği nedeniyle taşıma gücünü yitirmesine sebep olan bu yük parametresine *ikinci merteye limit yük* denilmektedir.

Bazı hallerde, dış yükler limit yüke erişmeden önce, meydana gelen büyük yerdeğişiklikler, büyük plastik şekildeğişiklikler ile betonarme sistemlerde oluşan çatlaklar ve kırılma yapının göçmesine neden olabilmektedir.

3.2. Malzeme Bakımından Doğrusal Olmayan Betonarme Sistemler

Malzeme bakımından doğrusal olmayan yapı sistemlerinde, bünye denklemlerinin doğrusal olmaması nedeniyle, eleman rijitliklerinin ve bu rijitlikleri içeren katsayılar matrisinin, ayrıca bazı durumlarda denklem sisteminin sabitler matrisinin sistemin

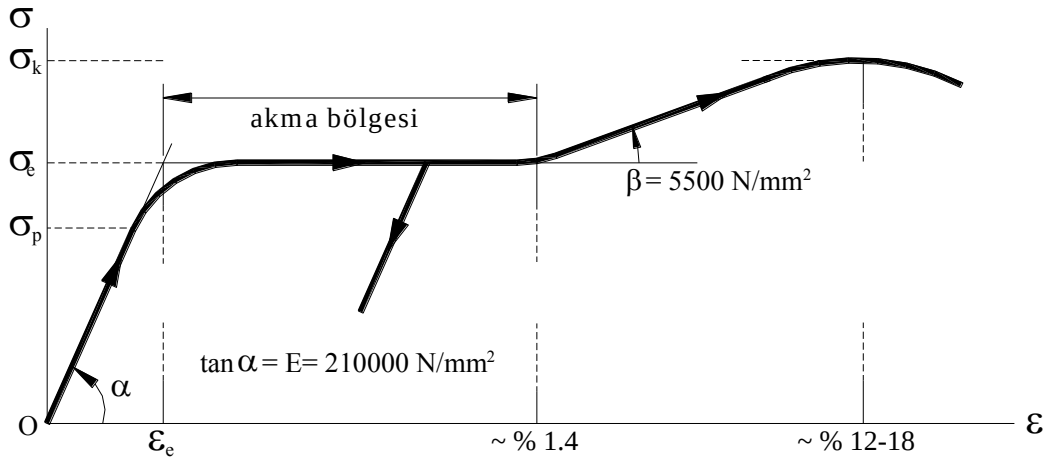
şekildeğiştirmelerine, diğer bir deyişle problemin bilinmeyenlere bağlı olarak ifade edilmesi gerekmektedir.

3.2.1. Çeşitli Yapı Malzemelerinde Gerilme–Şekildeğiştirme Bağlılıları

Betonarme yapı elemanlarını oluşturan beton çeliği ve betonun gerilme-şekildeğiştirme (σ - ϵ) diyagramları ve bu diyagramlara ait bazı sayısal değerler aşağıda verilmiştir.

3.2.1.1. Beton Çeliği

Beton çeliğinin gerilme-şekildeğiştirme bağıntıları Şekil 3.2’de görülmektedir.

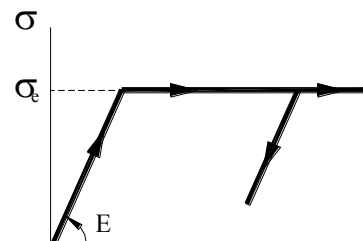
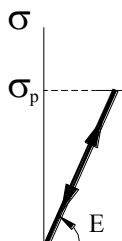


Şekil 3.2 Beton Çeliğinde σ - ϵ Diyagramı

Bu diyagramı tanımlayan σ_k kopma gerilmesi, σ_e akma gerilmesi ve ϵ_e akma şekildeğiştirmesinin S420 beton çeliği için aldığı değerler aşağıda verilmiştir:

S420 beton çeliği : $\sigma_k = 500 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_e = 420 \text{ N/mm}^2$ ($\epsilon_e \cong 0,002$)

Betonarme yapı elemanlarının iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntılarının elde edilmesinde, uygulanan analiz ve tasarım yaklaşımına bağlı olarak, beton çeliğinin σ - ϵ diyagramlarının bir bölümü veya tümü Şekil 3.3’teki gibi idealleştirilebilir.



(a) Doğrusal- elastik malzeme

(b) İdeal elastoplastik malzeme

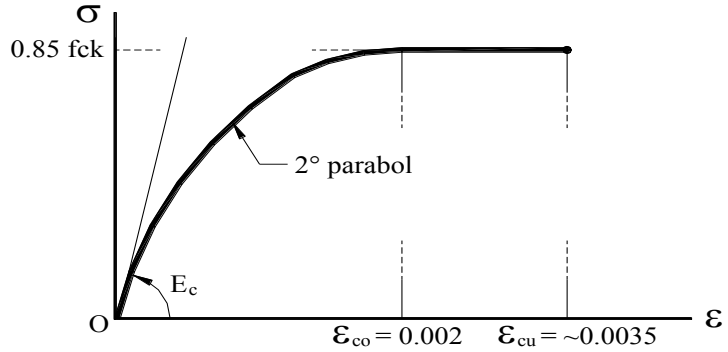
(c) Rijit plastik malzeme

(d) Pekleşen ideal elastoplastik malzeme

Şekil 3.3 Beton Çeliğinin σ - ϵ Diyagramlarının İdealleştirilmesi

3.2.1.2. Beton

Betonarme bir çubuk elemanın eğilmesinde dış basınç lifindeki betonun σ - ϵ bağıntısı Şekil 3.4’ te görülmektedir.



Şekil 3.4 Betonarme Çubuğun Eğilmesinde Dış Basınç Lifindeki σ - ϵ Diyagramı

Şekil 3.4’te f_{ck} karakteristik basınç dayanımını, E_c ise

$$E_c = 14000 + 3250\sqrt{f_{ck}} \quad (N/mm^2) \quad (3.1)$$

formülü ile hesaplanabilen beton elastisite modülünü göstermektedir.

Betonun ezilerek kırılmasına neden olan ϵ_{cu} birim kısalması sargısız betonda yaklaşık olarak 0.003-0.0035 iken, sargılı betonda sargı donatısı (etriye) miktarına bağlı olarak önemli oranda artabilmektedir.

3.2.2. Düzlem Çubuk Elemanlarda İç Kuvvet – Şekildeğiştirme Bağlılıları ve Akma (Kırılma) Koşulları

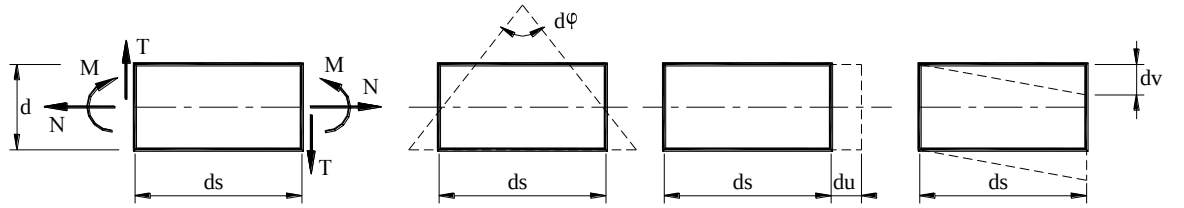
Düzlemi içindeki kuvvetlerin etkisi altında bulunan düzlem çubuk elemanlarda iç kuvvetler (kesit zorları), M eğilme momenti, N normal kuvveti ve T kesme kuvvetidir. ds boyundaki bir çubuk elemanın bir yüzünün diğer yüzüne göre görelî (rölatif) yerdeğiştirmelerinin kesit zorları doğrultularındaki bileşenleri ds elemanın birim şekildeğiştirmeleri olarak tanımlanır. Bunlar φ kesitin dönmesini, u ve v kesitin çubuk eksenî ve ona dik doğrultudaki yerdeğiştirmelerini göstermek üzere

$$\chi = d\varphi / ds \quad : \quad \text{birim dönme (eğrilik)}$$

$$\varepsilon = du / ds \quad : \quad \text{birim boy değışmesi}$$

$$\gamma = dv / ds \quad : \quad \text{birim kayma}$$

adını alırlar, Şekil 3.5.



Şekil 3.5 Düzlem Çubuk Elemanda İç Kuvvetler ve Şekildeğiştirmeler

Düzlem çubuk sistemlerde iç kuvvetler ile şekil değıştirmeler arasındaki bağıntılar (bünye denklemleri), genel olarak

$$\chi = \frac{d\varphi}{ds} = F_1(M, N, T) + \frac{\alpha_t \cdot \Delta t}{d} \quad (3.2)$$

$$\varepsilon = \frac{du}{ds} = F_2(M, N, T) + \alpha_t \cdot t \quad (3.3)$$

$$\gamma = \frac{dv}{ds} = F_3(M, N, T) \quad (3.4)$$

şeklindedir. Burada F_1 , F_2 , F_3 malzeme karakteristiklerine ve enkesit özelliklerine bağılı olarak belirlenen doğrusal olmayan fonksiyonları, t ve Δt kesite etkiyen düzgün ve farklı sıcaklık değışmelerini, α_t sıcaklık genleşme katsayısını göstermektedir.

İç kuvvetlerin artarak, belirli bir sınır duruma erişmesi halinde kırılma, akma veya büyük şekildeğiştirmeler nedeniyle kesitin taşıma gücü sona erer. Kesitin daha büyük kesit zorlarını taşıyamayacağını ifade eden bu sınır durum kısaca akma veya kırılma olarak tanımlanır. Bu duruma karşı gelen iç kuvvetlere de kesitin taşıma gücü adı verilir. Akma (kırılma) durumunu kesit zorlarına veya şekildeğiştirmelere bağlı olarak ifade eden

$$K_1(M, N, T) = 0 \quad (3.5)$$

veya

$$K_2(\chi, \varepsilon, \gamma) = 0 \quad (3.6)$$

bağıntılarına akma (kırılma) koşulları denilmektedir.

Uygulamada genellikle olduğu gibi, kayma şekildeğiştirmeleri eğilme ve uzama şekildeğiştirmeleri yanında terk edilir ve kesme kuvvetinin birim dönme ve birim boy değişmesine etkileri ihmal edilirse, iç kuvvet şekildeğiştirme bağıntıları (bünye denklemleri)

$$\chi = \frac{d\varphi}{ds} = F_1(M, N) + \frac{\alpha_t \cdot \Delta t}{d} \quad (3.2a)$$

$$\varepsilon = \frac{du}{ds} = F_2(M, N) + \alpha_t \cdot t \quad (3.3a)$$

ve akma (kırılma) koşulu da

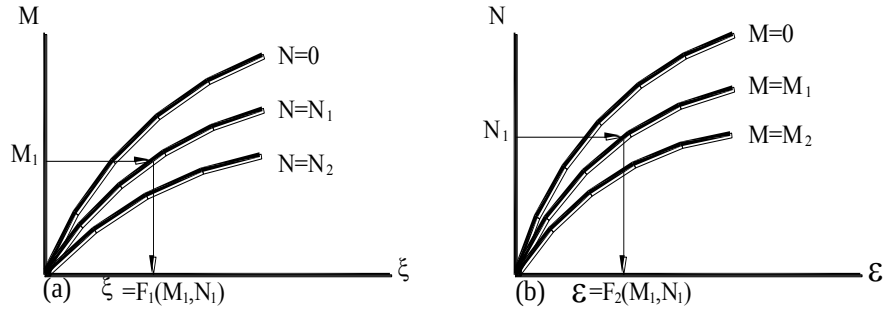
$$K_1(M, N) = 0 \quad (3.5a)$$

veya

$$K_2(\chi, \varepsilon) = 0 \quad (3.6a)$$

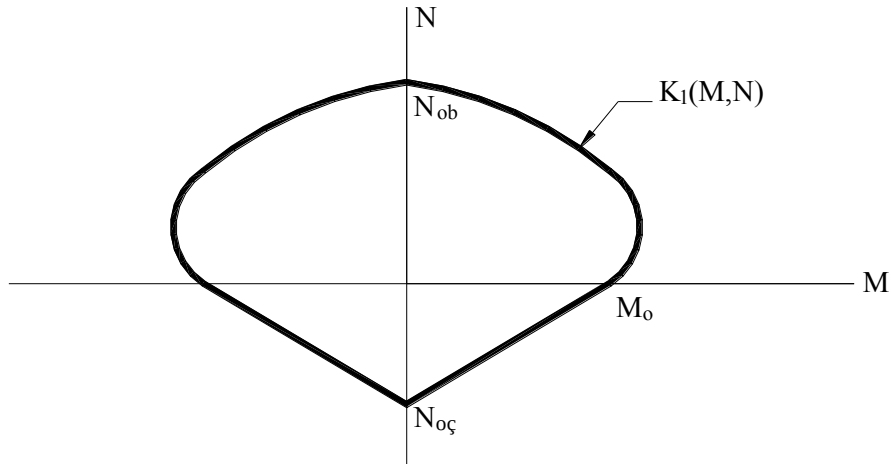
şeklini alır.

Bünye bağıntılarının belirlediği yüzeyler, pratikte genellikle eğri grupları halinde gösterilebilirler, Şekil 3.6.



Şekil 3.6 Bünye Denklemlerinin Eğri Grupları Halinde Gösterilimi

Akma koşulunu kesit zorları cinsinden ifade eden $K_1(M, N) = 0$ denkleminin belirlediği kapalı eğri, akma (kırılma) eğrisi veya karşılıklı etki diyagramı adını almaktadır, Şekil 3.7.



Şekil 3.7 Akma Eğrisi (Karşılıklı Etki Diyagramı)

Özel Hal : $N=0$ hali

Normal kuvvetin sıfır veya terk edilebilecek kadar küçük olması ve kesite sıcaklık değişmesi etkimemesi halinde, iç kuvvet – şekildeğiştirme bağıntısı

$$\chi = \frac{d\varphi}{ds} = F_1(M) \quad (3.7)$$

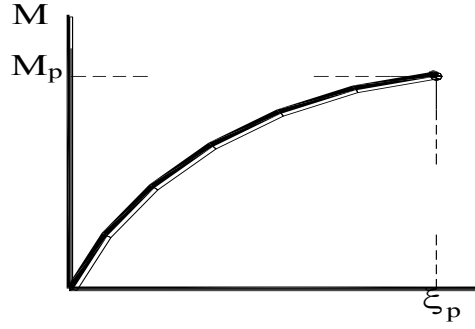
şeklinde yazılabilir. Akma koşulu ise

$$M - M_p = 0 \quad (3.8)$$

veya

$$\chi - \chi_p = 0 \quad (3.9)$$

bağıntıları ile ifade edilir. Burada M_p kesitin eğilme momenti taşıma gücünü, χ_p ise buna karşı gelen birim dönmeyi göstermektedir, Şekil 3.8.



Şekil 3.8 Basit Eğilme Halinde Eğilme Momenti – Eğrilik Diyagramı

3.2.3. Betonarme Çubuklar

Eğilme momenti ve normal kuvvet (bileşik eğilme) etkisindeki betonarme çubuk elemanlarda iç kuvvet–şekildeğiştirme bağıntıları ile akma (kırılma) koşulları incelenecektir. Ayrıca, bu bağıntı ve koşulların nasıl idealleştirilebileceği açıklanacaktır. Basit eğilme ($M \neq 0, N = 0$) etkisindeki çubuklar, incelenen durumun özel bir halini oluşturmaktadır.

3.2.3.1. Varsayımlar ve Esaslar

Betonarme çubuk elemanların iç kuvvet–şekildeğiştirme bağıntılarının elde edilmesinde şu temel varsayımlar ve esaslar göz önünde tutulmaktadır.

- 1- Dik kesit şekildeğiştirdikten sonra da düzlem kalmaktadır.
- 2- Beton ve donatı arasında tam aderans bulunmaktadır.
- 3- Çatlamış betonun çekme dayanımı terk edilmektedir.
- 4- Betonun σ - ϵ diyagramı için Şekil 3.4'te verilen parabol ve dikdörtgen modeli esas alınmaktadır.
- 5- Beton çeliğinin σ - ϵ diyagramı için ideal elastoplastik malzeme varsayımı yapılmaktadır, Şekil 3.2 ve Şekil 3.3.

3.2.3.2. Eğilme Momenti ve Normal Kuvvet Etkisindeki Çubuklar

a) Eğilme Momenti – Birim Dönme ($M - \chi$) Bağıntısı

Sabit normal kuvvet ($N=N_0$) altında, artan eğilme momenti ile zorlanan betonarme bir kesitte M eğilme momenti ile χ birim dönmesi (eğriliği) arasındaki bağıntı üç bölgeden oluşmaktadır, Şekil 3.9. Bu bölgeleri sınırlayan L_0 , L_1 ve L_2 noktalarına karşı gelen durumlar aşağıda açıklanmıştır, [19].

L_0 : Beton kesitin dış çekme lifinde çatlakların başladığı durumdur. Dış çekme lifindeki normal gerilme, eğilmedeki betonun çekme dayanımına eşit olunca betonda çatlakların meydana geldiği varsayılmaktadır. Eğilmedeki betonun çekme dayanımı ise

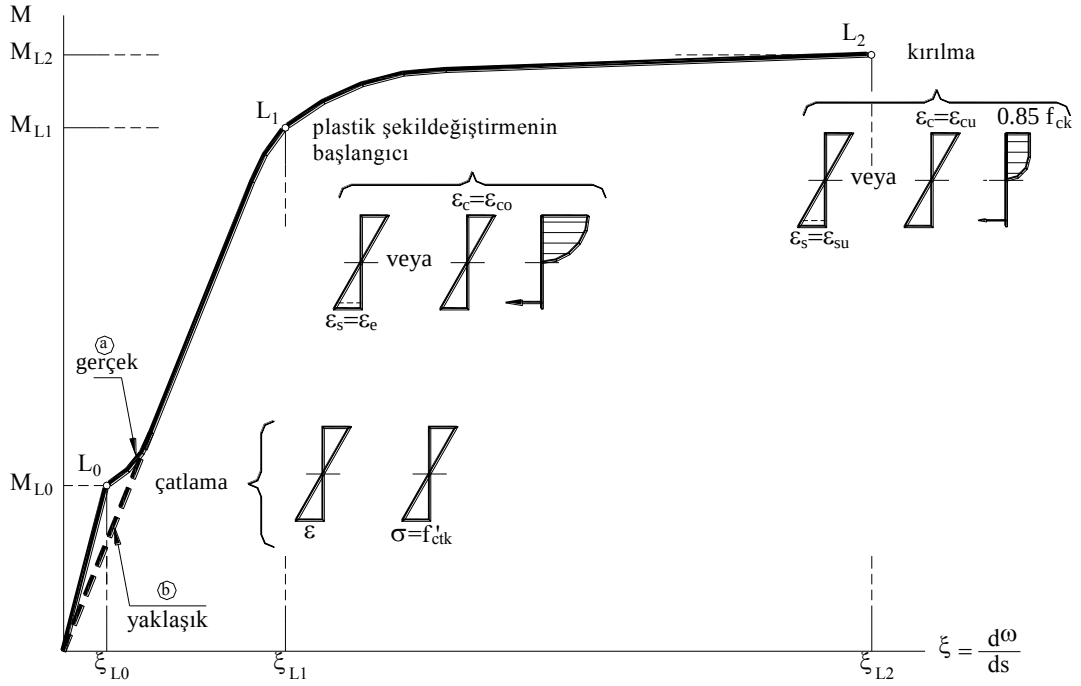
$$f'_{ctk} = 0,70\sqrt{f_{ck}} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (3.10)$$

bağıntısı ile hesaplanabilir.

L_0 çatlama noktasına karşı gelen M_{L_0} momentinin bulunmasında, beton kesitin homojen olduğu varsayılmakta ve betonun σ - ϵ bağıntısı doğrusal-elastik olarak alınmaktadır.

L_1 : Betonun dış basınç lifinde veya çekme donatısında plastik şekildeğiştirmelerin başlamasına karşı gelen durumdur. Plastik şekildeğiştirmelerin betonda $\epsilon_{co} = 0,002$ birim kısalmasında, çelikte ise ϵ_e akma sınırında başladığı göz önünde tutulmaktadır. M_{L_1} eğilme momentinin hesabında betonun çekme dayanımı göz önüne alınmaz.

L_2 : Eğilme momenti artarak betonarme kesitin taşıma gücü adı verilen $M_{L_2} = M_p$ değerine eşit olunca basınç bölgesindeki beton ezilerek kırılır veya çekme donatısı kopar. Betonun ezilerek kırılması birim kısalmanın ϵ_{cu} sınır değerine erişmesi suretiyle meydana gelir. Sargısız betonda kısa süreli yükler için $\epsilon_{cu} = 0,003 - 0,0035$ olan bu sınır değer sargı donatısına bağlı olarak artmaktadır. Betonarme kesitlerin boyutlandırılmasında, çekme donatısının kopması yerine, genellikle çelikteki birim uzamanın $\epsilon_{su} = 0,01$ değeri ile sınırlandırılması esas alınır.



Şekil 3.9 Betonarme Kesitlerde ($M - \chi$) Diyagramı

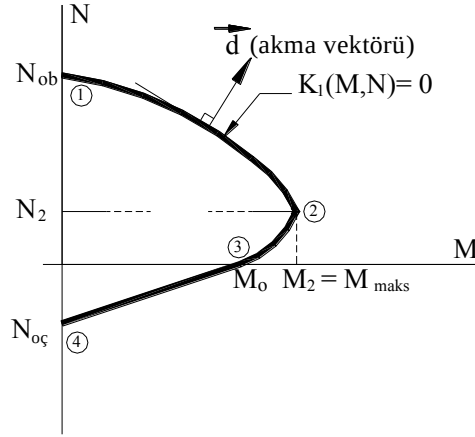
Betonunun çekme dayanımının terk edildiği durumlarda, $M - \chi$ bağıntısının çatlamadan önceki bölümü yaklaşık olarak (b) eğrisi ile temsil edilmektedir.

Betonarme kesitlerin taşıma gücüne göre boyutlandırılmasında, betonarme betonu ve beton çeliğinin karakteristik dayanımları malzeme güvenlik katsayılarına bölünerek küçültülür. Buna karşılık, betonarme sistemlerin dış yükler altındaki davranışlarının incelenmesinde malzeme güvenlik katsayılarının kullanılmasına ve çelikteki birim uzamanın $\varepsilon_{su} = 0,01$ değeri ile sınırlandırılmasına gerek olmamaktadır.

b) Akma Koşulu (Karşılıklı Etki Diyagramı)

Eğilme Momenti ve normal kuvvet etkisindeki betonarme bir kesitte taşıma gücünü ifade eden karşılıklı etki diyagramı Şekil 3.10' da şematik olarak gösterilmiştir.

Doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin, plastik kesit adı verilen belirli kesitlerde toplandığı varsayılan betonarme sistemlerde, iç kuvvet durumunun bu eğri üzerinde bulunması bir plastik kesitin oluştuğunu ve bu kesitte sonlu plastik şekil değiştirmelerin meydana geldiğini (yani kesitin aktığı) ifade etmektedir. Bu nedenle, karşılıklı etki diyagramına akma eğrisi de denilmektedir. Denklem 3.5a'daki bağıntı ile tanımlanan akma eğrisi N normal kuvvetinin çeşitli değerleri için hesaplanan $M_{L2} = M_p$ eğilme momentleri yardımı ile elde edilebilir.



Şekil 3.10 Betonarme Kesitlerde Karşılıklı Etki Diyagramı (Akma Eğrisi)

Akma eğrisi dört karakteristik noktası ile tanımlanmaktadır. Akma eğrisinin idealleştirilmesinde yararlanılabilecek olan bu noktalar aksiyon, basit eğilme ve aksiyon çekme hallerine karşı gelen (1),(3) ve (4) noktaları ile kesitin en büyük eğilme momenti taşıma gücüne sahip olduğu dengeli duruma karşı gelen (2) noktasıdır.

Bileşik eğilme etkisindeki betonarme kesitlerde, plastik şekildeğiştirme bileşenlerini içeren akma vektörünün bazı koşullar altında ve yaklaşık olarak akma eğrisine dik olduğu bilinmektedir, [20].

3.3. Malzeme Bakımından Doğrusal Olmayan Betonarme Sistemlerin Hesabı

Malzeme bakımından doğrusal olmayan betonarme sistemlerin hesabı, doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin sistem üzerinde yayılı olması ve plastik mafsalları verilen belirli kesitlerde toplandığının varsayılması halleri için ayrı ayrı incelenecektir. Doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin sistem üzerinde yayılı olması hali hakkında ön bilgi verildikten sonra, bu çalışmanın kapsamı içinde olan plastik mafsalları hipotezi ve bu hipoteze dayanan hesap yöntemi ayrıntılı olarak incelenecektir.

3.3.1. Doğrusal Olmayan Şekildeğiştirmelerin Yayılı Olması Hali

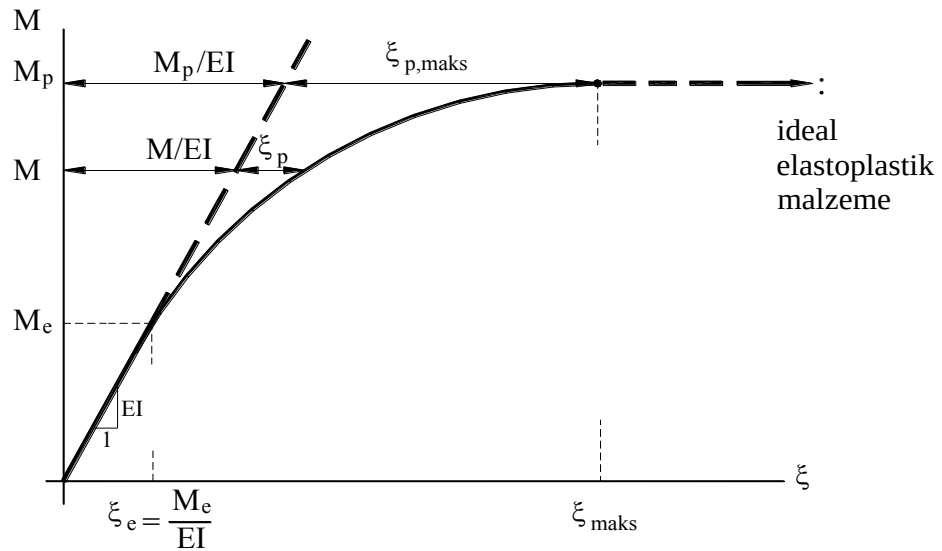
Malzeme bakımından doğrusal olmayan yapı sistemlerinde, doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin sistem üzerinde sürekli olarak yayıldığı göz önüne alınması halinde, yük parametresi-yerdeğiştirme bağıntılarının (kapasite eğrilerinin) belirlenmesi ve göçme yüklerinin hesabı için, ardışık yaklaşım yöntemlerinden veya yük artımı yöntemlerinden yararlanılabilir, [18, 21, 22].

3.3.2. Doğrusal Olmayan Şekildeğiştirmelerin Belirli Kesitlerde Toplandığıın Varsayılması Hali

Malzeme bakımından doğrusal olmayan sünek yapı sistemlerinde, doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin plastik mafsalsal (plastik kesit) adı verilen belirli kesitlerde toplandığı, sistemin diğersal bölümlerinin ise doğrusal-elastik davrandığı varsayımı yapılabilir [18].

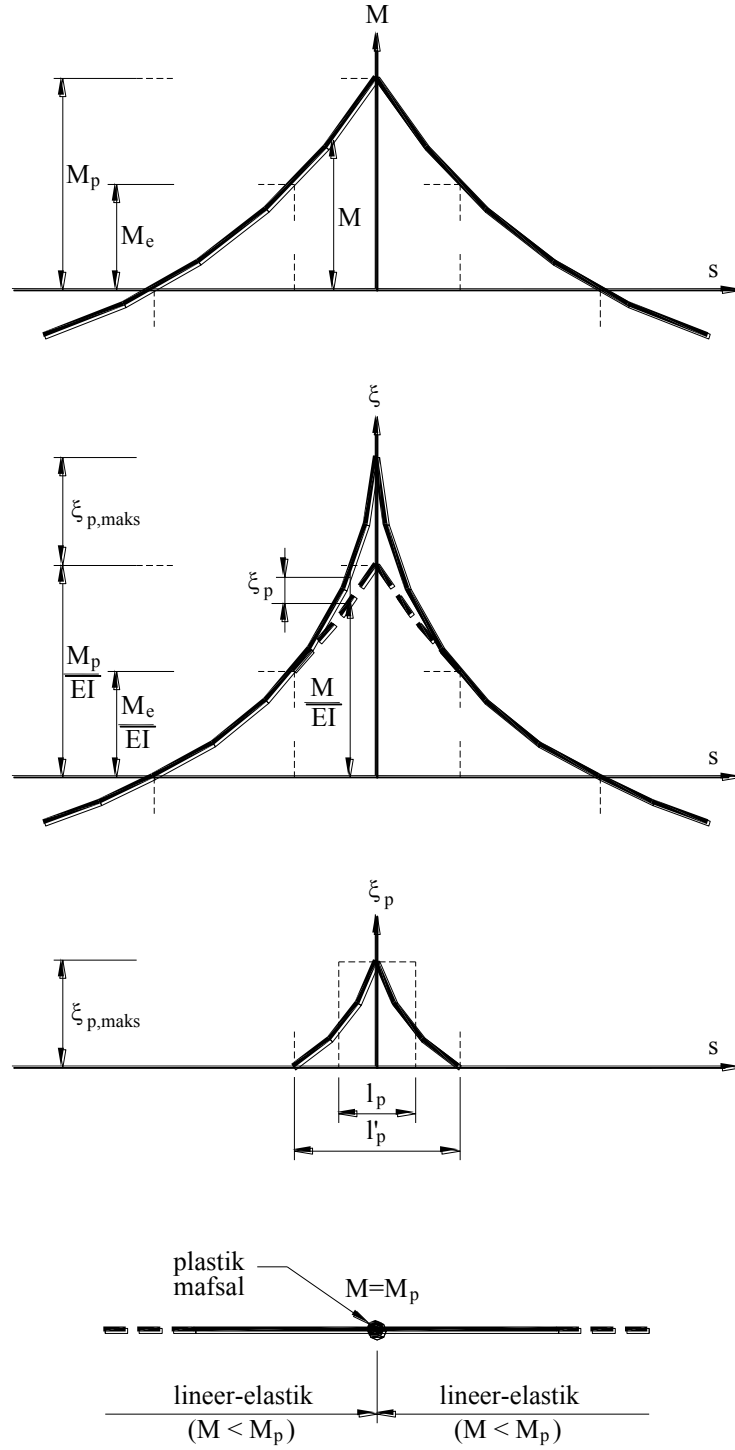
3.3.2.1. Plastik Mafsalsal Hipotezi

Yeterli düzeyde sünek davranış gösteren sistemlerde (çelik yapılar ve bazı koşullar altında betonarme yapılar), plastik mafsalsal hipotezi yapılarak sistem hesapları önemli ölçüde kısaltılabilmektedir.



Şekil 3.11 Eğilme Momenti - Eğrilik Diyagramı

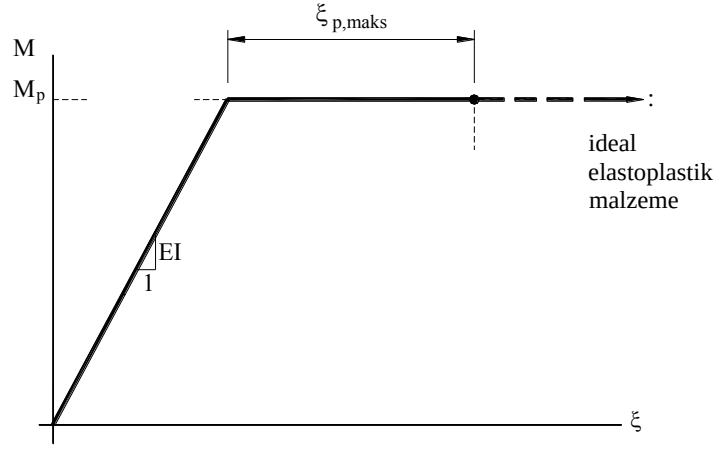
Gerçek eğilme momenti-eğrilik bağıntısı Şekil 3.11’de verilen bir düzlem çubuk elemanın bir bölgesine ait eğilme momenti diyagramı, toplam eğilme şekildeğiştirmeleri ve doğrusal olmayan şekildeğiştirmeler Şekil 3.12’de gösterilmiştir.



Şekil 3.12 Doğrusal Olmayan Şekildeğiştirmeler

Çelik kesitlerin ve yeterli süneklığe sahip olan betonarme kesitlerin eğilme momenti-eğrilik bağıntıları incelendiğinde, bu bağıntıların esas olarak iki farklı bölgeden oluştuğu gözlenir. Birinci bölgede, eğilme momentinin küçük değerleri için eğilme momenti-eğrilik ilişkisi yaklaşık olarak doğrusal-elastik varsayılabilir. Betonarme

kesitler için, bu bölgede beton ve beton çeliği doğrusal davranış bölgesinde kaldığı için, eğilme momenti-eğrilik bağıntısında da benzer özellikte ortaya çıkar. Ancak beton ve çelik gerilmelerinin artmasına paralel olarak, doğrusal olmayan gerilme-şekildeğiştirme ilişkisinin kesitin davranışında etkili olmaya başlaması, eğilme momenti-eğrilik bağıntısının da doğrusal davranıştan ayrılmasına sebep olur. Eğilme momenti-eğrilik bağıntısının ikinci bölgesinde eğri yataya yakın olur. Bu bölgede elastik ötesi, elastoplastik davranış etkilidir. Kesite etkiyen eğilme momentinde çok küçük artım meydana gelirken, eğrilik belirgin bir şekilde artar ve eğriliğin sınır değerine erişmesi ile kesitte güç tükenmesi meydana gelir. Plastik mafsallarda, eğilme momenti-eğrilik bağıntısını oluşturan bu iki bölge ideal elastoplastik malzemede olduğu gibi, biri yatay olan iki doğru parçası ile ifade edilir, Şekil 3.13.



Şekil 3.13 İdealleştirilmiş Bünne Bağıntısı

Her iki doğrusal davranış birbirinden kesin bir nokta ile ayrılmaz. Ancak, çekme noktasının akmaya başlaması veya betondaki birim kısalmanın ϵ_{co} sınır değerine erişmesi bu iki bölgeyi ayıran nokta olarak varsayılabilir ve bu duruma karşı gelen eğrilik ϕ_y olarak gösterilir.

Güç tükenmesine karşı gelen toplam eğrilik de ϕ_u ile gösterilirse, kesitin eğilme sünekliği

$$\mu = \phi_u / \phi_y \quad (3.11)$$

şeklinde tanımlanır.

Toplam şekildeğiştirmelerin doğrusal şekildeğiştirmelere oranı olarak tanımlanan μ süneklik oranının büyük olduğu ve doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin küçük bir bölgeye yayıldığı sistemlerde, doğrusal olmayan eğilme şekildeğiştirmelerinin

plastik mafsalsal adı verilen belirli kesitlerde toplandığı, bunun dışındaki bölgelerde ise sistemin doğrusal-elastik davrandığı kabul edilebilir. Bu hipoteze, plastik mafsalsal (plastik kesit) hipotezi adı verilir.

Plastik mafsalsal hipotezinin uygulanması, gerçek eğilme momenti-eğrilik bağıntısının iki doğru parçasından oluşacak şekilde idealleştirilmesine karşı gelmektedir. Bu idealleştirme, Denklem (3.12) ve (3.13) te verilen bağıntılarla temsil edilmektedir.

$$M < M_p \text{ için } \chi = \frac{M}{EI} \quad (3.12)$$

$$M = M_p \text{ için } \chi \rightarrow \chi_{p,\text{maks}} \quad (3.13)$$

Artan dış yükler altında, plastik mafsalsalın dönmesi artarak *dönme kapasitesi* adı verilen bir sınır değere ulaşınca, meydana gelen büyük plastik şekildeğişiklikler nedeniyle kesit kullanılamaz hale gelir. Yapı sisteminin bir veya daha çok kesitindeki plastik mafsalsal dönmelerinin kendilerine ait dönme kapasitelerine ulaşması halinde ise, yapı sisteminin kullanım dışı kaldığı varsayılır.

Şekil 3.13'den görüldüğü gibi, doğrusal olmayan şekildeğişiklikler çubuk üzerindeki l_p uzunluğundaki bir bölgede yoğunlaşmakta ve en büyük eğrilik $\chi_{p,\text{maks}}$ değerine eşit olmaktadır. Bu hipotezde doğrusal olmayan (plastik) şekildeğişikliklerin çubuk elemanı üzerinde l_p uzunluğunda bir bölgede sürekli olarak düzgün yayıldığı varsayılmaktadır. Buna göre plastikleşen bölgedeki toplam plastik dönme

$$\varphi_p = \int_{l_p'} \chi_p ds \quad (3.14)$$

şeklinde hesaplanabilir ve plastik mafsalsal dönmesi olarak isimlendirilir.

Plastik mafsalsalın *dönme kapasitesi* ise

$$\text{maks}\varphi_p = \int_{l_p'} \chi_p ds \quad (\chi \rightarrow \chi_{p,\text{maks}}) \quad (3.15)$$

şeklinde, eğilme momenti diyagramının şekline ve $(M-\chi)$ bağıntısına bağlı olarak belirlenir.

Plastik dönme kapasitesi yaklaşık olarak

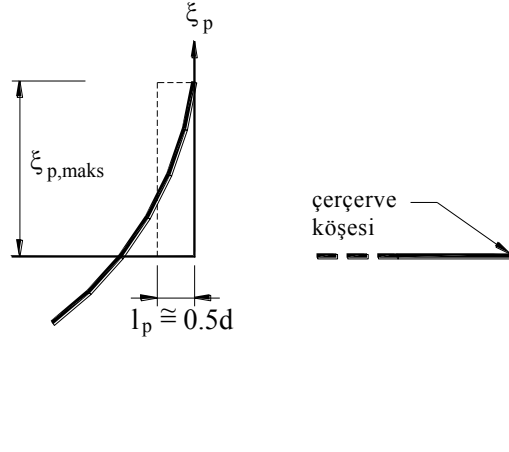
$$\text{maks}\varphi_p = l_p \chi_{p,\text{maks}} \quad (3.16)$$

$$l_p \cong 0.5d \quad (3.17)$$

şeklinde hesaplanabilir. Burada

d : enkesit yüksekliği

l_p : plastik mafsalsal boyu olarak tanımlanmaktadır, Şekil 3.14.



Şekil 3.14 Plastik Mafsalsal Boyu

Betonarme yapı sistemlerinde dönme kapasitesi çeşitli etkenlere bağlıdır. Bunların başlıcaları

- betonarme betonu ve beton çeliğinin σ - ϵ diyagramlarını belirleyen ϵ_{cu} ve ϵ_{su} sınır birim boy değişimleri,
- betonarme betonunun ϵ_{cu} birim boy değişmesini etkileyen sargı donatısının miktarı, şekli ve yerleşim düzeni,
- plastik bölge uzunluğunu etkileyen enkesit boyutları,
- eğilme momenti diyagramının şekli
- kesitteki normal kuvvettir.

Diğer taraftan, performansa dayanan tasarım ve değerlendirme yöntemlerinde, bu faktörlerin yanında, yapıdan beklenen performans düzeyi de dönme kapasitesinin belirlenmesinde etken olmaktadır.

Yukarıda ayrıntılı olarak açıklanan plastik mafsalsal hipotezinin esasları aşağıda sıralanmıştır.

1. Bir kesitteki eğilme momenti artarak M_p plastik moment değerine eşit olunca, o kesitte bir plastik mafsall oluşur. Daha sonra, kesitteki eğilme momenti ($M=M_p$) sabit olarak kalır ve kesit serbestçe döner. Böylece kesitteki eğilme momentinin $M=M_p$ değerinde sabit kalması sağlanır. Plastik mafsaldaki ϕ_p plastik dönmesi artarak dönme kapasitesine ($\max \phi_p$) erişince sistem kullanılamaz duruma gelir; yani göçer.
2. Plastik mafsallar arasında sistem doğrusal-elastik olarak davranır.
3. Kesite eğilme momenti ile birlikte normal kuvvetin de etkimesi halinde, M_p plastik momenti yerine, kesitteki N normal kuvvetine bağlı olarak akma koşulundan bulunan indirgenmiş plastik moment (M_p') değeri kullanılır

3.3.2.2. Limit Yük

Doğrusal olmayan bir yapı sisteminin taşıma kapasitesi *limit yük* ile ifade edilir. Limit yüke genel olarak yerdeğiştirmelerin sonsuza erişmesi veya yük parametresi-yerdeğiştirme bağıntısının bir maksimumdan geçmesi suretiyle ulaşılmaktadır.

3.3.2.3. Betonarme Sistemlerde Birinci Mertebe Limit Yükün Hesabı

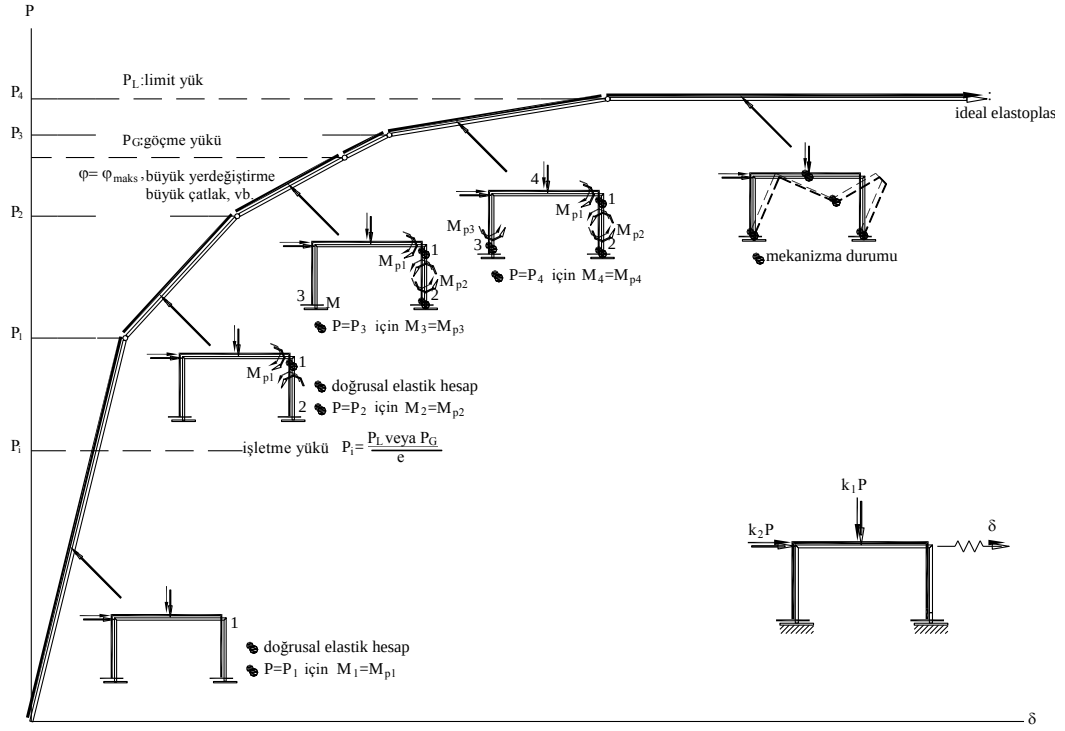
Birinci mertebe limit yükün hesabı için iki yöntem uygulanabilir.

a.) Yük Artımı Yöntemi

Plastik mafsall hipotezinin geçerli olduğu bir yapı sisteminin artan dış yükler altındaki davranışı Şekil 3.15'te şematik olarak gösterilmiştir.

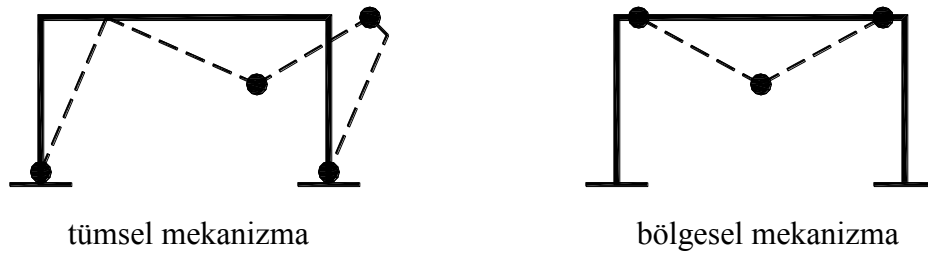
Artan yükler altında, her plastik mafsallın oluşumundan sonra, o noktaya bir adi mafsall koymak ve M_p plastik momentini dış yük olarak etkitmek suretiyle elde edilen sistem doğrusal-elastik teoriye göre hesaplanır.

Sistem belirli sayıda plastik mafsallın oluşumundan sonra, kısmen veya tamamen mekanizma durumuna ulaşır; diğer bir deyişle stabilitesini yitirerek yük taşıyamaz hale gelir, Şekil 3.16. Bu duruma karşı gelen P_L yük parametresi limit yük (birinci mertebe limit yük) olarak tanımlanır. Bu tanıma göre, birinci mertebe limit yük sistemin tümünü veya bir bölümünü mekanizma durumuna getiren yüküdür.



Şekil 3.15 Plastik Mafsal Hipotezinin Geçerli Olduğu Bir Yapı Sisteminin Artan Yükler Altındaki Davranışı

Bazı hallerde limit yükten önce, plastik mafsallardaki dönmelerin dönme kapasitesini aşması, büyük yerdeğiştirmelerin oluşması veya betonarme sistemlerde büyük çatlaklar meydana gelmesi nedeniyle sistem göçebilir. Bu duruma karşı gelen P_G yük parametresi *göçme yükü* olarak tanımlanır.



Şekil 3.16 Tümsel ve Bölgesel Mekanizma Durumları

Limit yük (veya göçme yükü) bulunduktan sonra, yapının yeter güvenlikle taşıyabileceği yük, yani işletme yükü

$$P_i = \frac{P_G \text{ veya } P_L}{e} \quad (e: \text{güvenlik katsayısı}) \quad (3.18)$$

şeklinde hesaplanır. Ayrıca işletme yükleri altında doğrusal-elastik sınırın pek aşılması, zararlı yerdeğiştirme ve çatlakların oluşmaması istenir.

Bir yapı sisteminin artan yükler altındaki hesabı iki şekilde yapılabilir.

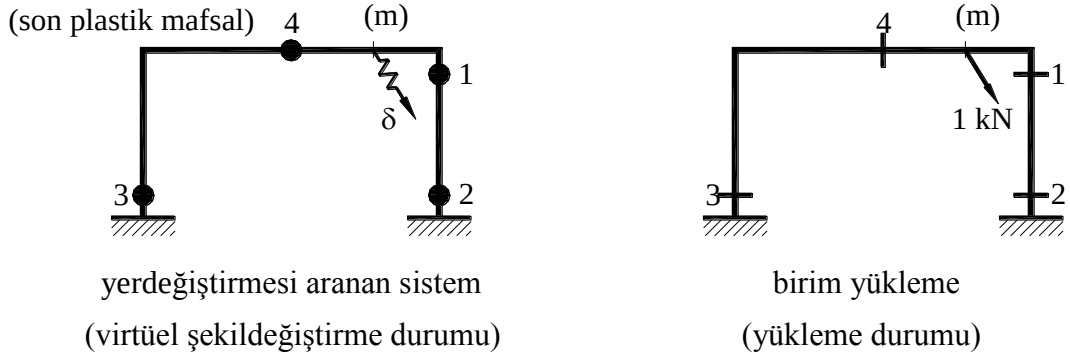
- 1- Sistem, aralarındaki oran sabit kalacak şekilde artan düşey ve yatay yükler altında hesaplanarak bu yükler için ortak bir göçme güvenliği belirlenir.
- 2- Düşey yükler, bu yükler için öngörülen bir güvenlik katsayısı ile çarpılarak sisteme etkitildikten sonra, artan yatay yükler için hesap yapılır ve yatay yüklere ait limit yük (veya göçme yükü) parametresi bulunur. Böylece, düşey yükler için öngörülen bir güvenlik altında, sistemin yatay yük taşıma kapasitesi belirlenir.

Büyük oranda yapı ağırlığından oluşan düşey yüklerin daha belirgin olduğu, buna karşılık rüzgar ve deprem etkilerini temsil eden yatay yüklerin değişme olasılığının daha fazla olduğu göz önünde tutulduğunda, yapı sisteminin gerçek göçme güvenliğinin belirlenmesi açısından, ikinci yolun daha gerçekçi sonuç vereceği söylenebilir.

Plastik mafsallarda eğilme momentinin yanında normal kuvvetin de bulunması halinde, akma koşulunu sağlayacak şekilde belirlenen indirgenmiş eğilme momenti (M_p') esas alınarak hesap yapılması gerekmektedir. Plastik mafsallardaki normal kuvvetler başlangıçta bilinmediğinden, bir ardışık yaklaşım yolu uygulanması gerekebilir. Bileşik iç kuvvetler etkisindeki sistemlerin, ardışık yaklaşıma gerek kalmaksızın, yük artımı yöntemi ile doğrudan doğruya hesabı için geliştirilen bir yöntem [1, 6] da verilmiştir

Yerdeğiştirmelerin ve Plastik Mafsal Dönmelerinin Hesabı

Üzerinde plastik mafsallar bulunan bir sistemde, limit yüke karşı gelen son plastik mafsalin olduğu fakat dönmenin başlamadığı andaki yerdeğiştirmeler virtüel iş teoremi ile hesaplanabilir, Şekil 3.17.



Kesit Zorları : M, N, T

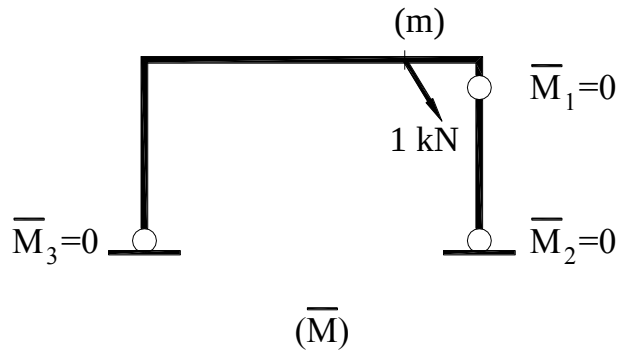
Plastik Mafsall Dönmeleri : $\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3, \varphi_4 = 0$

Şekil 3.17 Yerdegıştirmelerin Hesabı

Yerdegıştirmesi aranan sistem virtüel şekildegıştirme durumu, yerdegıştirmesi aranan noktaya aranan yerdegıştirme doğrultusunda yapılan birim yükleme durumu olarak alınır ve virtüel iş teoremi uygulanırsa

$$\sum 1.\delta = \int \bar{M} \frac{M}{EI} ds + \int \bar{N} \frac{N}{EF} ds + \int \bar{T} \frac{T}{GF'} + \sum M_i \varphi_i \quad (3.19)$$

elde edilir. Kısaltma teoremi uyarınca, son plastik mafsalln dışındaki plastik mafsalların bulunduğu noktalara adi mafsallar konularak elde edilen sisteme birim yükleme yapılırsa, Şekil 3.18.



Şekil 3.18 Birim Yüklemede Kısaltma Teoreminin Uygulanması

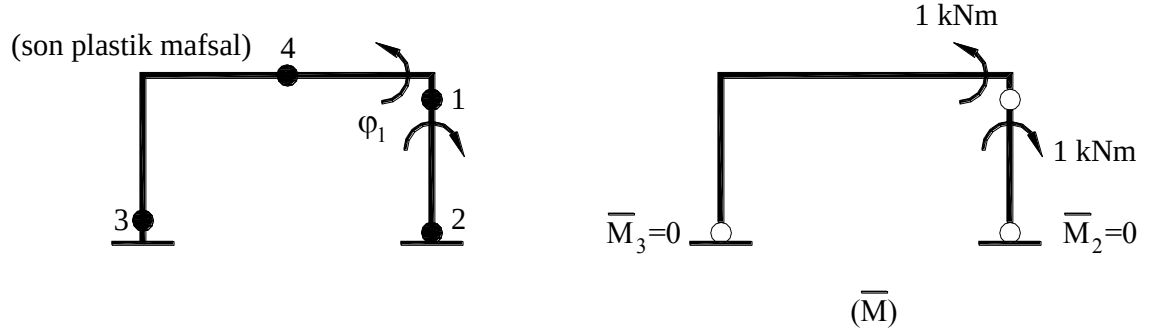
$$M_1 \varphi_1 = \bar{M}_2 \varphi_2 = \bar{M}_3 \varphi_3 = \dots = 0 \quad (3.20)$$

olacağından, δ yerdegıştirmesi

$$\delta = \int (\bar{M}) \frac{M}{EI} ds + \int (\bar{N}) \frac{N}{EF} ds + \int (\bar{T}) \frac{T}{GF'} ds \quad (3.21a)$$

şeklinde, plastik mafsalların dönmelerinden bağımsız olarak hesaplanabilir.

Plastik mafsalların dönmeleri de benzer şekilde hesaplanabilir. Bunun için, plastik mafsallara birim moment çifti uygulanır, Şekil 3.19.



Şekil 3.19 Plastik Mafsalların Dönmelerinin Bulunması

Limit yükten önceki aşamalara ait yerdeğiştirmeler de benzer şekilde hesaplanabilir. Ancak bu durumda, plastik mafsallar konulmak suretiyle elde edilen sistem hiperstatik olacağından, ayrıca kesimler yapılarak izostatik hale getirilir.

b.) Limit Yükün Doğrudan Doğruya Hesabı

Büyük yerdeğiştirmelere ve plastik şekildeğiştirmelere izin verilen süneklik düzeyi yüksek sistemler (örneğin yumuşak çelikten yapılan sistemler ile beton basınç bölgesi derinliği $a/d \leq 0.25$ koşulunu sağlayan betonarme sistemler), kendilerine etkiyen dış yükleri limit yüke kadar göçmeden taşıyabilirler; yani bu sistemlerde $P_G = P_L$ olur. Bu nedenle, söz konusu sistemlerin dayanıma bağlı olarak boyutlandırılmaları doğrudan doğruya limit yük esas alınarak yapılabilir.

Limit yükün doğrudan doğruya hesabı için uygulanmakta olan yöntemlerin başlıcaları, plastik teoremin alt sınır teoremine dayanan statik yöntem ve üst sınır teoreminin uygulandığı sinematik yöntemdir, [2,3].

4. YAPI SİSTEMLERİNİN PERFORMANSA DAYALI TASARIMI

Yerdeğiştirmeye bağlı performans kriterlerini esas alan yapısal değerlendirme ve tasarım kavramı, özellikle son yıllarda Amerika Birleşik Devletlerinin deprem bölgelerindeki mevcut yapıların deprem güvenliklerinin daha gerçekçi olarak belirlenmesi ve yeterli güvenlikte olmayan yapıların güçlendirilmeleri çalışmaları sırasında ortaya konulmuş ve geliştirilmiştir.

Amerika Birleşik Devletlerinin California eyaletinde, 1989 Loma Prieta ve 1994 Northridge depremlerinin neden olduğu büyük hasar, deprem etkileri altında yeterli bir dayanımı öngören performans kriterlerine alternatif olarak, yerdeğiştirmeye bağlı daha gerçekçi performans kriterlerini esas alan yöntemlerin geliştirilmesi gereksinimini ortaya çıkarmıştır.

Bu gereksinimi karşılamaya yönelik olarak, Applied Technology Council (ATC) tarafından *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings* - ATC 40 [7] ve Federal Emergency Management Agency (FEMA) tarafından *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings* - FEMA 273, 356 [8, 9] raporları yayınlanmıştır. Daha sonra, bu çalışmaların sonuçlarının irdelenerek geliştirilmesi amacıyla ATC 55 projesi yürütülmüş ve projenin bulgularını içeren FEMA 440 [10] taslak raporu hazırlanmıştır.

Ülkemizde, özellikle 1999 Adapazarı-Kocaeli ve Düzce depremlerinin ardından, 2003 yılında deprem yönetmeliğine mevcut binaların deprem güvenliklerinin belirlenmesi ve güçlendirilmesi ile ilgili bir bölüm eklenmesi ve buna paralel olarak yönetmeliğin diğer bölümlerinin de güncelleştirilmesi çalışmaları başlatılmıştır. Bu çalışmalar çerçevesinde, yerdeğiştirme ve şekildeğiştirmeye bağlı performans değerlendirilmesi kavramı deprem yönetmeliği kapsamına alınmaktadır.

Aşağıdaki bölümlerde, önce performansa dayalı tasarım ve değerlendirmede ATC 40 ve FEMA 273, 356 yaklaşımları açıklanacak, daha sonra, tamamlanma aşamasına gelmiş olan yeni Türk Deprem Yönetmeliği taslağına (TDY'05) [11] ilişkin bilgi verilecektir.

4.1. Performans Hedefinin Belirlenmesi

Belirli bir deprem hareketi altında, bina için öngörülen yapısal performans, *performans hedefi* olarak tanımlanır. Yapısal performans, bir yapıyı oluşturan taşıyıcı ve taşıyıcı olmayan elemanların performans seviyeleri (düzeyleri) ile tanımlanır. Bir yapı için birden fazla yer hareketi altında farklı performans hedefleri öngörülebilir. Buna *çok seviyeli performans hedefi* denir.

Performansa dayalı deprem mühendisliğinde, bir binanın deprem performans hedefi iki sorunun cevabını içermektedir.

1. Binada depremde sonra nasıl bir hasar seviyesi ve bununla ilgili olarak nasıl bir performans seviyesi beklenmektedir?
2. Hasar seviyesi ve performans seviyesinin belirlenmesinde esas alınacak deprem hangisidir?

4.2. Performans Seviyelerinin Değerlendirilmesi

Performans seviyeleri, belirli bir yapıda, belirli bir deprem etkisi altında meydana gelmesi öngörülen hasar miktarlarının sınır durumlarıdır. Bu sınır durumlar, binadaki taşıyıcı ve taşıyıcı olmayan elemanlardaki hasarın miktarına, bu hasarın can güvenliği bakımından bir tehlike oluşturup oluşturumamasına, deprem sonrasında binanın (hemen veya bir süre sonra) kullanılabilme durumuna ve hasarın neden olduğu ekonomik kayıplara bağlı olarak belirlenir. Her yapısal performans seviyesi, ayrı ayrı değerlendirilen, taşıyıcı ve taşıyıcı olmayan elemanların performans seviyelerini birleşiminden oluşur.

4.2.1. Taşıyıcı Elemanlar İçin Performans Seviyeleri ve Aralıkları

Taşıyıcı sistem elemanlarında deprem etkisi ile meydana gelebilecek olası hasara, bu hasarın can güvenliğine etkisine ve deprem sonrasında binanın kullanım istemine (gereksinimine) bağlı olarak çeşitli performans seviyeleri ve aralıkları tanımlanmıştır, Tablo 4.1.

Hemen kullanım performans seviyesi (SP-1)

Deprem sonrasında taşıyıcı sistemde meydana gelen hasar çok azdır. Mevcut yapının deprem öncesindeki dayanım, rijitlik ve sünekliği hemen hemen aynen devam

etmektedir. Yapısal hasarın neden olduğu yaralanma yoktur. Yapının depremden önceki kullanım durumu, deprem sonrasında da sürekliliğini korumaktadır.

Tablo 4.1. Taşıyıcı Elemanlar İçin Performans Seviyeleri ve Aralıkları

Performans Seviyesi	Performans Aralığı	Kod
Hemen Kullanım		SP-1
	Hasar Kontrol	SP-2
Can Güvenliği		SP-3
	Sınırlı Güvenlik	SP-4
Toptan Göçmenin Önlenmesi		SP-5

Hasar kontrol performans aralığı (SP-2)

Deprem sonrasında yapıda oluşan hasarın, hemen kullanım ile can güvenliği performans seviyeleri arasında bulunduğu performans aralığıdır. Can güvenliğinin sağlanmasının yanında, hasarın da belirli ölçüde sınırlandırılmasına karşı gelir. Deprem yönetmeliklerinde yeni binalar için 50 yıllık bir süre içinde aşılma olasılığı %10 olarak tanımlanan (50 yıl / %10 olasılık) ve dönüş periyodu 474 yıl olan deprem etkisinde öngörülen performans seviyesi bu aralığa düşer.

Can Güvenliği performans seviyesi (SP-3)

Deprem sonrasında taşıyıcı sistemde önemli sayılabilecek hasar meydana gelmesine karşılık, binanın bölgesel veya toptan göçmesi söz konusu değildir. Yapıda göçmeyi önleyecek ek bir kapasite kalmıştır. Deprem sırasında olabilecek yaralanmalar yapısal hasar nedeniyle değildir. Yapısal hasar kaynaklı ölüm riski çok düşüktür.

Sınırlı güvenlik performans aralığı (SP-4)

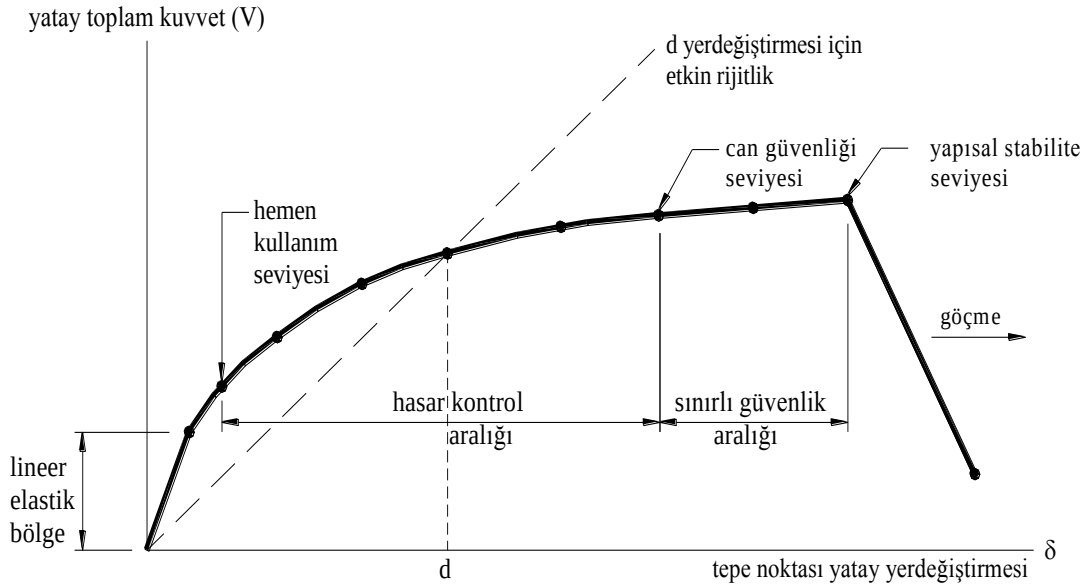
Deprem sonrasında yapıda oluşan hasarın, can güvenliği ile toptan göçmenin önlenmesi performans seviyeleri arasında bulunduğu performans aralığıdır. Bu aralıkta taşıyıcı elemanların performansları tamamen can güvenliği koşullarını sağlamayabilir.

Göçmenin önlenmesi performans seviyesi (SP-5)

Yapıyı kısmi veya toptan göçme (güç tükenmesi) sınırına getiren ağır hasar durumunu temsil eder. Taşıyıcı sistem elemanlarında önemli hasar oluşmuş, dayanım ve rijitliklerde önemli azalmalar meydana gelmiştir. Bununla beraber, yapının taşıma kapasitesi düşey yükleri taşımaya devam etmek için yeterlidir. Yapı sistemi

kararlılığını korumakla birlikte, önemli oranda can güvenliği riski bulunmaktadır. Devam eden artçı depremler yapının yıkılmasına neden olabilir. Önemli bir güçlendirme müdahalesi gereken bu tür yapılarda, güçlendirme genellikle teknik ve ekonomik bakımdan uygun olmayabilir. Bu tür seviyenin yeni yapıların tasarımında maksimum deprem etkisi altında sağlanması önerilebilir. Daha düşük bir deprem etkisinde bu seviyenin göz önüne alınması, daha yüksek bir deprem etkisinde güç tükenmesine yüksek olasılıkla ulaşılması anlamına gelir ki, bu durumun kabul edilmesi uygun değildir.

Yukarıda tanımlanan performans seviyeleri ve aralıkları, sünek yapı sistemleri için kapasite eğrisi olarak tanımlanan yatay kuvvet-yatay yerdeğiştirme diyagramı üzerinde şematik olarak işaretlenmiştir.(Şekil 4.1)



Şekil 4.1. Kapasite Eğrisinde Performans Seviyeleri ve Aralıkları

4.2.2. Taşıyıcı Olmayan Elemanlar İçin Performans Seviyeleri

Yapının taşıyıcı olmayan elemanlarında, deprem etkisi ile meydana gelebilecek olası hasara ve bu elemanların deprem sonrası kullanım durumuna bağlı olarak performans seviyeleri tanımlanmıştır, (Tablo 4.2.).

Tablo 4.2. Taşıyıcı Olmayan Elemanlar İçin Performans Seviyeleri

Performans Seviyesi	Kod
Kullanıma devam	NP-A
Hemen kullanım	NP-B
Can güvenliği	NP-C
Azaltılmış hasar	NP-D
Yapısal olmayan performansın dikkate alınmadığı seviye	NP-E

Kullanıma devam performans seviyesi (NP-A)

Deprem sonrasında taşıyıcı olmayan elemanlar ile tesisat ve ekipmanda hasar oluşmaz veya ihmal edilebilecek kadar az hasar meydana gelir. Bu hasar yapının ve ekipmanların kullanımını engellemez.

Hemen kullanım performans seviyesi (NP-B)

Taşıyıcı olmayan elemanlarda, ekipman ve tesisatta hasar oluşabilir. Bazı eleman ve ekipmanların onarılması ve/veya değiştirilmesi gerekebilir. Kullanım bakımından ortaya çıkabilecek kısıtlamalar kısa zamanda giderilir ve yapı kullanılmaya devam eder.

Can güvenliği performans seviyesi (NP-C)

Taşıyıcı olmayan elemanlarda, ekipman ve tesisatta dikkate değer bir hasar oluşmasına karşılık, meydana gelen genel hasar sözkonusu elemanların bölgesel veya toptan göçmesine sebep olmayacak mertebededir. Yapının içinde veya dışındaki elemanlarda, yaralanmalara neden olabilecek makine devrilmesi, kopmalar, düşmeler söz konusu değildir. Yaralanmaların olası olmasına karşılık, can güvenliğini tehlikeye atacak yaralanmalar azdır. Taşıyıcı olmayan elemanlar, tesisat ve ekipmanda onarım ve yenileme gereksinimi doğabilir ve bunlar giderilmeden işlevsel bir kullanım durumu sağlanamayabilir.

Azaltılmış hasar performans seviyesi (NP-D)

Taşıyıcı olmayan elemanlarda, ekipman ve tesisatta ciddi hasar meydana gelebilir. Ancak, parapet, dış cephe duvarları veya kaplamaların yıkılma ve dökülmesi, asma tavanların düşmesi gibi insanların gruplar halinde yaralanmalarına neden olabilecek hasar durumuna ulaşılmaz.

Yapısal olmayan performansın dikkate alınmadığı seviye (NP-E)

Bazı hallerde, yapının davranışını ve kullanımını etkilemeyen ikincil elemanlar için performansın değerlendirilmesine gerek olmayabilir.

4.3. Deprem Hareketi

Performansa dayalı değerlendirme ve tasarımda göz önüne alınmak üzere, farklı seviyede deprem hareketleri tanımlanmıştır. Bu deprem hareketleri genel olarak, 50 yıllık bir süre içindeki aşılma olasılıkları veya benzer büyüklükteki depremlerin oluşumları arasındaki ortalama zaman aralığı (dönüş periyodu) ile ifade edilebilir. Bu iki parametre arasındaki ilişki Tablo 4.3’ de verilmiştir.

Tablo 4.3. Deprem Hareketlerinin Aşılma Olasılıkları

Aşılma olasılığı	Esas alınan zaman aralığı	Ortalama dönüş periyodu
%50	50 yıl	72 yıl
%20	50 yıl	225 yıl
%10	50 yıl	474 yıl
%2	50 yıl	2475 yıl

Genel olarak, sismik risk seviyesine göre üç farklı seviyede deprem hareketi ATC40 projesinde tanımlanmıştır. Aşağıda ATC40’da ifade edilen deprem hareketleri verilerek FEMA 273 ve FEMA 356’da tanımlanan depremlerle karşılaştırılmıştır.

- 1- Servis (kullanım) depremi (SE): 50 yılda aşılma olasılığı %50 olan yer hareketidir. Dönüş periyodu 72 yıldır. Bu depremin etkisi, yaklaşık olarak tasarım depreminin yarısıdır.
- 2- Tasarım depremi (DE): 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan yer hareketidir. Dönüş periyodu 474 yıldır. 1998 Türk Deprem Yönetmeliğinde esas alınan bu deprem FEMA 273’te Temel Güvenlik Depremi-1 (BSE-1) olarak isimlendirilir.
- 3- En büyük deprem (ME): Belirli bir bölgede, jeolojik veriler çerçevesinde, meydana gelebilecek en büyük deprem hareketidir. 50 yılda aşılma olasılığı %5, dönüş periyodu 1000 yıldır. Bu depremin etkisi tasarım depreminin 1.25-1.50 katı dolayındadır. Ayrıca, FEMA 273’te Temel Güvenlik Depremi-2 (BSE-2) olarak isimlendirilen ve 50 yılda aşılma olasılığı %2, dönüş periyodu 2475 yıl

olan bir deprem daha tanımlanmıştır. Bu depremin ATC40 taki en büyük depreme karşı geldiği, ancak etkisinin daha büyük olduğu söylenebilir.

Bir yapıda, belirli bir deprem hareketi altında tek bir performans hedefi öngörülebileceği gibi, birden fazla yer hareketi altında çok seviyeli performans hedefleri de esas alınabilir. Tablo 4.4.' te, çok seviyeli performans hedefi için bir örnek verilmiştir.

Tablo 4.4. Çok Seviyeli Hedef Performansın Tanımlanması

Yer Hareketi	Bina Performans Seviyesi		
	Kullanıma Devam	Hemen Kullanım	Can Güvenliği
Servis Depremi (SE)			
Tasarım Depremi (DE)			
En Büyük Deprem (ME)			

4.4. Yapısal Kapasite

Performansa dayalı tasarım ve değerlendirmenin iki temel parametresi istem(talep) ve kapasitedir. İstem yapıya etkiyen deprem yer hareketini, kapasite ise yapının bu deprem etkisi altındaki davranışını temsil etmektedir.

Yapısal kapasite, yapının taşıyıcı sistemini oluşturan elemanların dayanım ve şekildeğiştirme kapasitelerinin bir birleşimi olarak tayin edilir. Lineer elastik sınırın ötesindeki kapasitenin belirlenmesi istendiğinde, genel olarak malzeme ve geometri değişimleri bakımından doğrusal olmayan teoriye göre sistem hesabı yapılması gerekmektedir.

Yapısal kapasite, kapasite eğrisi (pushover curve) ile temsil edilir. Bu eğri, genellikle taban kesme kuvveti ile yapının tepe noktasının yatay yerdeğiştirmesi arasındaki bağıntı çizilerek elde edilmektedir. Kapasite eğrisinin elde edilmesi için, yapı sistemi sabit düşey yükler ve orantılı olarak artan yatay kuvvetler altında, taşıma kapasitesinin sona erdiği limit duruma kadar hesaplanır.

Yapısal kapasite eğrisi, genellikle yapının birinci doğal titreşim modu esas alınarak belirlenen eşdeğer statik deprem kuvvetleri altında yapılan hesap ile elde edilir. Diğer bir deyişle, yapının davranışında birinci doğal titreşim modunun etkin olduğu varsayılır. Bu varsayım, özel periyodu $T=1.00$ sn den daha küçük olan yapılar için

geçerli olabilir. Birinci doğal titreşim periyodu 1.00 sn.'yi aşan yapılarda, daha yüksek modların etkilerinin de göz önüne alınması gerekmektedir. Diğer taraftan, burulma titreşimlerinin etkin olduğu yapı sistemlerinde, burulma titreşimi modları da hesaba katılmalıdır.

4.5. Basitleştirilmiş Doğrusal Olmayan Analiz Yöntemleri

Yapıların deprem etkileri altındaki performanslarının belirlenmesi amacıyla kullanılan basitleştirilmiş doğrusal olmayan statik analiz yöntemleri, yapı sisteminin yatay kuvvetler altındaki davranışını temsil eden yatay kuvvet-yatay yerdeğiştirme (P- δ) ilişkisinin malzeme ve geometri değişimi bakımından doğrusal olmayan teoriye göre elde edilmesine ve bu ilişkinin değerlendirilmesine dayanmaktadır. Kapasite eğrisi adı verilen bu eğriden yararlanarak, yapının zayıf (yetersiz) elemanları, bunların yerleri ve olası bölgesel veya toptan göçme mekanizmaları belirlenebilmekte, ayrıca belirli bir deprem etkisi altında yapıda beklenen performans hedefinin gerçekleşip gerçekleşmeyeceği de kontrol edilebilmektedir.

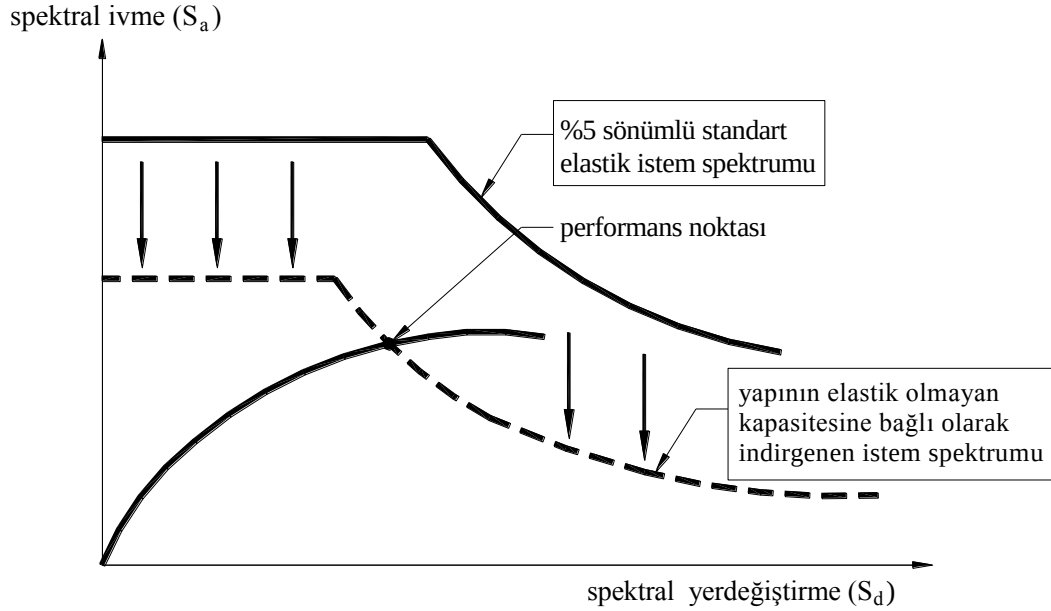
Doğrusal olmayan statik analiz yöntemleri ile yapı performansının değerlendirilmesi genel olarak iki farklı kritere göre yapılabilmektedir. Dayanım (kuvvet) bazlı değerlendirme adı verilen birinci tür değerlendirmede, yapıya etkilenen yatay deprem yükleri yönetmeliklerde öngörülen seviyeye ulaştığında, gerek dayanım gerekse yerdeğiştirme ve şekildeğiştirmeler bakımından yapıdan istenen performans hedefinin sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilmektedir. Yerdeğiştirme ve şekildeğiştirme bazlı değerlendirmenin esas alındığı yöntemlerde ise, belirli bir yatay deprem yükü dağılımı için yapıdaki yerdeğiştirme istemine ulaştığında, yapıda şekildeğiştirmeler ve yerdeğiştirmeler cinsinden tanımlanan performans hedefinin sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilmektedir.

Aşağıdaki bölümlerde, yerdeğiştirme bazlı performans kriterlerini esas alan başlıca değerlendirme yöntemleri ayrıntılı olarak gözden geçirilecektir.

4.5.1. Kapasite Spektrumu Yöntemi (Capacity Spectrum Method, ATC40)

Artan deprem yükleri altındaki bir yapıda doğrusal olmayan şekildeğiştirmeler meydana gelir. Bu şekildeğiştirmeler yapının sönümünü artırır ve dolayısıyla deprem istemini (talebini) azaltır. Kapasite spektrumu yönteminde, yapıda meydana gelen doğrusal olmayan şekildeğiştirmelere bağlı olarak, elastik istem spektrumu

indirgenerek kapasite ve istemin eşit olduğu performans noktası belirlenir ve performans hedefinin gerçekleşip gerçekleşmediği kontrol edilir, Şekil 4.2. Bu yöntemde üç temel büyüklüğün belirlenmesi gerekmektedir. Bunlar kapasite, yerdeğiştirme istemi ve performans noktasıdır, [7].



Şekil 4.2. Kapasite Spektrumu Yöntemi ile Performans Noktasının Belirlenmesi

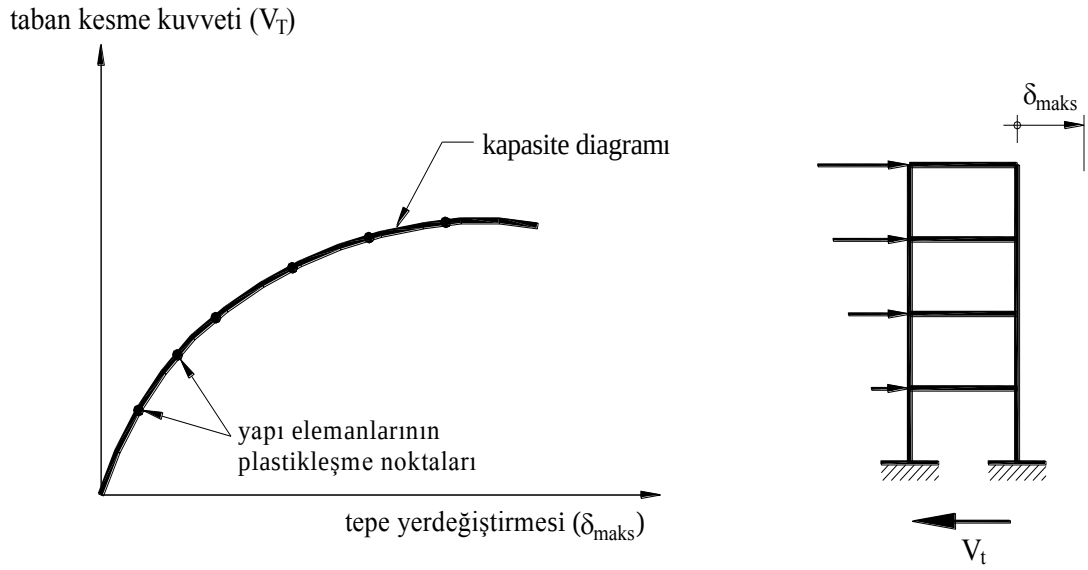
Yukarıda açıklandığı şekilde elde edilen kapasite eğrisi (Şekil 4.3), istem spektrumu ile karşılaştırılabilmesi için spektral formata ($S_a - S_d$) dönüştürülür, Şekil 4.4. Ancak, istem spektrumu tek serbestlik dereceli sisteme ait olduğu için, çok serbestlik dereceli sisteme ait kapasite eğrisinin de eşdeğer tek serbestlik dereceli sisteme dönüştürülmesi gerekmektedir. Bu işlem, birinci doğal moda ait modal kütle katsayısı (α_1) ve modal katılım çarpanı (PF_1) kullanarak aşağıda Denklem (4.1-4.4) de verilen bağıntılar ile yapılabilir.

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1} / g) \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N (w_i / g) \right] \left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2 / g) \right]} \quad (4.1)$$

$$S_a = \frac{V_T / W}{\alpha_1} \quad (4.2)$$

$$PF_1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_i / g)}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_i^2 / g)} \right] \quad (4.3)$$

$$S_d = \frac{\delta_{maks}}{PF_1 \phi_{tepe,1}} \quad (4.4)$$



Şekil 4.3. Doğrusal Olmayan Teori ile Kapasite Eğrisinin Elde Edilmesi

Bu bağıntılarda

S_a : spektral ivme

S_d : spektral yerdeğiştirme

V_T : toplam taban kesme kuvveti

δ_{maks} : yapının tepe noktasının yatay yerdeğiştirmesi

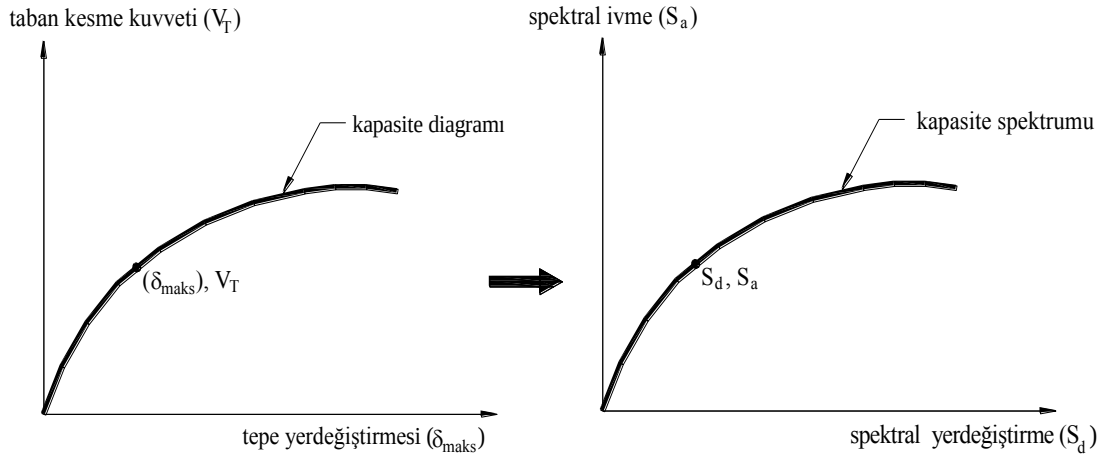
W : yapının toplam ağırlığı

$\phi_{tepe,1}$: birinci normal moda ait en üst kattaki genlik

$\phi_{i,1}$: birinci moda ait (i) nolu kattaki genlik

N : binanın kat sayısı

w_i/g : (i) numaralı katın kütlesi olarak tanımlanmaktadır.

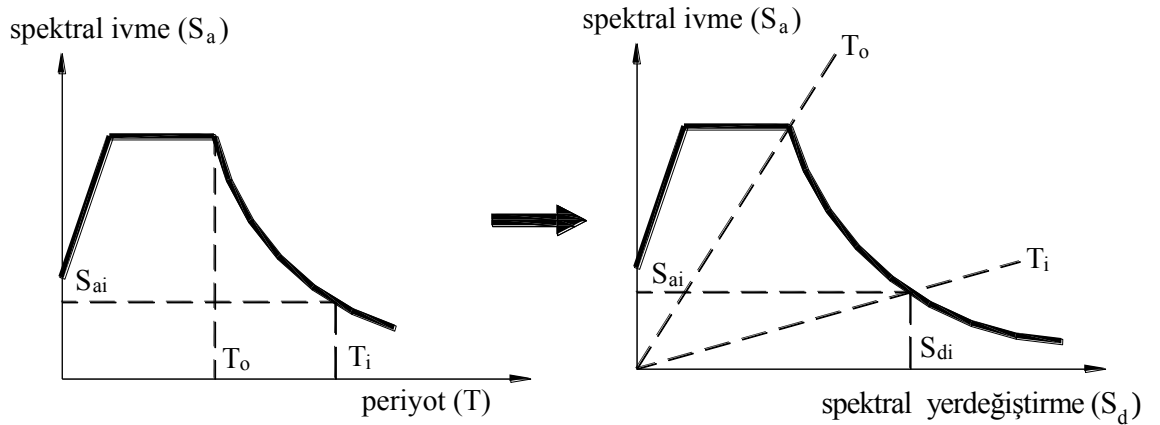


Şekil 4.4. Kapasite Eğrisinin Kapasite Spektrumuna Dönüştürülmesi

Kapasite spektrumu ile aynı eksen takımı üzerinde gösterilebilmesi için, elastik istem spektrumunun da spektral ivme - spektral yerdeğiştirme formatına dönüştürülmesi gerekir. Bunun için, spektral ivme ile spektral yerdeğiştirme arasındaki

$$S_d = S_a \frac{T^2}{4\pi^2} g \quad (4.5)$$

bağıntısından yararlanılır, Şekil 4.5. Burada T, yapı sisteminin birinci doğal periyodunu göstermektedir.



Şekil 4.5 Elastik İstem Spektrumunun İvme-Yerdeğiştirme Formatına Dönüştürülmesi

Kapasite ve elastik istem spektrumları, aynı spektral ivme-spektral yerdeğiştirme (S_a - S_d) koordinat sisteminde ifade edildikten sonra, deprem etkileri altında yapı

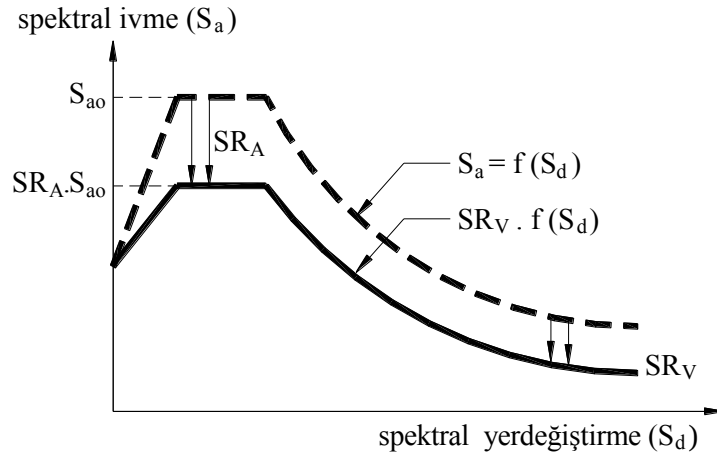
Şekilden görüldüğü gibi, etkili sönüm oranının hesaplanabilmesi için, performans noktasının başlangıçta bilinmesi veya tahmin edilmesi gerekmektedir.

Spektral ivme - spektral yerdeğiştirme ($S_a - S_d$) koordinat sisteminde ifade edilen elastik istem spektrumunun yatay koluna ve azalan bölümüne uygulanacak indirgeme katsayıları, β_{eff} etkili sönüm oranına bağlı olarak, sırasıyla

$$SR_A \approx \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff})}{2.12} \geq SR_{A,min} = 0.33 - 0.56 \quad (4.7)$$

$$SR_V \approx \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}{1.65} \geq SR_{V,min} = 0.50 - 0.67 \quad (4.8)$$

formülleri ile hesaplanır, Şekil 4.7.



Şekil 4.7 İndirgenmiş İstem Spektrumunun Elde Edilmesi

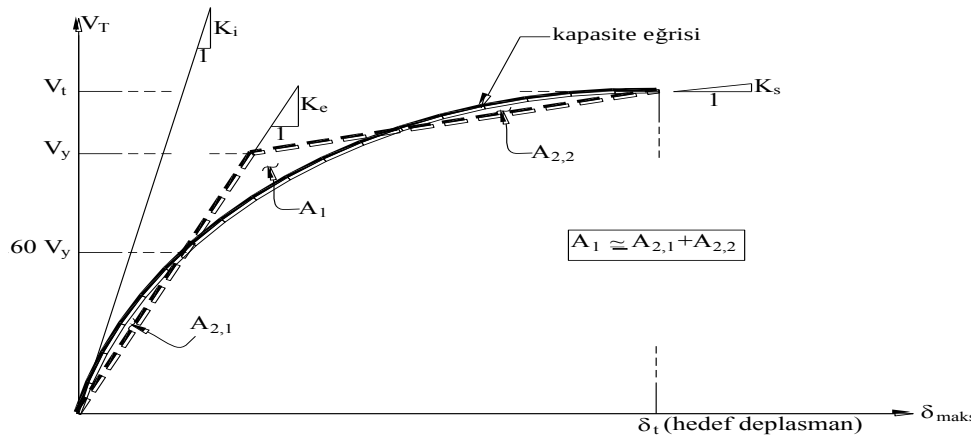
Kapasite spektrumu ile indirgenmiş istem spektrumunun kesim noktası, öngörülen deprem etkisi altında yapının performans noktasını vermektedir. Yapının performans noktası bu şekilde bulunduktan sonra, performans hedefinin gerçekleşip gerçekleşmediği kontrol edilir. Bunun için, sisteme ait büyüklüklerin (yerdeğiştirmeler, plastik şekildeğiştirmeler vb) performans noktasındaki değerleri kendilerine ait sınır değerler ile karşılaştırılır. Bu sınır değerler, belirli bir deprem hareketi altında öngörülen performans seviyesinin gerçekleşebilmesi için, yapısal ve yapısal olmayan elemanlardaki hasar seviyelerinin üst sınırlarını vermektedir. Kapasite spektrumu yönteminde performans noktasının bulunması için bir ardışık yaklaşım yolunun izlenmesi gerekmektedir. Başlangıçta seçilen δ_{pi} yerdeğiştirmesi

ile hesap sonucunda bulunan değerin birbirine eşit veya yeterince yakın olması halinde performans noktası bulunmuş olur ve ardışık yaklaşıma son verilir.

4.5.2. Yerdeğiştirme Katsayısı Yöntemi (Displacement Coefficient Method, FEMA356)

Yerdeğiştirme katsayısı yöntemi, kapasite spektrumu yöntemine benzer olarak, kapasite ve istemin birbirine bağlı olduğu esasına dayanmaktadır. Ancak bu yöntemde, yerdeğiştirme istemi grafik olarak değil, sayısal bir şekilde belirlenmektedir, [8, 9]. Bu durumda, kapasite eğrisinin kapasite spektrumuna dönüştürülmesine de gerek olmamaktadır.

Deplasman katsayısı yönteminde önce V_T taban kesme kuvveti ile δ_{maks} tepe noktası yerdeğiştirmesi arasındaki ilişkiyi belirleyen kapasite eğrisi elde edilir. Kapasite eğrisinin çizilmesinde, yapının birinci doğal periyoduna ve etkin olan modlara bağlı olarak uygun bir yatay yük dağılımı seçilir. Sabit düşey yükler ve orantılı olarak artan yatay yükler altında, doğrusal olmayan teoriye göre hesap yapılarak kapasite eğrisi elde edilir. Daha sonra bu eğri, birincisinin eğimi elastik rijitliği (K_e), ikincisinin eğimi ise elastoplastik rijitliği (K_s) temsil eden iki doğru parçasından oluşacak şekilde idealleştirilir. İdealleştirme yapılırken, gerçek ve idealleştirilmiş kapasite diyagramlarının altında kalan alanların eşit olması ve K_e eğimli doğrunun kapasite eğrisini kestiği noktanın ordinatının, K_e ve K_s eğimli doğruların kesiştiği noktanın ordinatının 0.60 katı olması koşulları esas alınır. Ancak iki doğrunun kesim noktası başlangıçta bilinmediğinden, bir deneme-yanılma yöntemi uygulanması gerekir, Şekil 4.8.



Şekil 4.8 İki Doğru Parçası ile İdealleştirilmiş Kapasite Eğrisi

idealleştirilen kapasite eğrisi için, sistemin T_e etkin doğal periyodu, T_i hesap yapılan doğrultudaki elastik doğal periyodu göstermek üzere

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (4.9)$$

bağıntısı ile hesaplanır.

Yapı sisteminin T_e etkin doğal periyodu bulunduğundan sonra, hedef yerdeğiştirme

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} \quad (4.10)$$

Formülü ile elde edilir. Bu formüldeki katsayı ve büyüklükler aşağıda tanımlanmıştır.

C_0 : çok serbestlik dereceli sistemin tepe noktasının yatay yerdeğiştirmesi ile eşdeğer tek serbestlik dereceli sistemin spektral yerdeğiştirmesi arasındaki ilişkiyi oluşturan modal katılım katsayısı

C_1 : doğrusal elastik yerdeğiştirmeyi, beklenen maksimum inelastik yerdeğiştirmeye dönüştüren düzeltme katsayısı

C_2 : histeresiz enerji şeklinin etkisini hesaba katan düzeltme katsayısı

C_3 : ikinci mertebe etkileri nedeniyle artan yerdeğiştirmelerin etkisini göz önüne alan düzeltme katsayısı

S_a : göz önüne alınan yapının etkin doğal periyoduna ve sönüm oranına bağlı olarak belirlenen ve g yerçekimi ivmesini de içeren spektral ivmedir.

Hedef yerdeğiştirmenin bulunması için bir ardışık yaklaşım yolunun izlenmesi gerekmektedir. Başlangıçta seçilen ve T_e etkin doğal periyodunun hesabına esas olan δ_t yerdeğiştirmesi ile hesap sonucunda bulunan değerlerin eşit veya birbirine yeterince yakın olması halinde hedef yerdeğiştirme bulunmuş olur ve ardışık yaklaşıma son verilir.

Öngörülen deprem etkisi altındaki hedef yerdeğiştirme bulunduğundan sonra, performans hedefinin gerçekleşip gerçekleşmediği kontrol edilir. Bunun için, sisteme ait büyüklüklerin (yerdeğiştirmeler, plastik şekildeğiştirmeler vb) değerleri kendilerine ait sınır değerler ile karşılaştırılır.

4.5.3. Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi – 2005 Türk Deprem Yönetmeliğı Taslağı

4.5.3.1. Yöntemin Esasları

Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'nin kullanılabilmesi için, binanın kat sayısının bodrum hariç 8'den fazla olmaması ve göz önüne alınan deprem doğrultusunda, doğrusal elastik davranış esas alınarak hesaplanan birinci titreşim moduna ait etkin kütle bodrum kütle hariç toplam bina kütle sine oranının en az 0.60 olması önerilmektedir, [11].

Eğilme etkisindeki betonarme elemanların akma öncesi doğrusal davranışlarının belirlenmesinde çatlamış kesite ait eğilme rijitlikleri kullanılır. Daha kesin bir hesap yapılmadıkça, çatlamış kesite ait eğilme rijitlikleri için aşağıda verilen değerlerden yararlanılabilir.

(a) Kirişlerde: $0.40 EI_0$

(b) Kolon ve perdelerde, $N_d / (A_c f_{ck}) \leq 0.10$ olması durumunda: $0.40 EI_0$

$N_d / (A_c f_{ck}) \geq 0.40$ olması durumunda: $0.80 EI_0$

Yukarıdaki bağıntılarda N_d , düşey yükler altında hesaplanan eksenel basınç kuvvetini göstermektedir. N_d 'nin ara değerleri için doğrusal interpolasyon yapılabilir.

Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'nin amacı, birinci (deprem doğrultusunda hakim) titreşim mod şekli ile orantılı olacak şekilde, deprem istem limitine kadar monotonik olarak adım adım arttırılan eşdeğer deprem yüklerinin etkisi altında doğrusal olmayan itme analizinin yapılmasıdır. Artımsal itme analizi sırasında, eşdeğer deprem yüğü dağılımının, taşıyıcı sistemdeki plastik mafsall oluşumundan bağımsız olarak sabit kaldığı varsayımı yapılabilir. Bu durumda yük dağılımı, analizin başlangıç adımında doğrusal elastik davranış için hesaplanan birinci titreşim mod şekli ile orantılı olacak şekilde tanımlanabilir. Kat döşemeleri rijit diyafram olarak idealleştirilen binalarda, birinci doğal titreşim mod şeklinin bileşenleri olarak, her katın kütle merkezindeki birbirine dik iki yatay öteleme ve kütle merkezinden geçen düşey eksen etrafındaki dönme göz önüne alınır. Modal yerdeğiştirme isteminin belirlenmesi için gerekli olan modal kapasite diyagramı, itme analizi sırasında eşdeğer deprem yüğü dağılımının sabit kaldığı varsayımına göre çizilen

itme eğrisine (pushover curve) koordinat dönüşümü uygulanarak yaklaşık biçimde elde edilebilir.

Artımsal itme analizi sırasında eşdeğer deprem yükü dağılımı, her bir itme adımında öncekilere göre değişken olarak da göz önüne alınabilir. Daha hassas sonuçların elde edilebileceği bu durumda yük dağılımı, her bir itme adımı öncesinde taşıyıcı sistemde oluşmuş bulunan tüm plastik mafsallar göz önüne alınarak hesaplanan birinci titreşim mod şekli ile orantılı olarak tanımlanır.

İvme spektrumu, 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem etkisini esas almaktadır. 50 yılda aşılma olasılığı %50 olan depremin ivme spektrumu yukarıda tanımlanan spektral ivmelerinin yarısı, 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan depremin ivme spektrumu ise 1.5 katı olarak alınabilir.

İtme Analizinde Modal Yerdeğiştirme İsteminin Belirlenmesi

Elde edilen modal kapasite diyagramı ile elastik davranış spektrumundan yararlanarak ve farklı aşılma olasılıkları için bu spektrum üzerinde yukarıda açıklanan değişiklikler göz önüne alınarak, birinci (hakim) moda ait modal yerdeğiştirme istemi aşağıdaki şekilde belirlenebilmektedir.

İtme analizinin ilk adımında, doğrusal elastik davranış esas alınarak hesaplanan birinci moda ait T_1 başlangıç periyodunun, karakteristik periyod T_B 'ye eşit veya daha uzun olması durumunda ($T_1 \geq T_B$), doğrusal elastik olmayan (nonlinear) spektral yerdeğiştirme $S_{di,1}$, *eşit yerdeğiştirme kuralı* uyarınca doğal periyodu yine T_1 olan eşlenik doğrusal elastik sisteme ait lineer elastik spektral yerdeğiştirme $S_{de,1}$ 'e eşit alınır, Denk (4.14):

$$S_{di,1} = S_{de,1} \quad (4.14)$$

$T_1 < T_B$ olması durumunda ise, nonlinear spektral yerdeğiştirme $S_{di,1}$ ile eşlenik doğrusal elastik sisteme ait lineer elastik spektral yerdeğiştirme $S_{de,1}$ arasında Denk (4.15) ile verilen ilişki göz önüne alınmaktadır.

$$S_{di,1} = C_{R,1} S_{de,1} \quad (4.15)$$

Bu bağıntıdaki *yerdeğiştirme oranı* $C_{R,1}$, her bir (i)'inci itme adımında ardışık yaklaşım uygulanarak, aşağıdaki şekilde hesaplanmaktadır:

1- İtme analizi sonucunda elde edilen modal kapasite diyagramı, yaklaşık olarak iki doğrulu (bi-lineer) bir diyagrama dönüştürülür. Bu diyagramın başlangıç doğrusunun eğimi, itme analizinin ilk adımındaki ($i=1$) doğrunun eğimi olan birinci moda ait özdeğere, $(\omega_1^{(1)})^2$, eşit alınır. Böylece, başlangıç periyodu $T_1 = 2\pi/\omega_1^{(1)}$ olarak hesaplanır.

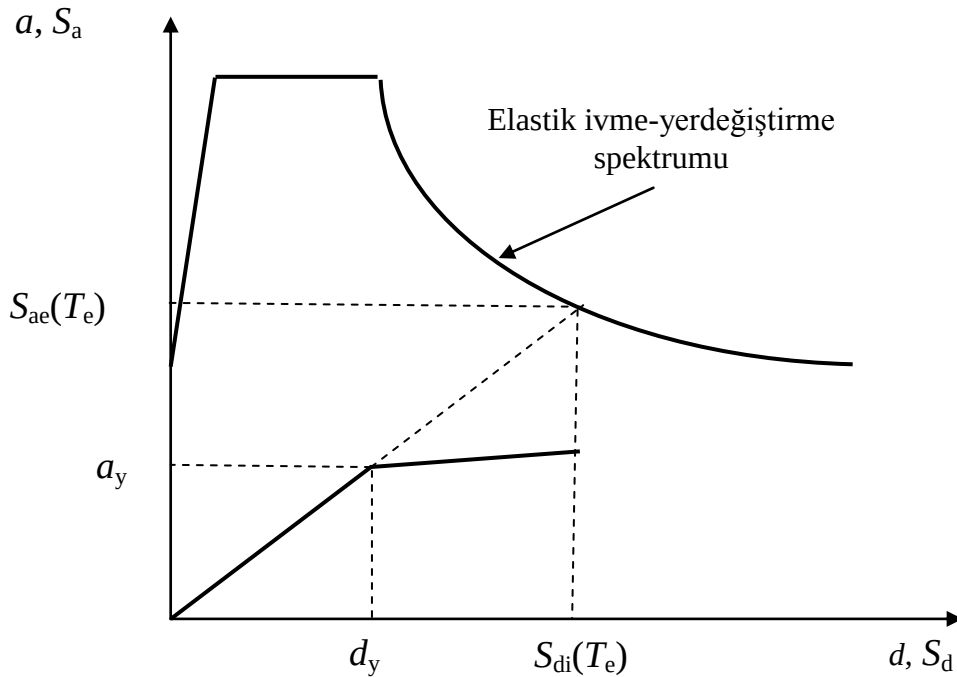
2- Ardışık yaklaşımın ilk adımında $C_{R,1} = 1$ kabulü yapılarak, diğer deyişle Denk.(4.14) kullanılarak eşdeğer akma noktasının koordinatları $(d_{y,1}, a_{y,1})$ eşit alanlar kuralı ile belirlenir. Buna göre $C_{R,1}$ Denk(4.16) ile tanımlanır:

$$C_{R,1} = \frac{1 + (R_{y,1} - 1) T_B / T_1}{R_{y,1}} \quad (4.16)$$

Bu bağıntıda $R_{y,1}$ birinci moda ait dayanım azaltma katsayısını göstermektedir:

$$R_{y,1} = \frac{S_{ae,1}}{a_{y,1}} \quad (4.17)$$

3- $C_{R,1}$ kullanılarak Denk.(4.15)'e göre hesaplanan $S_{di,1}$ değeri esas alınarak eşdeğer akma noktasının koordinatları $(d_{y,1}, a_{y,1})$ eşit alanlar kuralı ile yeniden belirlenir ve bunlara göre $R_{y,1}$ ve $C_{R,1}$ tekrar hesaplanır. Ardışık iki adımda elde edilen sonuçların birbirlerine yeterince yakın olması halinde ardışık yaklaşıma son verilir, Şekil(4.9).



Şekil 4.9 Modal Yerdeğiştirme İsteminin Belirlenmesi

4.5.3.2. Kesitteki Birim Şekildeğiştirme İstemlerinin Belirlenmesi

Doğrusal elastik olmayan analizde esas alınan plastik mafsal hipotezine göre, çubuk eleman olarak idealleştirilen kiriş, kolon ve perde türü taşıyıcı sistem elemanlarındaki iç kuvvetlerin plastik taşıma kapasitelerine eriştiği sonlu uzunluktaki bölgeler boyunca, plastik şekildeğiştirmelerin uniform biçimde yayıldığı varsayılmaktadır. Plastik mafsal boyu olarak adlandırılan plastik şekildeğiştirme bölgesinin uzunluğu L_p , çalışan doğrultudaki kesit boyutu h 'nın yarısına eşit alınabilmektedir:

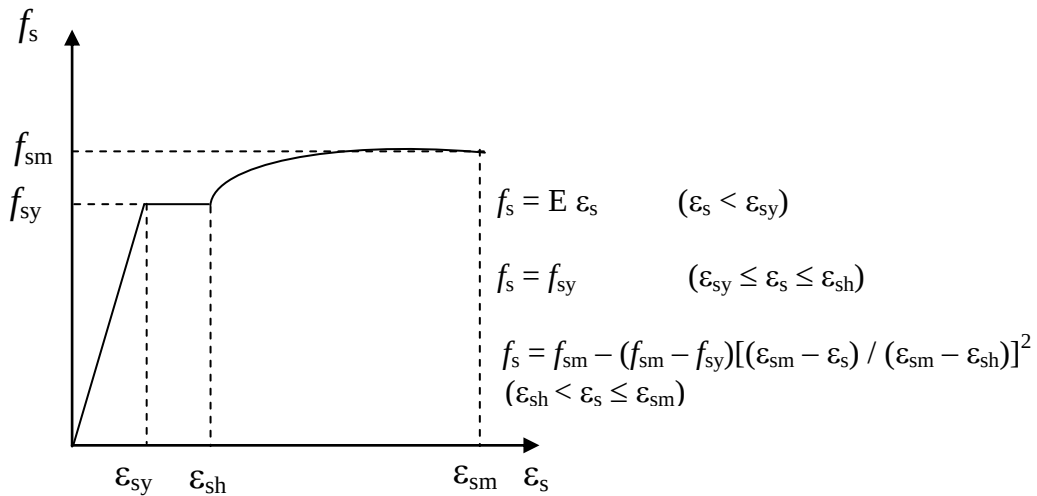
$$L_p = 0.5 h \quad (4.18)$$

Doğrusal elastik olmayan yöntemlere göre hesaplanan taşıyıcı sistemlerde, herhangi bir kesitte elde edilen θ_p plastik mafsal dönmesine bağlı olarak, plastik eğrilik istemi aşağıdaki bağıntı ile hesaplanır.

$$\Phi_p = \theta_p / L_p \quad (4.19)$$

Betonarme sistemlerde betonun basınç birim şekildeğiştirmesi istemi ile donatı çeliğindeki birim şekildeğiştirme istemi, Denk.(4.20) ile tanımlanan toplam eğrilik istemine göre, ilgili kesitte aşağıda verilen beton ve donatı çeliği modelleri kullanılarak elde edilen moment-eğrilik ilişkisinden hesaplanabilir.

Betonda Mander modelinin [23], donatı çeliğinde Şekil (4.10)'de tanımlanan modelinin esas alınması uygun olmaktadır.



Şekil 4.10 Donatı Çeliği Davranış Modeli

Tablo 4.5 Donatı Çeliği İçin Gerilme – Şekildeğiştirme Bağıntısı

Kalite	ϵ_{sy}	ϵ_{sh}	ϵ_{sm}	f_{sy} [MPa]	f_{sm} [Mpa]
S220	0.0011	0.011	0.16	220	275
S420	0.0021	0.008	0.09	420	550

Yukarıda belirtilen beton ve çelik modelleri kullanılarak elde edilen iki doğrulu moment eğrilik ilişkisi ile tanımlanan Φ_y eşdeğer akma eğriliği, Denk.(4.19) ile tanımlanan Φ_p plastik eğrilik istemine eklenerek, kesitteki Φ_t toplam eğrilik istemi elde edilmektedir:

$$\Phi_t = \Phi_y + \Phi_p \quad (4.20)$$

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

4.5.3.3. Betonarme Elemanların Kesit Birim Şekildeğiştirme Kapasiteleri

Plastik şekildeğiştirmelerin meydana geldiği betonarme taşıyıcı sistem elemanlarında, öngörülen çeşitli performans düzeylerine bağlı olarak, izin verilen şekildeğiştirme kapasiteleri aşağıda tanımlanmıştır:

1- Kesit Minimum Hasar Sınırı (MN) : beton basınç birim şekildeğiştirmesi ile donatı çeliği birim şekildeğiştirmesinin üst sınırları için

$$(\epsilon_{cu})_{MN} = 0.004 \quad ; \quad (\epsilon_{su})_{MN} = 0.010 \quad (4.21)$$

2- Kesit Güvenlik Sınırı (GS) : beton basınç birim şekildeğiştirmesi ile donatı çeliği birim şekildeğiştirmesinin üst sınırları için

$$(\epsilon_{cu})_{GS} = 0.004 + 0.0095 (\rho_s / \rho_{sm}) \leq 0.0135 \quad ; \quad (\epsilon_{su})_{GS} = 0.040 \quad (4.22)$$

3- Kesit Göçme Sınırı (GC) : beton basınç birim şekildeğiştirmesi ile donatı çeliği birim şekildeğiştirmesinin üst sınırları için

$$(\epsilon_{cu})_{GC} = 0.004 + 0.014 (\rho_s / \rho_{sm}) \leq 0.018 \quad ; \quad (\epsilon_{su})_{GS} = 0.060 \quad (4.23)$$

değerleri önerilmektedir.

5. BİR BETONARME PREFABRİKE ENDÜSTRİ YAPISI ÜZERİNDE SAYISAL İNCELEMELER

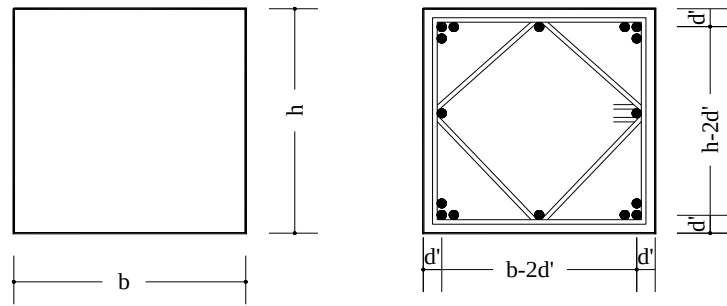
5.1. Giriş

Tek katlı, çok açıklıklı, kolonları temelde ankastre, üstte mafsallı olan betonarme prefabrike endüstri yapılarını temsil etmek üzere seçilen bir çerçeve sistemin deprem performansının, taşıyıcı sistem davranış katsayısına ve diğer tasarım parametrelerine göre değişimini incelemek amacıyla parametrik çalışmalar yapılmıştır. Yapı sistemine etkiyen düşey yükler ve deprem yükleri ile bunlara uygulanacak yük katsayıları TS 498, TS 500 standartlarına [23], [24] ve 1998 Türk Deprem Yönetmeliğine (TDY-98) [15] göre belirlenmiştir. Buna göre, tasarımda esas alınan yük kombinasyonları ($1.4G + 1.6Q$), ($1.0G + 1.0Q + 1.0E$) ve ($0.9G + 1.0E$) şeklindedir. Tasarımda ayrıca, TDY-98'deki yerdeğiştirme kriterleri esas alınmıştır.

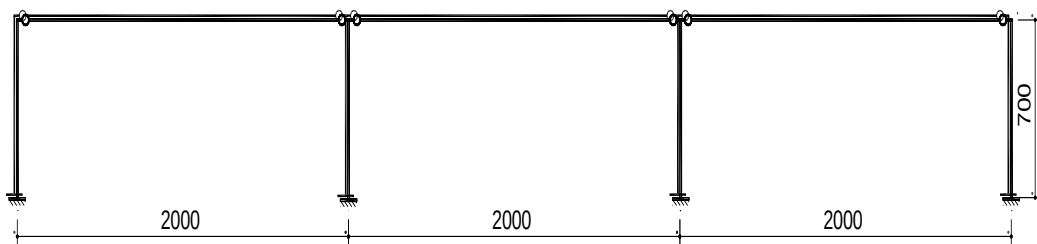
R taşıyıcı sistem davranış katsayısının çeşitli değerleri için boyutlandırılan taşıyıcı sistemlerin beton sınıfı C25, beton çeliği sınıfı S420 olarak seçilmiştir.

İncelenen sistem ilk olarak, taşıyıcı sistem davranış katsayısının $R = 5$ değeri için ve TDY-98 yönetmeliğindeki yerdeğiştirme kriterleri göz önüne alınarak boyutlandırılmış, boyutlandırılan sistemin deprem etkileri altındaki performansı, basitleştirilmiş doğrusal olmayan statik analiz yöntemlerinden, ATC40'ta açıklanan Kapasite Spektrumu Yöntemi [7], FEMA356'da yer alan Yerdeğiştirme Katsayısı Yöntemi [9] ve 2005 Türk Deprem Yönetmeliği (TDY-05) taslağındaki Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi [11] ile belirlenmiştir. Daha sonra, benzer tasarım ve deprem performansı değerlendirme işlemleri, taşıyıcı sistem davranış katsayısının $R = 4, 3$ ve 2 değerleri için tekrarlanarak sonuçlar tablolar halinde sunulmuştur.

Çalışmanın ikinci bölümünde 2005 Türk Deprem Yönetmeliği (TDY-05) taslağında revize edilen yerdeğiştirme kriterleri ve tek katlı, kolonları üstte mafsallı betonarme prefabrike yapılar için değiştirilen tasarım kriterleri esas alınarak sistem yeniden boyutlandırılmış ve aynı deprem yönetmeliğinde öngörüldüğü şekilde, birim şekildeğiştirmelere göre deprem performansı belirlenmiştir.



Parametrik inceleme için seçilen sistem üç açıklıklı, tek katlı, kolonları temelde ankastre, üstte mafsallı betonarme prefabrike bir endüstri yapısıdır. Kolon yükseklikleri 7.0m, açıklıklar 3×20.0m, çerçeve aralığı 8.0m dir, Şekil 5.2. Sistem ilk olarak, yürürlükte olan TDY-98 yönetmeliğinin tasarım esaslarına ($R = 5$) ve yerdeğiştirme kriterlerine göre boyutlandırıldıktan sonra deprem performansı belirlenmiştir. İzleyen bölümlerde, söz konusu durum için yapılan hesaplar ayrıntılı olarak verilmiştir.



Yapı sisteminin boyutlandırılmasında, kolonların brüt enkesit rijitlikleri göz önüne alınmıştır. Buna karşılık, çerçevenin yapısal kapasite eğrisinin elde edilmesinde ve performans hedefinin belirlenmesinde çatlamış enkesitin rijitliğine göre hesap

yapılmaktadır. Çeşitli kaynaklarda, normal kuvvetin değerlerine bağlı olarak, öngörülen çatlama kesit rijitlik değerleri Tablo 5.1’ de verilmiştir.

Tablo 5.1. Normal Kuvvete Bağlı Çatlama Kesit Eğilme Rijitlikleri

FEMA 356, ATC 40	$N \leq 0.3A_c.f_{ck}$	$EI = 0.5E_cI_g$
	$N > 0.5A_c.f_{ck}$	$EI = 0.7E_cI_g$
TDY'05	$N \leq 0.1A_c.f_{ck}$	$EI = 0.4E_cI_g$
	$N > 0.4A_c.f_{ck}$	$EI = 0.8E_cI_g$

Tablo 5.1’de

A_c : brüt enkesit alanını

f_{ck} : betonun karakteristik basınç dayanımını

E_c : beton elastisite modülünü

I_g : brüt enkesitin eylemsizlik momentini göstermektedir.

Normal kuvvetlerin tabloda verilmeyen ara değerleri için doğrusal interpolasyon yapılacaktır.

Sistemin boyutlandırılmasında ve analizinde aşağıdaki veriler kullanılmıştır:

Deprem bölgesi : 1

Etkin yer ivmesi katsayısı (A_o) : 0.40

Yerel zemin sınıfı : Z3

Spektrum karakteristik periyotları : $T_A = 0.15$ sn., $T_B = 0.60$ sn.

Bina önem katsayısı (I) : 1

Hareketli yük katılım katsayısı (n) : 0.30

Taşıyıcı sistem davranış katsayısı (R) : 5

Beton sınıfı ve karakteristikleri : C25 $f_{ck} = 25$ MPa

$E_c = 30000$ MPa

Beton çeliği sınıfı ve karakteristikleri : S420 $f_{yk} = 420$ MPa

$E_s = 210000$ MPa

Çatı yükleri (P_{g1}) : 84.6 kN

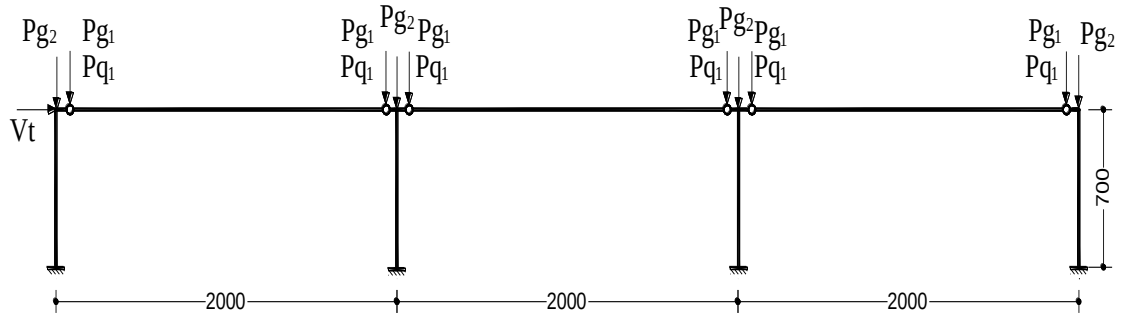
Kolon öz ağırlıkları (P_{g2}) : 42.6 kN

Kar yükleri (P_{q1}) : 60.0 kN

Kolon enkesit boyutları ($b \times h$) : 0.50 m x 0.50 m

$$I_g = \frac{b.h^3}{12} : 0.00521 \text{ m}^4$$

Boyutlandırmada esas alınan düşey yapı yükleri ve kar yükleri ile yatay deprem kuvvetleri Şekil 5.3' te gösterilmiştir.



Şekil 5.3. Tasarıma Esas Olan Yükler

1998 Türk Deprem Yönetmeliğine (TDY-98) göre sisteme etkiyen deprem kuvvetleri Denk.(5.1)'de verilen bağıntı ile hesaplanabilir.

$$V_t = W.A(T_1)/R_a(T_1) \geq 0.10A_0 I.W \quad (5.1)$$

$$W = \sum_{i=1}^N w_i \quad \text{bina toplam ağırlığı} \quad (5.2)$$

$$w_i = g_i + n.q_i \quad \text{hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak bulunan kat ağırlığı} \quad (5.3)$$

$$A(T_1) = A_0 . I . S(T_1) \quad \text{spektral ivme katsayısı} \quad (5.4)$$

$S(T_1)$ spektrum katsayısı yerel zemin koşullarına ve bina doğal periyoduna bağlıdır:

$$S(T_1) = 1 + 1.5T / T_A \quad 0 \leq T \leq T_A \quad (5.5a)$$

$$S(T_1) = 2.5 \quad T_A < T \leq T_B \quad (5.5b)$$

$$S(T_1) = 2.5(T_B/T)^{0.8} \quad T > T_B \quad (5.5c)$$

Deprem yükü azaltma Katsayısı $R_a(T)$, Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı (R) ve doğal titreşim periyoduna bağlı olarak hesaplanmaktadır:

$$R_a(T) = 1.5 + (R - 1.5)T/T_A \quad 0 \leq T \leq T_A \quad (5.6a)$$

$$R_a(T) = R \quad T > T_A \quad (5.6b)$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (5.7)$$

$$m = \frac{W}{g} \quad (5.8)$$

$$k = 4 \times \frac{3.E_c.I_c}{L^3} \quad (5.9)$$

Sisteme ait veriler yukarıdaki bağıntılarda yerlerine konularak elde edilen büyüklükler aşağıda verilmiştir:

$$W = 785.8 \text{ kN}$$

$$T = 0.761 \text{ sn} > T_B = 0.60 \text{ sn} \quad \text{olduğundan spektrum katsayısı}$$

$$S(T_1) = 2.5(T_B/T)^{0.8} = 2.068 \quad \text{değerini alır.}$$

$$T = 0.761 \text{ sn} > T_A = 0.15 \text{ sn} \quad \text{olduğundan deprem yükü azaltma katsayısı.}$$

$$R_a(T) = R = 5 \quad \text{olarak hesaba katılır.}$$

Spektral ivme katsayısı Denk.(5.4) yardımıyla $A(T_1) = 0.827$ olarak bulunmuştur.

Göz önüne alınan deprem doğrultusunda binanın tümüne etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü, V_T , Denk (5.1) ile

$$V_t = W.A(T_1)/R_a(T_1) = \frac{785.8 \times 0.827}{5} = 130.00 \text{ kN} \quad \text{olarak elde edilir.}$$

Narinliğin önemli olduğu durumlarda, birinci mertbe teorisine göre yapılan çerçeve çözümlemesi sonucunda bulunan kesit tesirlerinin, ikinci mertbe etkilerini de içerecek yeniden hesaplanması ve bu değerlerin boyutlandırmada kullanılması gerekir. TS 500’de açıklanan moment büyütme yöntemi ile, çerçevenin elastik analizi sonucunda bulunan N_d ve M_d etkileri, N_d ve $\beta.M_d$ olarak göz önüne alınır, [24]. Moment büyütme katsayısı, β , yatay yerdeğiştirmesi önlenmemiş sistemde, bir katta bulunan tüm kolonlar için ortak olarak hesaplandığı gibi (β_s), her kolon için bireysel (β) değeri hesaplanacak ve bulunan katsayılardan büyük olanı boyutlandırmada kullanılacaktır. Hesap yapılan kattaki basınç elemanlarının taşıdıkları eksenel tasarım yüklerinin toplamı, kolon kritik yüklerinin toplamının 0.45 katına eşit veya bu değerden küçük olmalıdır. Eğer bu koşul sağlanmıyorsa kolon boyutları büyütülecektir.

$\beta_s = 1/(1-1.3\Sigma N_d/\Sigma N_k)$ tüm kattaki kolonlar için moment büyütme katsayısı

$\beta = C_m/(1-1.3N_d/N_k)$ kolonların bireysel moment büyütme katsayısı

$\beta = \max(\beta_s; \beta)$

C_m : Burkulmada moment katsayısı. Yanal ötelenmesi önlenmemiş sistemlerde $C_m = 1$ değerini alır.

N_d : Tasarım eksenel kuvveti yük kombinasyonlarına göre ele alınacaktır.

N_k : Kolon burkulma yükü Denk (5.10) ile hesaplanabilir.

$$N_k = \frac{\pi^2 (EI)}{l_k^2} \quad (5.10)$$

$$(EI) = \frac{0,4E_c I_c}{1 + R_m} \quad (5.11)$$

$$R_m = \frac{N_{gd}}{N_d} \quad \text{yanal ötelenmesi önlenmiş sistemlerde sünme katsayısı} \quad (5.12a)$$

$$R_m = \frac{\sum V_{gd}}{\sum V_d} \quad \text{yanal ötelenmesi önlenmemiş sistemlerde sünme katsayısı} \quad (5.12b)$$

N_{gd} : Tasarım eksenel kuvvetinin kalıcı yükten kaynaklanan bölümü

V_{gd} : Tasarım kesme kuvvetinin kalıcı yükten kaynaklanan bölümü

V_d : Tasarım kesme kuvveti

l_k : Kolon etkili boyu : altta ankastre, üstte mafsallı sistemlerde çerçeve yüksekliğinin 2 katına eşittir.

Hesabı yapılan tek katlı çerçevenin uzun süreli yüklerden kaynaklanan kesme kuvveti olmadığından, yanıl ötelenmesi önlenmemiş olan bu sistemde, sünme katsayısı $R_m = 0$ ve eğilme rijitliği $EI = 62500 \text{ kNm}^2$ değerlerini alır ve bir kolonun burkulma yükü

$$N_k = \frac{\pi^2 \times 62500}{(2 \times 7)^2} = 3147.2 \text{ kN}$$

olarak hesaplanır. Sistemde bulunan dört kolonun burkulma yükleri toplanarak kat için toplam burkulma yükü $\sum N_k = 12588.8 \text{ kN}$ olarak elde edilir.

Belirtilen yükleme kombinasyonlarında tüm kattaki kolonlar için hesaplanan moment büyütme katsayıları β_s , Tablo 5.2’de gösterilmiştir.

Tablo 5.2. Tüm Kattaki Kolonlar İçin Moment Büyütme Katsayıları (β_s)

$\sum N_k = \frac{\pi^2 (EI)}{l_k^2} = 12588.8$	kN	$\sum N_d < 0.45 \sum N_k$	$\beta_s = \frac{1}{1 - 1,3 \frac{\sum N_d}{\sum N_k}}$
1-) $\sum N_d = 1.4 \sum N_g + 1.6 \sum N_q$	1524.92	s	1.18691
2-) $\sum N_d = \sum N_g + \sum N_q + \sum N_e$	1037.8	s	1.12003
3-) $\sum N_d = 0.9 \sum N_g + \sum N_e$	610.02	s	1.06723

Kolonların β bireysel moment büyütme katsayıları Tablo 5.3’te verilmiştir.

Tablo 5.3. Kolonların Bireysel Moment Büyütme Katsayıları (β)

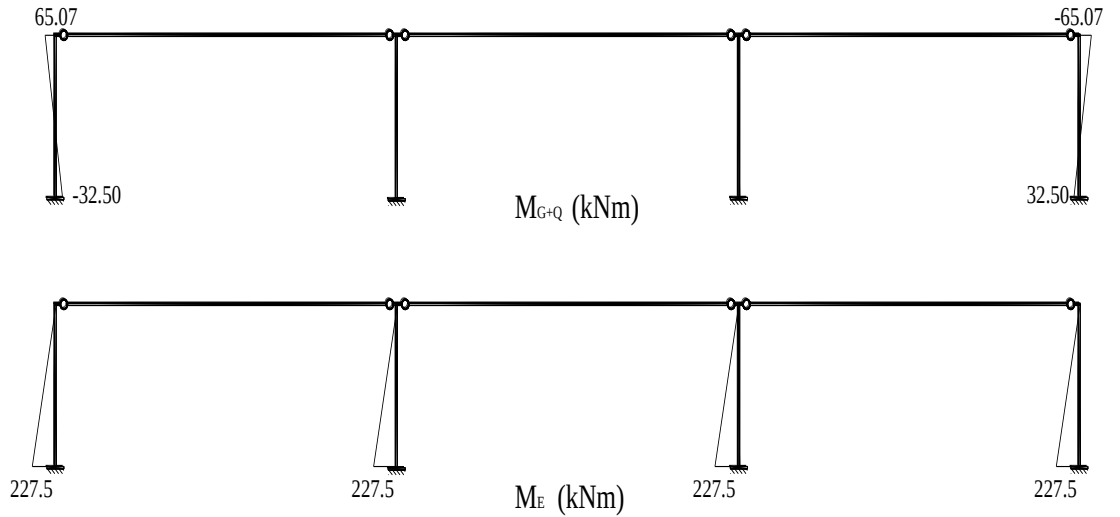
$N_k = \frac{\pi^2 (EI)}{l_k^2} = 3147.2$	DIŞ KOLON		İÇ KOLON	
	kN	$\beta = \frac{C_m}{1 - 1,3 \frac{N_d}{N_k}}$	kN	$\beta = \frac{C_m}{1 - 1,3 \frac{N_d}{N_k}}$
1-) $N_d = 1.4 N_g + 1.6 N_q$	274.0	1.12763	488.5	1.25276
2-) $N_d = N_g + N_q + N_e$	187.2	1.08378	331.8	1.15880
3-) $N_d = 0.9 N_g + N_e$	114.4	1.04961	190.6	1.08545

Hesaplarda kullanılacak olan moment büyütme katsayıları, β_s ve β değerlerinden büyük olanlarıdır. Tablo 5.4'te bu şekilde hesaplanan β değerleri yer almaktadır.

Tablo 5.4. Hesaplarda Kullanılan β Moment Büyütme Katsayıları

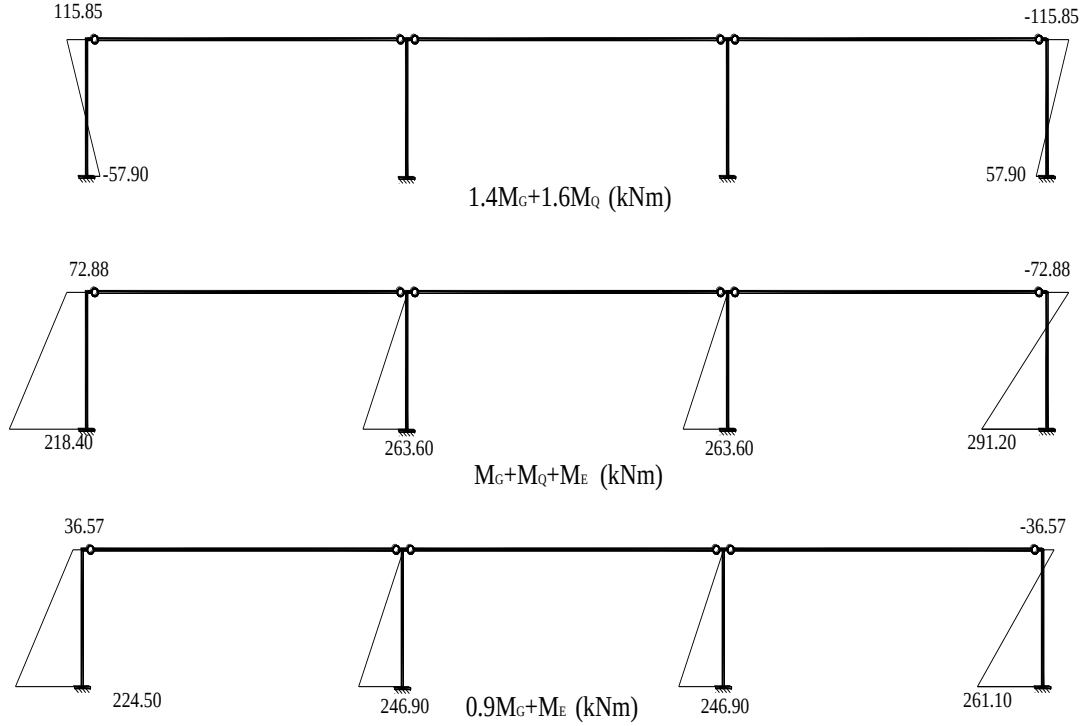
$\beta = \max (\beta_s; \beta)$	$\beta_{DİŞ}$	$\beta_{İÇ}$
1-) $1.4G + 1.Q$	1.18691	1.25276
2-) $G + Q + E$	1.12003	1.15880
3-) $0.9G + E$	1.06723	1.08545

Tek katlı, üç açıklıklı betonarme prefabrike endüstri yapısında, çatıdan gelen düşey yüklerin bir bölümünün mafsalların ucuna, bir bölümünün de kolonların üzerine etkiği Şekil 5.3'de görülmektedir. Çatı yüklerinin öz ağırlık bölümü çatı makasının, aşıkların ve alüminyum sandviç panellerin öz ağırlıklarından, hareketli yük bölümü de kar yükünden oluşmaktadır. Mafsallar kolon eksenlerine 0.45m uzaklıkta olduğundan, yapı yükleri ve hareketli yüklerden dolayı kolonlarda eğilme momentleri meydana gelmektedir. Bu tekil momentlerden oluşan eğilme momenti diyagramı ile tasarım deprem yükünün oluşturduğu moment diyagramı Şekil 5.4'te verilmiştir.



Şekil 5.4. M_{G+Q} ve M_E diyagramları

(1.4G + 1.6Q), (1.0G + 1.0Q + 1.0E) ve (0.9G + 1.0E) yük kombinasyonları için moment büyütme katsayısıyla arttırılmış eğilme momenti değerleri Şekil 5.5'teki sistem şeması üzerinde gösterilmiştir.



Şekil 5.5. Moment Kombinasyonlarının β ile Arttırılmış Değerlerinin Diyagramları

Boyutlandırmada esas alınan yerdeğiştirme kriterleri Denk 5.13'de yer almaktadır.

$$\frac{\delta}{H} = 0.0035 \quad (5.13a)$$

$$\frac{\delta}{H} = \frac{0.02}{R} \quad (5.13b)$$

İncelenen taşıyıcı sistemin, deprem yüklerinden oluşan yatay yerdeğiştirmesi

$\delta = 0.023781\text{m}$ değerini almaktadır. Buna göre, boyutlandırılan sistemin yerdeğiştirme kriterlerini sağladığı aşağıdaki bağıntılardan izlenmektedir.

$$\frac{\delta}{H} = 0.0034 < 0.0035$$

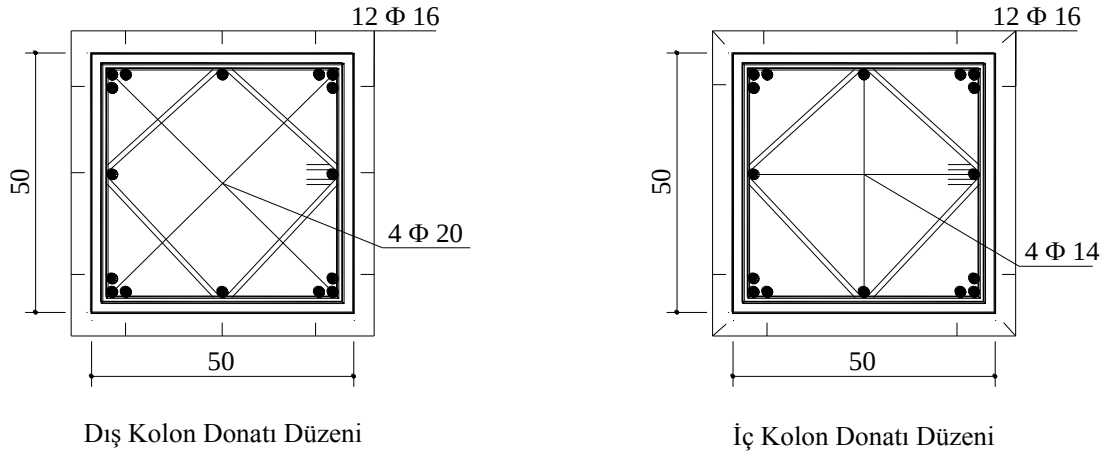
$$\frac{\delta}{H} = 0.0034 < \frac{0.02}{5} = 0.004$$

İç ve dış kolonlarda, ilgili yükleme kombinasyonlarından oluşan N_d ve M_d iç kuvvet değerlerine karşı gelen donatı gereksinimi ve seçilen boyuna donatılar Tablo 5.5’de verilmiştir.

Tablo 5.5. Seçilen Kolon Donatıları

	YÜKLEME	b	h	N_d (kN)	M_d (kN)	A_s (cm ²)	ρ	SEÇİLEN DONATI
DIŞ	1-) 1.4G + 1.6Q	0.50	0.50	274.0	115.8	6.83	0.0027	4 $\Phi 20$ + 12 $\Phi 16$
	2-) G + Q + E	0.50	0.50	187.2	291.2	32.43	0.0130	
	3-) 0.9G + E	0.50	0.50	114.4	261.1	31.96	0.0128	
İÇ	1-) 1.4G + 1.6Q	0.50	0.50	488.5	0.0	0.00	0.0000	4 $\Phi 14$ + 12 $\Phi 16$
	2-) G + Q + E	0.50	0.50	331.8	263.6	25.25	0.0101	
	3-) 0.9G + E	0.50	0.50	190.6	246.9	26.51	0.0106	

İç ve dış kolonlarda seçilen donatıların yerleşimi Şekil 5.6’da görülmektedir.



Şekil 5.6. Seçilen Kolon Donatılarının Yerleşim Düzeni

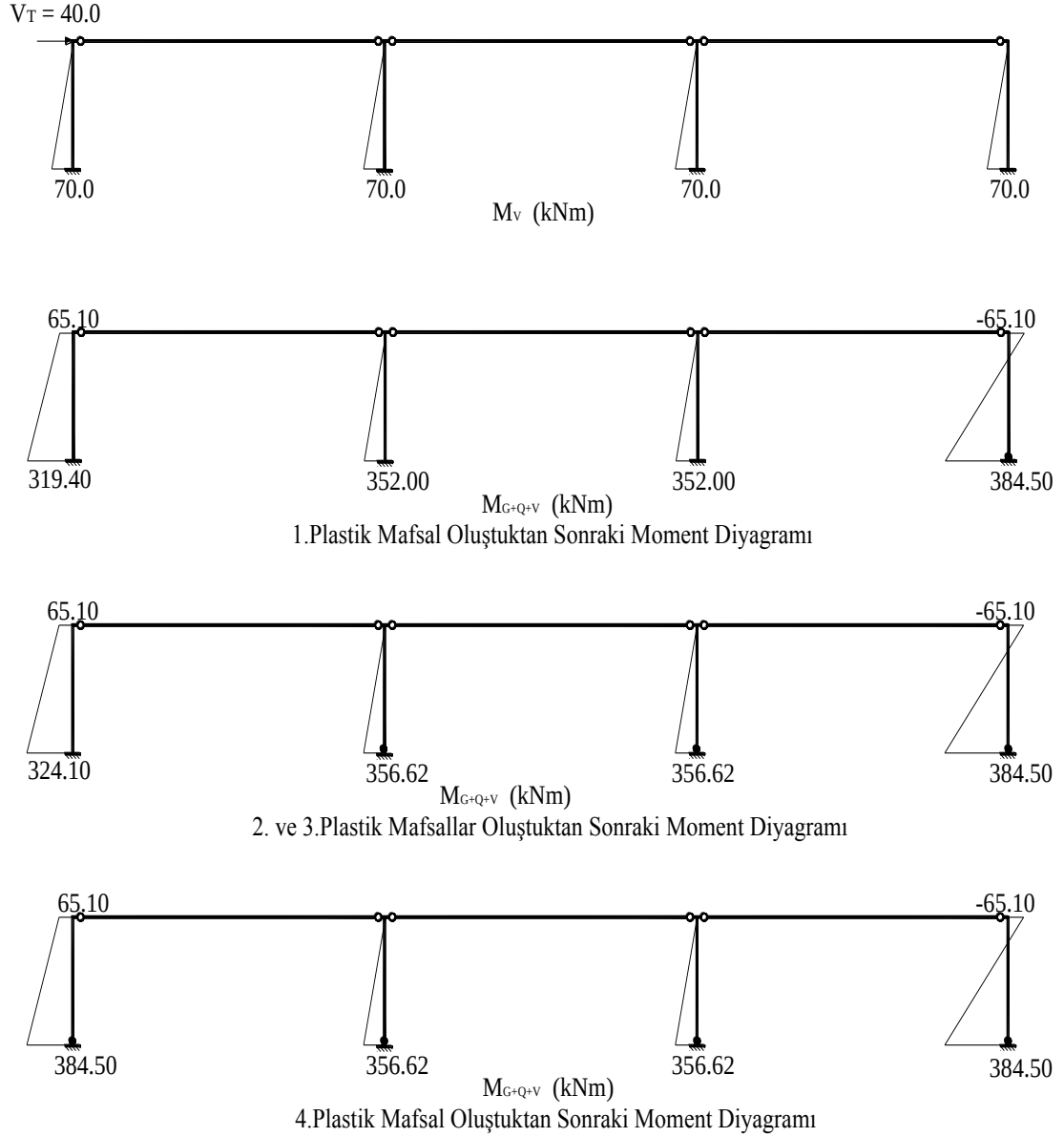
Sistemin kapasite eğrisinin çizilebilmesi için, kolonların düşey yüklerden meydana gelen eksenel kuvvetleri altında ve seçilen donatılar ile, karakteristik malzeme dayanımları kullanılarak eğilme momenti kapasitelerinin (M_k) hesaplanması gerekir.

Dış kolonun eksenel kuvveti $N_{g+q} = 187.15$ kN için $M_k = 384.50$ kNm.

İç kolonun eksenel kuvveti $N_{g+q} = 331.75$ kN için $M_k = 356.62$ kNm dir.

Kapasite eğrisinin çiziminde plastik mafsall hipotezi uygulanacaktır. Plastik mafsalların oluşması beklenen bölgeler kolonların alt uçlarıdır. Sisteme etkiyen

düşey yükler sabit iken, artan yatay yükler altında meydana gelen plastik mafsalların oluşum sırası ve her plastik mafsalın oluşumuna karşı gelen eğilme momenti diyagramları Şekil 5.7’de verilmiştir.



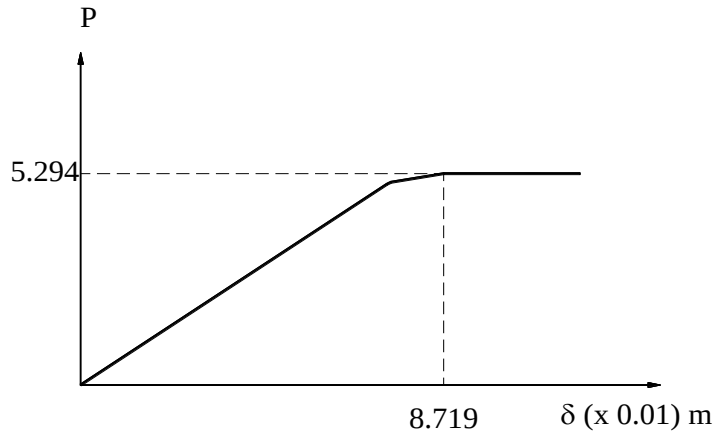
Şekil 5.7. Plastik Mafsalların Oluşum Sırası ve Eğilme Momenti Diyagramları

Plastik mafsalların oluşumuna karşı gelen yerdeğiştirmelerin hesabında, kolonların normal kuvvetleri göz önüne alınarak ve Tablo 5.1’ den yararlanarak, FEMA 356 ve ATC 40 yaklaşımlarında kolonların brüt enkesit eğilme rijitliğinin %50’sine eşit olan çatlamış kesit rijitliği, TDY-05 yaklaşımında ise brüt enkesit eğilme rijitliğinin %40’ına eşit olan çatlamış kesit rijitliği kullanılmıştır. Plastik mafsalların meydana geldiği, yatay yük parametrelerinin ve bunlara karşı gelen yerdeğiştirmelerin değerleri Tablo 5.6’ da gösterilmiştir.

Tablo 5.6. Yük Parametreleri ve Yerdeğiştirmeler

Yük Parametresi	Fema 356, ATC 40	TDY'05
$P_1 = 5.02807$	$\delta_1 = 7.358 \times 10^{-2} \text{ m}$	$\delta_1 = 9.198 \times 10^{-2} \text{ m}$
$P_2 = 5.07795$	$\delta_2 = 7.455 \times 10^{-2} \text{ m}$	$\delta_2 = 9.319 \times 10^{-2} \text{ m}$
$P_3 = 5.29371$	$\delta_3 = 8.718 \times 10^{-2} \text{ m}$	$\delta_3 = 10.89 \times 10^{-2} \text{ m}$

Kapasite eğrisi, yatay yük parametreleri ordinatta ve bu yük parametreleri için hesaplanan yerdeğiştirmeler apsiste alınarak çizilebilir. Aşağıda, ATC 40 ve FEMA 356' de esas alınan çatlamış kesit rijitlikleri için çizilen kapasite eğrisi gösterilmiştir, şekil 5.8.



şekil 5.8. FEMA 356 ve ATC 40'a Göre Elde Edilen Kapasite Eğrisi

Son plastik mafsall oluştuktan sonra sistem mekanizma durumuna gelmektedir. I. Mertebe teorisine göre hesap yapıldığı için, daha sonra yatay yük parametresi sabit kalır ve plastik mafsallardaki dönmeler göçme durumuna kadar artmaya devam eder.

5.2.2. Deprem Performansının ATC 40'a Göre Belirlenmesi

Seçilen yapı sisteminin performans hedefini ATC 40'da açıklanan *Kapasite Spektrum Yöntemi* ile belirlemek için, elde edilen kapasite eğrisinin, istem spektrumu ile karşılaştırılabilmesi amacıyla spektral formata ($S_a - S_d$) dönüştürülmesi gerekir. İstem spektrumu tek serbestlik dereceli sisteme aittir. Hesabı yapılan tek katlı çerçevede, birinci doğal moda ait modal kütle katsayısı (α_1) ve modal katılım arpanı (PF_1) aşağıda belirtilen formülasyondan da görülebileceği gibi, $\alpha_1=1.0$ ve $PF_1=1.0$ değerlerini almaktadır.

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1} / g) \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N (w_i / g) \right] \left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2 / g) \right]} = 1.0$$

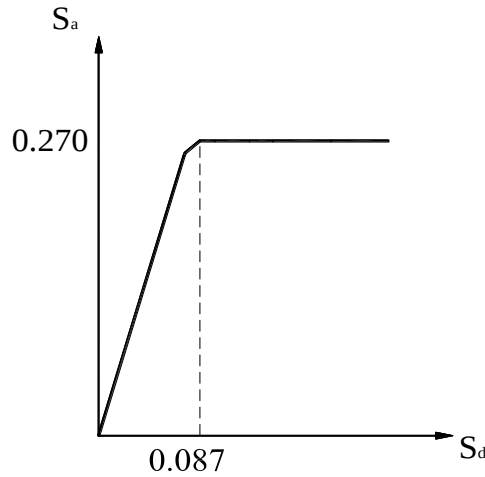
$$PF_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_i / g) \right]}{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_i^2 / g) \right]} = 1.0$$

Kapasite eğrisinin kapasite spektrumuna dönüştürülmesi için Denk (5.14, 5.15)'deki

$$S_a = \frac{V_T / W}{\alpha_1} \quad \text{ve} \quad S_d = \frac{\delta_{maks}}{PF_1 \phi_{tepe,1}} \quad (5.14) \text{ ve } (5.15)$$

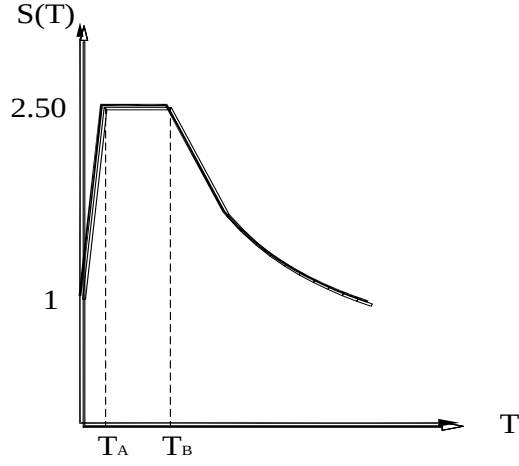
dönüştürme bağıntıları kullanılmıştır.

Bu adımda, her taban kesme kuvvetine ve tepe yerdeğiştirmesine karşı gelen spektral ivme ve spektral yerdeğiştirme değerleri hesaplanmıştır. Şekil 5.8 ile gösterilen kapasite eğrisinin spektral formata dönüştürülmüş hali Şekil 5.9'da görülmektedir.



Şekil 5.9. Kapasite Eğrisinin Kapasite Spektrumuna Dönüştürülmesi

Elastik istem spektrumu, TDY-98'de yer alan, bina doğal periyoduna ve yerel zemin koşullarına bağlı olan $S(T)$ spektrum katsayısının, bina önem katsayısı (I) ve etkin yer ivmesi katsayısı (A_0) ile çarpılarak bulunan $A(T)$ spektral ivme katsayısına eşittir. TDY-98'de yer alan spektrum katsayısı-periyot diyagramı Şekil 5.10'da gösterilmiştir.

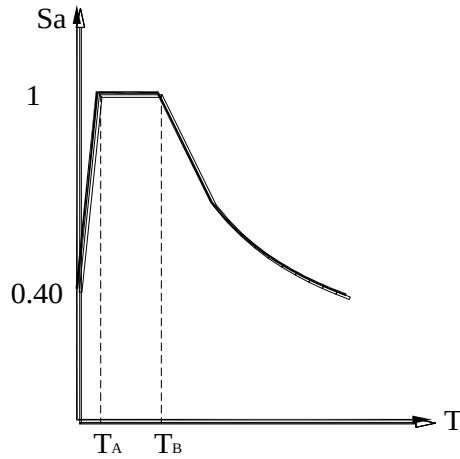


Şekil 5.10. S(T) - T Diyagramı

Seçilen sistemin yerel zemin sınıfının Z3 ve spektrum karakteristik periyotlarının $T_A = 0.15\text{sn}$ ve $T_B = 0.60\text{sn}$ olduğu veriler arasında yer almaktadır. Türk Deprem Yönetmeliğinde spektrum katsayısının periyot ile değişimine yer verilmiştir. Spektrum katsayısı, her periyot için etkin yer ivmesi katsayısı (A_0) ve bina önem katsayısı ile çarpılarak spektral ivme katsayısına dönüştürülür.

$$S_a = A(T) = A_0 \cdot I \cdot S(T) \quad (5.16)$$

Elde edilen S_a -T diyagramı Şekil 5.11’de gösterilmiştir.

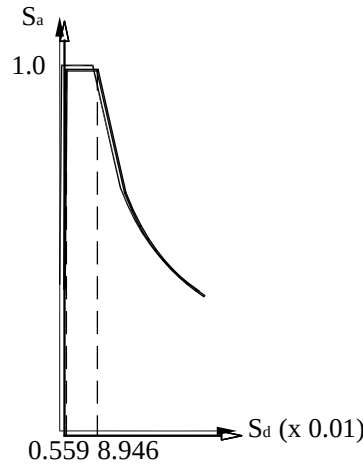


Şekil 5.11. S_a - T Diyagramı

Kapasite spektrumu ile aynı eksen takımı üzerinde gösterilebilmesi için, elastik istem spektrumunun da spektral ivme - spektral yerdeğiştirme formatına dönüştürülmesi gerekmektedir. Bunun için, spektral ivme ile spektral yerdeğiştirme arasındaki

$$S_d = S_a \frac{T^2}{4\pi^2} g \quad (5.17)$$

bağıntısından yararlanılmıştır, Denk (5.17). Burada T, yapı sisteminin birinci doğal periyodunu göstermektedir. Her periyot için bulunan S_a spektral ivme değerlerine karşı gelen S_d spektral yerdeğiştirmeleri elde edilmiş ve $S_a - S_d$ diyagramı Şekil 5.12’de gösterilmiştir.



Şekil 5.12. Elastik İstem Spektrumunun İvme-Yerdeğiştirme Formatına Dönüştürülmesi

Kapasite ve elastik istem spektrumları, aynı spektral ivme-spektral yerdeğiştirme (S_a-S_d) koordinat sisteminde ifade edilmiştir. Deprem etkileri altında yapı sisteminde meydana gelen doğrusal olmayan şekildeğiştirmeler nedeniyle artan sönüm oranına bağlı olarak, elastik istem spektrumunun indirgenmesi gerekmektedir. İndirgeme işlemi için etkili sönüm yüzdesinden yararlanıldığı, ayrıntılı olarak Bölüm 4’te açıklanmıştır. Etkili sönüm yüzdesinin bağıntısı Denk (5.18)’de gösterilmektedir.

$$\beta_{eff} = \kappa\beta_o + 5 = \frac{63.7\kappa(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad (5.18)$$

κ , yapı taşıyıcı sisteminin davranışına, depremin süresine ve β_o kritik sönüm yüzdesinin değerine bağlı olan bir katsayıdır. β_o , spektral ivme-spektral

yerdeğiştirme diyagramlarının altında kalan alan ile belirlenir. Buna göre β_o kritik sönüm yüzdesinin ve κ katsayısının değerleri

$$\kappa = 1.13 - 0.51 \frac{a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi}}{a_{pi} \cdot d_{pi}} = 0.796 \quad \beta_o = \% 41.72 > \% 16.25$$

şeklinde bulunmuştur.

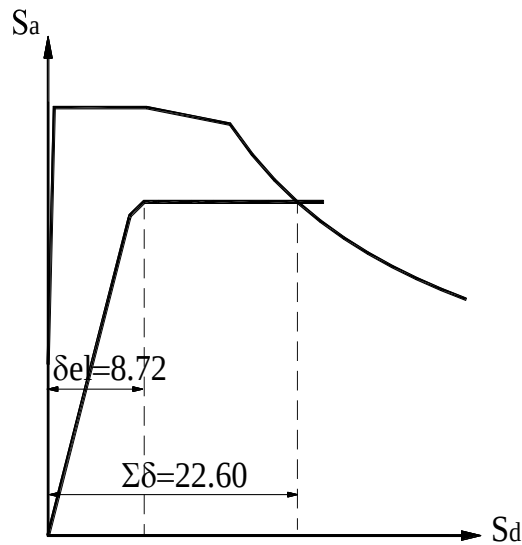
Etkili sönüm yüzdesi de

$$\beta_{eff} = 38.21 \text{ değerini almaktadır.}$$

İndirgenme işlemi, spektral ivme - spektral yerdeğiştirme diyagramının sabit kısmının S_{RA} , eğrisel kısmının ise S_{RV} katsayıları ile çarpılarak azaltılması ve bu eğrinin spektral kapasite eğrisiyle keşiştiği noktanın başlangıçta seçilen yerdeğiştirmeye eşit olması sağlanıncaya kadar, ardışık yaklaşım yapılması suretiyle bulunmuştur. Hedef deplasmanı veren indirgenmiş istem spektrumu şekil 5.13'te görölmektedir.

$$SR_A \approx \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff})}{2.12} = 0.346 \geq SR_{A,min} = 0.33$$

$$SR_V \approx \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}{1.65} = 0.495 < SR_{V,min} = 0.50$$



şekil 5.13 Hedef Deplasmanın ATC 40'a Göre Belirlenmesi

Ardışık yaklaşım ile bulunan spektral yerdeğiştirmeye gerekli dönüşüm uygulanarak, hedef deplasman $\delta = 22.6\text{cm}$ olarak bulunmuştur. İç ve dış kolonların alt uçlarında oluşan plastik mafsallardaki dönmeler hesaplanarak, normal kuvvet ve taban kesme kuvveti değerlerinin de etkili olduğu sistemin deprem performansı ATC 40'a göre belirlenmiştir, Tablo 5.7.

Tablo 5.7 ATC 40'a Göre Belirlenen Performans Seviyesi

KOLON	$\frac{P}{A_g f'_c} < 0.1$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}} < 3$	δ_d (cm)	$\Sigma\theta_{pmax}$ (rad)	Perform. Seviyesi
İÇ	0.05	1.42	22.602	0.02177	>SS
DIŞ	0.03			0.02163	

ATC 40'a göre belirlenen deprem performansı, yapı stabilite (SS) sınır değerini aşmaktadır.

5.2.3. Deprem Performansının FEMA 356'ya Göre Belirlenmesi

FEMA 356'da açıklanan deplasman katsayısı yönteminde, V_T taban kesme kuvveti ile δ_{maks} tepe noktası yerdeğiştirmesi arasındaki ilişkiyi belirleyen kapasite eğrisinin çizilmesinin ardından bu eğrinin, birincisinin eğimi elastik rijitliği (K_e), ikincisinin eğimi ise elastoplastik rijitliği (K_s) temsil eden iki doğru parçasından oluşacak şekilde idealleştirilmesi gerekmektedir. İncelemenin konusu olan tek katlı betonarme prefabrike sistemin kapasite eğrisi, Şekil 5.8'de görüldüğü gibi, iki doğrulu diyagrama yakın bir eğri olduğundan idealleştirmeye gerek olmamaktadır. Seçilen sistemin normal kuvvet değerlerine bağlı olarak, başlangıçtaki elastik rijitliği (K_e) ve elastoplastik rijitliği (K_s) çatlama kesit rijitliği olan brüt kesit rijitliğinin %50'sine eşit olmaktadır. T_i elastik doğal periyodu, çatlama kesit rijitliği kullanılarak hesaplandığında

$$k = 4 \times \frac{3.E_c.I_c}{L^3} \quad (5.19)$$

brüt kesidin yanal rijitliği olmak üzere

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k_i}} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{0.5k}} = 1.076\text{sn} \quad \text{olarak bulunur.}$$

Sistemin T_e etkin doğal periyodu aşağıdaki bağıntı ile

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} = 1.076 \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} = 1.076 \text{sn}$$

olarak bulunmuştur. Hedef deplasman FEMA 356'ya göre hesaplanırken, ATC 40 yaklaşımında olduğu gibi spektral formata dönüşüm yapmaya gerek olmadan, sayısal olarak hesaplanabilmektedir, Denk(5.20). Seçilen yapı sistemi için, hedef deplasman formülünde yer alan katsayıların açıklamaları ve aldıkları değerler aşağıda belirtilmiştir.

$$\delta_i = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} \quad (5.20)$$

C_0 : modal katılım katsayısı, kat sayısına ve yük modeline bağlıdır.

$$C_0 = 1.0$$

C_1 : doğrusal elastik yerdeğiştirmeyi, beklenen maksimum inelastik yerdeğiştirmeye dönüştüren düzeltme katsayısı

$$C_1 = 1.0 \quad T_e \geq T_B \quad (5.21a)$$

$$C_1 = \frac{1.0 + (R-1)T_s / T_e}{R} \quad T_e < T_B \quad (5.21b)$$

$$C_1 = 1.0 \quad T_e = 1.760 \text{sn} \geq T_B = 0.60 \text{sn}$$

C_2 : histeresiz enerji şeklinin etkisini hesaba katan düzeltme katsayısı

$$C_2 = 1.0$$

C_3 : ikinci mertebe etkileri nedeniyle artan yerdeğiştirmelerin etkisini göz önüne alan düzeltme katsayısı, pekleşme bölgesi eğimi pozitif olan yapılar için 1.0'dir.

$$C_3 = 1.0$$

S_a : göz önüne alınan yapının etkin doğal periyoduna ve sönüm oranına bağlı

olarak belirlenen ve g yerçekimi ivmesini de içeren spektral ivmedir.

$$S(T_i) = 2.5(T_B / T)^{0.8} = 1.567 \text{ değeri spektral ivmeye çevrilirse}$$

$$S_a = 0.4 \times S(T_i) = 0.627 \text{ olduğundan, hedef yerdeğiştirme}$$

$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} = 18.023 \text{ cm}$ olarak hesaplanır. Bu hedef yerdeğiştirme için, sistemin FEMA 356'ya göre belirlenen deprem performansı Tablo 5.8 üzerinde gösterilmiştir.

Tablo 5.8. FEMA 356'ya Göre Belirlenen Performans Seviyesi

KOLON	$\frac{P}{A_g f_c} < 0.1$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c}} < 3$	δ_d (cm)	$\Sigma \theta_{pmax}$ (rad)	Perform. Seviyesi
İÇ	0.05	1.42	18.023	0.01510	CP-LS
DIŞ	0.03			0.01524	

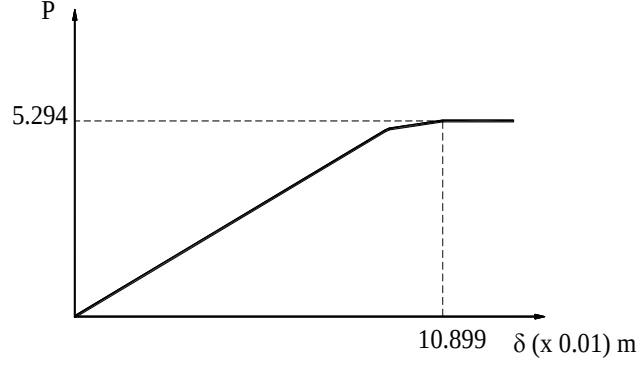
FEMA 356'ya göre belirlenen deprem performansı, göçmenin önlenmesi (CP) ve can güvenliği (LS) performans seviyeleri arasında bulunan hasar kontrol performans aralığındadır.

5.2.4. Deprem Performansının TDY-05 Taslağına Göre Belirlenmesi

Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'nin amacı, birinci (deprem doğrultusunda hakim) titreşim mod şekli ile orantılı olacak şekilde, deprem istem limitine kadar monotonik olarak adım adım arttırılan eşdeğer deprem yüklerinin etkisi altında doğrusal olmayan itme analizinin yapılmasıdır. İtme analizinin ilk adımında, doğrusal elastik davranış esas alınarak hesaplanan birinci moda ait T_1 başlangıç periyodunun karakteristik periyod T_B 'ye eşit veya daha uzun olması durumunda ($T_1 \geq T_B$), doğrusal elastik olmayan (nonlinear) spektral yerdeğiştirme $S_{di,1}$, *eşit yerdeğiştirme kuralı* uyarınca doğal periyodu yine T_1 olan eşlenik doğrusal elastik sisteme ait lineer elastik spektral yerdeğiştirme $S_{de,1}$ 'e eşittir, Denk (5.22).

$$S_{di,1} = S_{de,1} \quad (5.22)$$

2005 Türk Deprem Yönetmeliğine göre deprem performansı belirlenirken, normal kuvvet değerlerine bağlı olarak hesaplanan çatlamış kesit rijitliği brüt kesit rijitliğinin 0.40 katıdır. Bu yöntem ile elde edilen kapasite eğrisi Şekil 5.14’te gösterilmiştir.



Şekil 5.14. TDY-05’e Göre Elde Edilen Kapasite Eğrisi

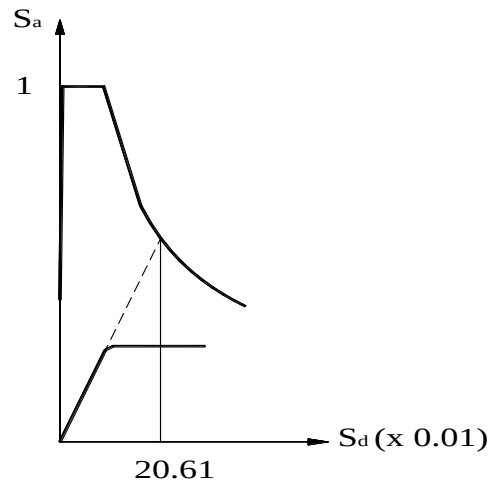
Çatlamış kesit rijitliği ile hesaplanan doğal periyot T_1 aşağıdaki gibi bulunmuştur:

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k_1}} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{0.4k}} = 1.203 \text{ sn}$$

Bu periyoda karşı gelen eşlenik doğrusal elastik sistemin lineer elastik spektral

yerdeğiştirmesinin $S_{de,1} = \frac{S_{ae,1} \cdot g \cdot T_1^2}{4\pi^2} = 20.605 \text{ cm}$ olarak bulunduğu Şekil 5.15’te

grafik olarak da gösterilmiştir.



Şekil 5.15. TDY-05’e Göre Modal Yerdeğiştirme İsteminin Belirlenmesi

Deprem performansı, TDY-05 taslağında önerilen yöntemle göre, birim şekildeğiştirmelere bağlı olarak belirlenmektedir. Sistemde plastik mafsalların

meydana geldiği bölgeler olan kolonların alt uçlarında, plastik mafsallık boyu olan L_p , çalışan doğrultudaki kesit boyutu h 'nın yarısına eşit alınmaktadır. Buna göre,

$$L_p = 0.5 h = 0.5 \times 0.50 = 0.25 \text{ m}$$

olarak bulunmuştur. Doğrusal elastik olmayan yöntemlere göre hesaplanan taşıyıcı sistemlerde, herhangi bir kesitte elde edilen θ_p plastik mafsallık dönmesine bağlı olarak, plastik eğrilik istemi Denk(5.23)'teki bağıntı ile hesaplanmaktadır.

$$\Phi_p = \theta_p / L_p \quad (5.23)$$

Bölüm 4.5.3.2.'de belirtilen beton ve çelik modelleri kullanılarak elde edilen iki doğrulu moment eğrilik ilişkisi ile tanımlanan Φ_y eşdeğer akma eğriliği ile Φ_p plastik eğrilik istemine eklenerek, kesitteki Φ_t toplam eğrilik istemi elde edilir, Denk(5.24).

$$\Phi_t = \Phi_y + \Phi_p \quad (5.24)$$

Bu esaslara göre, iç ve dış kolonlarda oluşan toplam eğrilik istemini veren birim şekildeğiştirmeler ile kesit bazında taşıyıcı sistem performansı belirlenmiş ve Tablo 5.9' da gösterilmiştir.

Tablo 5.9. TDY-05'e Göre Belirlenen Performans Seviyesi

KOLON	δ_d (cm)	Φ_t	ε_s	ε_c	Performans Seviyesi
İÇ	20.605	0.07123	0.02953	-0.00386	GS-MN
DIŞ		0.07104	0.02933	-0.00406	

2005 Türk Deprem Yönetmeliği taslağına göre belirlenen deprem performansı, kesit güvenlik sınırı (GS) ile kesit minimum hasar sınırı (MN) arasında, belirgin hasar olarak tanımlanan performans aralığında kalmaktadır. ATC40 ve FEMA356'da bu aralık hasar kontrol performans aralığına karşı gelmektedir.

5.2.5. Çeşitli Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayıları İçin Boyutlandırılan Sistemlerin Basitleştirilmiş Doğrusal Olmayan Statik Analiz Yöntemleri İle Belirlenen Deprem Performansları

Tek katlı, üç açıklıklı, kolonları temelde ankastre, üstte mafsallı betonarme prefabrike yapı sistemi üzerinde, R taşıyıcı sistem davranış katsayısının 4, 3 ve 2 değerleri için de parametrik bir inceleme yapılmış, bu katsayıya bağlı olarak yapıdaki

deprem etkilerinin ve yapı sisteminin deprem performansının ne ölçüde değiştiği araştırılmıştır. Yukarıda R=5 değeri için yapılan hesapların ayrıntılı olarak açıklandığı sistemin boyutlandırma sonuçları Tablo 5.10’ da özetlenmiştir.

Tablo 5.10. Çeşitli R Katsayıları İçin TDY-98 Yerdeğiştirmelerine Göre Boyutlandırılan ve Donatılan Sistemler

R	KOLON BOYUTU (cm)		İÇ KOLON		DIŞ KOLON	
			Donatı	Mp (kNm)	Donatı	Mp (kNm)
5	50	50	4φ14+12φ16	356.62	4φ20+12φ16	384.5
4	55	55	4φ14+12φ20	538.17	4φ16+12φ20	522.25
3	60	60	4φ16+12φ22	705.26	4φ20+12φ22	717.69
2	67	67	4φ16+12φ26	1031.4	4φ20+12φ26	1044.8

Deprem performansının, deprem yükü azaltma katsayısının R = 5, 4, 3 ve 2 değeri için, ATC40 ve FEMA356 açıklanan basitleştirilmiş doğrusal olmayan statik analiz yöntemleri ile belirlenmesi ile elde edilen sonuçlar Tablo 5.11’de gösterilmiştir.

Tablo 5.11. Çeşitli R Katsayıları İçin ATC 40 ve FEMA 356'ya Göre Deprem Performanslarının Belirlenmesi

R	İÇ KOLON	DIŞ KOLON	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c'}} < 3$	ATC40 (Kapasite Spekt. Yönt.)			
	$\frac{P}{A_g f_c'} < 0.1$			δ_d (cm)	D. $\Sigma \theta_{pmax}$ (rad)	İ. $\Sigma \theta_{pmax}$ (rad)	Perform. Seviyesi
5	0.05	0.03	1.42	22.60	0.02177	0.02163	>SS
4	0.04	0.03	1.67	14.05	0.01008	0.00909	SS-LS
3	0.04	0.02	1.88	10.05	0.00449	0.00420	<IO
2	0.03	0.02	2.19	7.70	0.00162	0.00145	<IO

R	İÇ KOLON	DIŞ KOLON	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}} < 3$	FEMA356 (Yerdeğ. KatsayısıYönt)			
	$\frac{P}{A_g f'_c} < 0.1$			δ_d (cm)	D. $\Sigma\theta_{pmax}$ (rad)	İ. $\Sigma\theta_{pmax}$ (rad)	Perform. Seviyesi
5	0.05	0.03	1.42	18.02	0.01524	0.01510	CP-LS
4	0.04	0.03	1.67	14.54	0.01078	0.00979	IO-LS
3	0.04	0.02	1.88	11.97	0.00724	0.00695	IO-LS
2	0.03	0.02	2.19	9.39	0.00404	0.00387	<IO

Kapasite Spektrumu Yöntemine (ATC40) göre performans hedefi, R = 5 alınması durumunda göçme sınırını (SS), R = 4 için can güvenliği (LS-SS) sınırını aşmakta, R = 3 ve 2 değerleri için hemen kullanım (IO) seviyesinde bulunmaktadır.

Yerdeğiştirme Katsayısı Yöntemine (FEMA356) göre sistemin deprem performansı, R = 5 değeri için sınırlı güvenlik (CP-LS), R = 4 ve 3 değerleri için hasar kontrol

performans aralığında (IO-LS), $R = 2$ değeri için hemen kullanım (IO) performans seviyesindedir.

Çeşitli taşıyıcı sistem davranış katsayıları için deprem performanslarının 2005 Türk Deprem Yönetmeliği taslağına göre belirlenmesinde kullanılan toplam eğrilik istemini veren birim şekildeğiştirmeler ve performans seviyeleri Tablo 5.12’de gösterilmiştir.

Tablo 5.12. Çeşitli R Katsayıları İçin TDY-05’e Göre Deprem Performanslarının Belirlenmesi

R	KOLON	Φ_t	ε_s	ε_c	Performans Seviyesi
5	İÇ	0.07123	0.02953	-0.00386	GS-MN
	DIŞ	0.07104	0.02933	-0.00406	
4	İÇ	0.04648	0.02123	-0.00297	GS-MN
	DIŞ	0.04249	0.01916	-0.00297	
3	İÇ	0.02912	0.01416	-0.00240	GS-MN
	DIŞ	0.02791	0.01360	-0.00239	
2	İÇ	0.01536	0.00817	-0.00178	MN
	DIŞ	0.01470	0.00757	-0.00174	

Birim şekildeğiştirmelere bağlı olarak belirlenen deprem performansı, $R = 5, 4, 3$ değerleri için hasar kontrol performans aralığında (GS-MN) bulunurken $R = 2$ değeri için hemen kullanım performans seviyesinde (IO) olduğu görülmektedir.

5.3. 2005 Türk Deprem Yönetmeliğine Göre Boyutlandırılan Sistemin Deprem Performansı İle İlgili Parametrik İnceleme

5.3.1. Sistemin Boyutlandırılması

1998 Türk Deprem Yönetmeliğindeki deprem hesabına benzer olarak, 2005 Türk Deprem Yönetmeliği (TDY-05) taslağına yeniden ele alınan betonarme prefabrikte, kolonları üstte mafsallı tek katlı binaların deprem yükü, $\gamma_j^{(k)}$ büyütme katsayısı ile çarpılarak arttırılmıştır. Deprem yükü hesabında kullanılan diğer büyüklükler aynen

geçerlidir. TDY-98’de yer alan bu tür yapılar için R taşıyıcı sistem davranış katsayısının değeri 5 alınarak boyutlandırma yapılmıştır. Boyutlandırmada brüt kesit rijitliği ile hesap yapılmıştır.

Kolon öz ağırlıkları (P_{g2}) : 47.1 kN

Kolon enkesit boyutları ($b \times h$) : 0.55 m x 0.55 m

$$I_c = \frac{b.h^3}{12} : 0.00763 \text{ m}^4$$

Dış kolonun eksenel kuvveti $N_{g+q} = 191.74 \text{ kN}$ için $M_k = 522.24 \text{ kNm}$.

İç kolonun eksenel kuvveti $N_{g+q} = 336.34 \text{ kN}$ için $M_k = 470.46 \text{ kNm}$ dir.

$$\gamma_{jdış}^{(k)} = 1 + \frac{M_{rj}^{(k)}}{\sum_{i=1}^{N_k} M_{ri}^{(k)}} = 1.263 \leq 1.5$$

$$V_{jdış}^{(k)} = \gamma_j^{(k)} \times V_{jdış}^{(k)} = 1.263 \times \frac{149.7 \times 0.955}{5} = 36.11 \text{ kN}$$

$$\gamma_{jiç}^{(k)} = 1 + \frac{M_{rj}^{(k)}}{\sum_{i=1}^{N_k} M_{ri}^{(k)}} = 1.237 \leq 1.5$$

$$V_{jiç}^{(k)} = \gamma_j^{(k)} \times V_{jiç}^{(k)} = 1.237 \times \frac{252.34 \times 0.955}{5} = 59.59 \text{ kN}$$

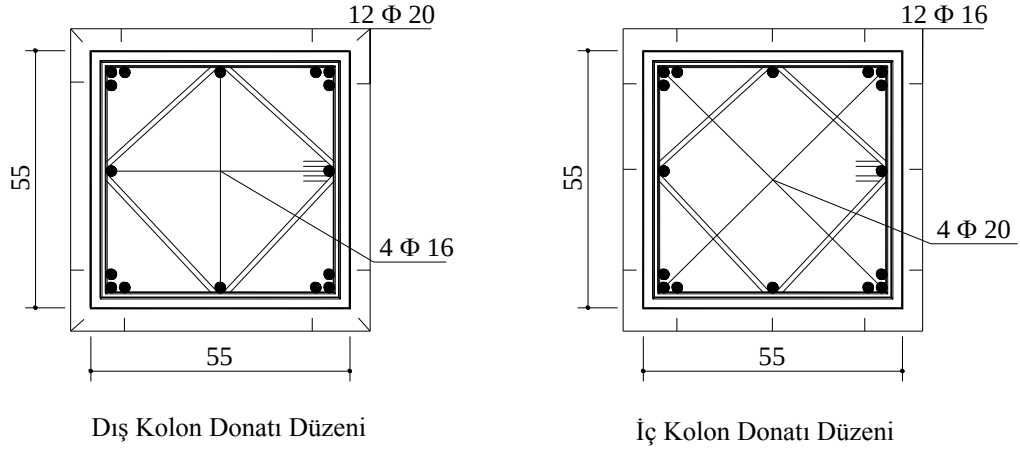
$$\Sigma V_j^{(k)} = 2(V_{jdış}^{(k)} + V_{jiç}^{(k)}) = 2 \times (36.11 + 59.59) = 191.40 \text{ kN}$$

Taslakta, her bir deprem doğrultusu için, kolonların görelî kat ötelemelerinin sınırlandırılmasında esas alınacak kat içindeki en büyük $(\delta_i)_{\max}$ değerinin revize edilen sınır değeri aşmaması sağlanarak boyutlandırma yapılmıştır.

$$\delta_i = R \Delta_i = 5 \times 0.0242 = 0.121$$

$$\frac{(\delta_i)_{\max}}{h_i} = \frac{0.121}{7} = 0.0173 < 0.02$$

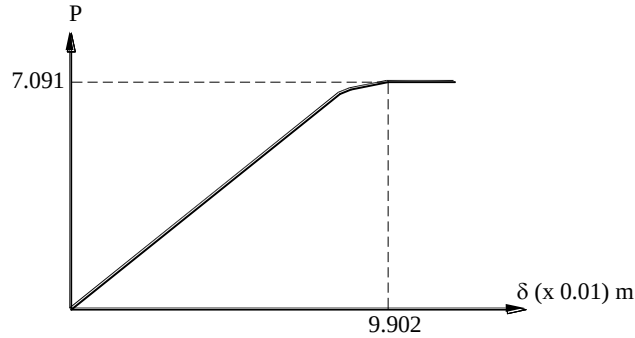
En elverişsiz yükleme kombinasyonlarına göre seçilen kolon donatıları, Şekil5.16’da gösterilmiştir.



Şekil 5.16. Seçilen Kolon Donatılarının Yerleşim Düzeni

5.3.2. Deprem Performansının TDY-05'e Göre Belirlenmesi

Sistemin plastik mafsallı hipotezi uygulanarak çizilen P-δ diyagramı elde edildikten sonra, deprem performansı TDY'05 taslağında açıklanan Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemine göre, diğer bir deyişle, birim şekildeğiştirmelere bağlı olarak yapılmıştır. Sistemin P-δ diyagramı (kapasite eğrisi) Şekil 5.17'de görülmektedir.



Şekil 5.17. TDY'05 Taslağına Göre Boyutlandırılan Sistemin Kapasite Eğrisi

Plastik mafsallı hipotezine göre yerdeğiştirmelerin hesaplanmasında ve performans hedefinin belirlenmesinde brüt kesidin 0.40 katı olan çatlama kesit rijitliği kullanılmıştır. Performans hedefi belirlenebilmesi için kullanılan bina doğal periyodu

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k_1}} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{0.4k}} = 1.005 \text{ sn}$$

olarak bulunmuştur.

Bu periyoda karşı gelen eşlenik doğrusal elastik sistemin lineer elastik spektral

$$\text{yerdeğiştirmesi } S_{de,1} = \frac{S_{ae,1} \cdot g \cdot T_1^2}{4\pi^2} = 16.621 \text{ cm olarak elde edilmiştir.}$$

Toplam eğrilik istemini veren birim şekildeğiştirmeler ile kesit bazında taşıyıcı sistem performansı belirlenmiş ve sonuçlar Tablo 5.13' te gösterilmiştir.

Tablo 5.13. TDY-05'e Göre Boyutlandırılan Sistemin Performans Seviyesi

KOLON	δ_d (cm)	Φ_t	ε_s	ε_c	Performans Seviyesi
İÇ	16.621	0.04827	0.02174	-0.00325	GS-MN
DIŞ		0.04648	0.02123	-0.00297	

2005 Türk Deprem Yönetmeliği taslağına göre belirlenen deprem performansı kesit güvenlik sınırı (GS) ile kesit minimum hasar sınırı (MN) arasında belirgin hasar olarak tanımlanan performans aralığında kalmaktadır. ATC40 ve FEMA356'da bu aralık hasar kontrol performans aralığına karşı gelmektedir.

5.4. Sayısal Sonuçların Değerlendirilmesi

Tek katlı, üç açıklı betonarme prefabrike endüstri yapısını temsil eden taşıyıcı sistem modeli üzerinde, R taşıyıcı sistem davranış katsayısının çeşitli değerleri için yapılan parametrik incelemelerde elde edilen sonuçlar şu şekilde sıralanmıştır:

- 1- 1998 Türk Deprem Yönetmeliği esaslarına ve yerdeğiştirme kriterlerine göre boyutlandırılan sistemde, R katsayısının küçülen değerlerine bağlı olarak artan deprem etkilerini ve yerdeğiştirme koşullarını sağlayan kolon enkesit boyutlarının en çok %10 dolaylarında artması gerektiği görülmüştür.
- 2- Kapasite Spektrumu Yöntemine (ATC40) göre performans hedefi, $R = 5$ alınması durumunda göçme sınırını, $R = 4$ için can güvenliği sınırını aşmakta, $R = 3$ ve 2 değerleri için hemen kullanım seviyesinde bulunmaktadır.
- 3- Yerdeğiştirme Katsayısı Yöntemine (FEMA356) göre sistemin deprem performansı, $R = 5$ değeri için sınırlı güvenlik, $R = 4$ ve 3 değerleri için hasar kontrol performans aralığında, $R = 2$ değeri için hemen kullanım performans seviyesindedir.
- 4- 2005 Türk Deprem Yönetmeliği taslağında açıklanan Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemine göre birim şekildeğiştirmelere bağlı olarak belirlenen deprem performansı, $R = 5, 4, 3$ değerleri için kesit minimum hasar sınırı ile güvenlik sınırı arasında (hasar kontrol performans aralığında)

bulunurken $R = 2$ değeri için kesit minimum hasar sınırını geçmemiş (hemen kullanım performans seviyesinde) olduğu görülmektedir.

- 5- 2005 Türk Deprem Yönetmeliği taslağında bu tür sistemler için revize edilen yerdeğiştirme kriterine göre $R = 5$ değeri için boyutlandırılan sistemin birim şekildeğiştirmelere bağlı olarak belirlenen performans seviyesinin, kesit minimum hasar sınırı ile güvenlik sınırı arasında diğer bir deyiş ile hasar kontrol aralığında olduğu saptanmıştır.

6. SONUÇLAR

Bu çalışmada elde edilen başlıca sonuçlar aşağıda açıklanmıştır.

1- Bu çalışmada, kolonları temelde ankastre, üstte mafsallı olan betonarme prefabrike yapı sistemlerinin depreme dayanıklı tasarım kriterleri, yerdeğiştirme ve şekildeğiştirmeye bağlı performans değerlendirme yöntemleri ile irdelenmekte ve varılan sonuçlar değerlendirilmektedir.

2- Bu kapsamda, söz konusu yapı sistemleri, R taşıyıcı sistem davranış katsayısının çeşitli değerleri ve farklı yerdeğiştirme kriterleri altında boyutlandırılmış ve boyutlandırılan sistemlerin deprem performansları çeşitli yöntemlerle değerlendirilmiştir.

3- Bunun yanında, 2005 Türk Deprem Yönetmeliği taslağında revize edilen deprem hesabı ve yerdeğiştirme koşulları irdelenmiş, aynı yönetmelikte önerilen ve birim şekildeğiştirmelere bağlı olarak deprem performansının belirlendiği Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi incelenmiştir.

4- Çalışmanın sayısal ve parametrik incelemelerine dayanarak varılan bazı sonuçlar aşağıda sıralanmıştır.

a- 1998 Türk Deprem Yönetmeliği esaslarına ve yerdeğiştirme kriterlerine göre boyutlandırılan sistemlerde, R katsayısının küçülen değerlerine bağlı olarak artan deprem etkilerini ve yerdeğiştirme koşullarını sağlayan kolon enkesit boyutları ve donatısı belirli oranda artmaktadır.

b- Kapasite Spektrumu Yöntemine (ATC40) göre performans hedefi, $R = 5$ alınması durumunda göçme sınırını, $R = 4$ için can güvenliği için sınırını aşmakta, $R = 3$ ve 2 değerleri için hemen kullanım seviyesinde bulunmaktadır.

c- Yerdeğiştirme Katsayısı Yöntemine (FEMA356) göre sistemin deprem performansı, $R = 5$ değeri için sınırlı güvenlik, $R = 4$ ve 3 değerleri için hasar kontrol performans aralığında, $R = 2$ değeri için hemen kullanım performans seviyesindedir.

d- 2005 Türk Deprem Yönetmeliği taslağında açıklanan Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemine göre birim şekildeğiştirmelere bağı olarak belirlenen deprem performansı, $R = 5, 4, 3$ değerleri için hasar kontrol performans aralığında bulunurken, $R = 2$ değeri için hemen kullanım performans seviyesinde olduğu görölmektedir.

e- 2005 Türk Deprem Yönetmeliği taslağında bu tür sistemler için yenilenen yerdeğiştirme kriterine göre ve $R = 5$ değeri ile γ katsayısı kullanılarak boyutlandırılan sistemin birim şekildeğiştirmelere bağı olarak belirlenen performans seviyesi, yönetmelikte öngörölen hasar kontrol aralığında bulunmaktadır.

5- Bu çalışmanın kapsamı, özellikle ağır kren yükleri etkisinde olan ve bu nedenle ikinci mertebe etkileri önem kazanan betonarme prefabrike endüstri yapılarında deprem performansı değerlendirmelerini de içerecek şekilde genişletilebilir.

6- Bu çalışmada uygulanan yöntem, farklı geometriye sahip olan prefabrike yapıların veya diğer yapı sistemlerinin deprem performanslarının belirlenmesine ve ilgili tasarım yönetmeliklerinin irdelenmesine de benzer şekilde uygulanabilir.

KAYNAKLAR

- [1] **Özer, E.**, 1987. Determination of Second-Order Limit Load by a Method of Load Increments, *Bulletin of the Technical University of Istanbul*, İstanbul, 40(4), 815-836.
- [2] **Neal, B.G.**, 1956. The Plastic Methods of Structural Analysis, Chapman & Hall, London.
- [3] **Hodge, P.G.**, 1959. Plastic Analysis of Structures, McGraw-Hill, New York.
- [4] **SAP 2000**, 2000. Structural Analysis User's Manual, Computers and Structures Inc., Berkeley, California.
- [5] **İrtem, E.**, 1991. Uzak Çubuk Sistemlerde İkinci Mertebe Limit Yükün Hesabı İçin Bir Yük Artımı Yöntemi, *Doktora Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [6] **Girgin, K.**, 1996. Betonarme Yapı Sistemlerinde İkinci Mertebe Limit Yükün ve Göçme Güvenliğinin Belirlenmesi İçin Bir Yük Artımı Yöntemi, *Doktora Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [7] **ATC-40**, 1996. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, *Applied Technology Council*, California.
- [8] **FEMA-273**, 1997. NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, *Federal Emergency Management Agency*, Washington.
- [9] **FEMA-356**, 2000. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, *Federal Emergency Management Agency*, Washington.
- [10] **FEMA-440**, 2005. Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, *Federal Emergency Management Agency*, Washington.
- [11] **TDY-05 Taslağı**, 2005. Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, *Bayındırlık ve İskan Bakanlığı*, Ankara.
- [12] **Tezcan, Semih S., Çolakoğlu, H.K.**, 2003. Betonarme Prefabrike Yapılar Yönetmeliğimizin Zayıflıkları, *Beşinci Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı*, İstanbul, 26-30 Mayıs, Bildiri No: AT-001

- [13] **Arslan, M.**, 2000. Prefabrike Endüstri Yapılarının Deprem Yüğü Etkisi Altındaki Davranışı, *Yüksek Lisans Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [14] **Geydirici, N.**, 2001. Sanayi Tipi Prefabrike Yapılarda Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı ve Güçlendirilmesi, *Yüksek Lisans Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [15] **ABYYHY**, 1998. Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (TDY-98), *Bayındırlık ve İskan Bakanlığı*, Ankara.
- [16] **Eurocode-8**, 2003. Design of Structures for Earthquake Resistance, *European Committee for Standardization*, Brussels.
- [17] **UBC97**, 1997. Uniform Building Code, *International Conference of Building Officials, Whittier, California*
- [18] **Özer, E.**, 2004. Yapı Sistemlerinin Lineer Olmayan Analizi Ders Notları, www.ins.itu.edu.tr/eozer, İstanbul.
- [19] **Çakıroğlu, A. ve Özer, E.**, 1980. Malzeme ve Geometri Değişimleri Bakımından Lineer Olmayan Sistemler, Cilt I, Matbaa Teknisyenleri Basımevi, İstanbul.
- [20] **Çakıroğlu, A., Özer, E. ve Girgin, K.**, 1999. Yield Conditions and Yield Vector for Combined Biaxial Bending of Rectangular Reinforced Concrete Sections, *Uğur Ersoy Symposium in Structural Engineering*, Ankara, July 1999, 121-135.
- [21] **Çavuş, K.**, 2000. Malzeme ve Geometri Değişimi Bakımından Lineer Olmayan Sistemlerin Hesabına Yönelik Bir Yaklaşım ve Sayısal Uygulamaları, *Yüksek Lisans Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [22] **Özer, G.**, 2003. Malzeme Bakımından Lineer Olmayan Sistemlerin Hesabı İçin Bir Ardışık Yaklaşım Yöntemi ve Bilgisayar Programı, *Yüksek Lisans Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [23] **Mander, J.B., Priestly, M.J.N., Park, R.**, 1988. Theoretical Stress- Strain Model for Confined Concrete, *Journal of Structural Division*, 114(8), 1804-1826, ASCE, Reston, VA.

- [24] **TS-498**, 1997. Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [25] **TS-500**, 2000. Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.

ÖZGEÇMİŞ

Senem GÜLAL, 1979 yılında Keşan'da doğmuştur. İlk okulu Keşan Atatürk İlkokulu'nda, orta okul ve liseyi Edirne Anadolu Lisesi'nde okumuştur. 1997 yılında Yıldız Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'ne girmeye hak kazanmıştır. 1998 yılında İ.T.Ü İnşaat Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'ne yatay geçiş yapmıştır. 2001 yılında İ.T.Ü İnşaat Mühendisliği Bölümü'nden mezun olduktan sonra, İ.T.Ü Fen Bilimleri Enstitüsüne bağlı İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Yapı Mühendisliği Programı'nda yüksek lisans eğitimine başlamıştır. 2001 yılında başladığı iş hayatına aynı özel şirkette devam etmektedir.