İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

ÇELİK ENDÜSTRİ YAPILARININ DEPREM PERFORMANSLARININ BELİRLENMESİ ÜZERİNE SAYISAL BİR İNCELEME

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. Yeşim APAYDIN

Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Programı : YAPI MÜHENDİSLİĞİ

MAYIS 2005

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

ÇELİK ENDÜSTRİ YAPILARININ DEPREM PERFORMANSLARININ BELİRLENMESİ ÜZERİNE SAYISAL BİR İNCELEME

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. Yeşim APAYDIN
(501011141)

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 9 Mayıs 2005
Tezin Savunulduğu Tarih : 31 Mayıs 2005

Tez Danışmanı : Prof.Dr. Erkan ÖZER
Diğer Jüri Üyeleri Prof.Dr. Ahmet Işın SAYGUN (İ.T.Ü.)
Doç.Dr. Oğuz Cem ÇELİK (İ.T.Ü.)

MAYIS 2005

ÖNSÖZ

Yüksek lisans programı süresince, engin bilgi ve deneyimlerinden yararlanma fırsatı bulduğum değerli danışman öğretmenim Prof. Dr. Erkan ÖZER'den aldığım akademik ve mesleki bilgilerin, dört yıllık lisans eğitimimde edindiğim temel bilgilerin pekiştirilmesinde, inşaat mühendisi olarak hayata bakış açımın genişlemesinde katkısı büyüktür. İlgi ve yardımlarından dolayı kendisine en içten teşekkürlerimi ve saygılarımı sunarım.

Ayrıca, tez çalışmalarım sırasında yardım ve desteğini esirgemeyen çalışma arkadaşlarım ve öğrenim hayatım boyunca bana her zaman destek olan aileme de teşekkürü bir borç bilirim.

Mayıs 2005 İnş. Müh. Yeşim APAYDIN

İÇİNDEKİLER

KISALTMALAR **vi**
TABLO LİSTESİ **vii**
ŞEKİL LİSTESİ **ix**
SEMBOL LİSTESİ **xi**
ÖZET **xv**
SUMMARY **xvii**

1 GİRİŞ **1**
1.1 Konu 1
1.2 Konu ile İlgili Yapılan Çalışmalar 3
1.3 Çalışmanın Amacı ve Kapsamı 4

2 ÇELİK YAPI SİSTEMLERİNİN MALZEME BAKIMINDAN DOĞRUSAL OLMAYAN DAVRANIŞI **6**
2.1 Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmayan Davranışı 6
2.1.1 Çözümün Sağlaması Gereken Koşullar 7
2.1.2 Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmama Nedenleri 8
2.1.3 Yapı Sistemlerinin Dış Yükler Altındaki Doğrusal Olmayan Davranışı 9
2.2 İç Kuvvet-Şekildeğiştirme Bağıntıları ve Akma (Kırılma) Koşulları 11
2.2.1 Malzemelerin Şekildeğiştirme Özellikleri 11
2.2.1.1 İdeal Malzemeler 12
2.2.1.2 Yapı Çeliklerinin Gerilme-Şekildeğiştirme Bağıntıları 13
2.2.2 Düzlem Çubuk Elemanlarda İç Kuvvet-Şekildeğiştirme Bağıntıları ve Akma (Kırılma) Koşulları 13
2.2.2.1 İdeal Elastoplastik Malzemeden Yapılmış Çubuklar 18
2.3 Malzeme Bakımından Doğrusal Olmayan Sistemlerin Hesabı 27
2.3.1 Doğrusal Olmayan Şekildeğiştirmelerin Sürekli Olması Hali 27
2.3.2 Doğrusal Olmayan Şekildeğiştirmelerin Belirli Kesitlerde Toplandığının Varsayılması Hali 27
2.3.2.1 Plastik Mafsal Hipotezi 28
2.3.2.2 Yük Artımı Yöntemi 32
2.3.2.3 Limit Yükün Doğrudan Doğruya Hesabı 36

3 PERFORMANSA DAYALI TASARIM VE DEĞERLENDİRME **37**
3.1 Giriş 37
3.2 Performans Hedefinin Belirlenmesi 38

3.2.1 Performans Seviyelerinin Değerlendirilmesi 38
3.2.1.1 Taşıyıcı Elemanlar için Performans Seviyeleri ve Aralıkları 39
3.2.1.2 Taşıyıcı Olmayan Elemanlar için Performans Seviyeleri 41
3.2.2 Bina Performans Seviyeleri 42
3.3 Deprem Hareketi 43
3.4 Yapısal Kapasite 44
3.5 Doğrusal Olmayan Analize Dayanan Basitleştirilmiş Yöntemler 45
3.5.1 Kapasite Spektrumu Yöntemi (Capacity Spectrum Method, ATC 40) 46
3.5.2 Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi – 2005 Türk Deprem Yönetmeliği Taslağı 53
3.5.2.1 Yöntemin Esasları 53
3.5.2.2 İtme Analizinde Modal Yerdeğiştirme İsteminin Belirlenmesi 54
3.5.3 Performans Noktasının Kabul Kriterleri 57
3.5.3.1 Bina için Öngörülen Kabul Kriterleri 57
3.5.3.2 Yapı Elemanları ve Bileşenleri için Öngörülen Kabul Kriterleri 58

4 ÇELİK ENDÜSTRİ YAPILARININ DEPREM PERFORMANSLARININ BELİRLENMESİ ÜZERİNE SAYISAL İNCELEMELER 61
4.1 İncelenen Taşıyıcı Sistem Modelleri 61
4.2 Taşıyıcı Sistem Modellerinin Boyutlandırılması 62
4.2.1 Boyutlandırmada Esas Alınan Yükler 62
4.2.2 Deprem Karakteristikleri 63
4.2.3 Malzeme Özellikleri 64
4.2.4 Varsayımlar 64
4.2.5 Boyutlandırmada Esas Alınan Yönetmelikler 64
4.2.6 Boyutlandırmada Esas Alınan Değerlendirme Kriterleri 70
4.2.7 Boyutlandırmada Yapılan Tahkikler 70
4.2.8 Analiz ve Boyutlandırma 71
4.3 Boyutlandırılan Taşıyıcı Sistem Modellerinde Doğrusal Olmayan Davranışın İncelenmesi 71
4.3.1 Taşıyıcı Sistem Modellerinde Performans Değerlendirmesi 72
4.4 Sistem: 1 , Zemin Sınıfı *Z4* için Ayrıntılı İnceleme 73
4.4.1 Sistemin Boyutlandırılması 73
4.4.2 Sistemin Doğrusal Olmayan Davranışının İncelenmesi 76
4.4.2.1 Kapasite Spektrumu Yöntemi ile Performans Noktasının Bulunması 78
4.4.2.2 TDY'05 Yöntemi ile Performans Noktasının Bulunması 79
4.5 Sayısal Sonuçların Değerlendirilmesi 80

5 SONUÇLAR 87

KAYNAKLAR **89**

EKLER **91**

Ek-A İncelenen Yapı Sistemlerinin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi 92

ÖZGEÇMİŞ **129**

KISALTMALAR

ATC	: Applied Technology Council
ATC 40	: Guidelines and Commentary for Seismic Rehabilitation of Buildings
CG	: Can Güvenliği Performans Seviyesi
CSM	: Kapasite Spektrumu Yöntemi
DIN	: Deutsches Institut für Normung
FEMA	: Federal Emergency Management Agency
FEMA 273, 356	: NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings
GÖ	: Göçmenin Önlenmesi Performans Seviyesi
HK	: Hemen Kullanım Performans Seviyesi
SAP	: Integrated Software for Structural Analysis and Design
TDY'05	: 2005 Türk Deprem Yönetmeliği Taslağı
TDY'98	: 1998 Türk Deprem Yönetmeliği
TS	: Türk Standartları
UBC'97	: 1997 Uniform Building Code

TABLO LİSTESİ

		Sayfa No
Tablo 2.1	: Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmama Nedenleri.....	8
Tablo 3.1	: Taşıyıcı Elemanların Performans Seviyeleri.....	39
Tablo 3.2	: Taşıyıcı Olmayan Elemanların Performans Seviyeleri.....	41
Tablo 3.3	: Bina Yapısal Performans Seviyeleri.....	42
Tablo 3.4	: Çok Seviyeli Hedef Performansın Tanımlanması.....	44
Tablo 3.5	: κ – Faktörü Değerleri.....	50
Tablo 3.6	: Yapı Davranış Tipinin Belirlenmesi.....	51
Tablo 3.7	: İzin Verilen En Küçük Spektral Azaltma Faktörleri.....	52
Tablo 3.8	: Katlar Arası Yerdeğiştirmenin Kat Yüksekliğine Oranı.....	58
Tablo 3.9	: Modelleme Parametreleri ve Kabul Edilen Plastik Şekildeğiştirme Kapasiteleri.....	60
Tablo 4.1	: Eşdeğer Deprem Yükünün Belirlenmesi.....	73
Tablo 4.2	: Düğüm Noktasına Etkiyen Eşdeğer Deprem Kuvvetlerinin Bulunması.....	74
Tablo 4.3	: Enkesitlerin Geometrik Büyüklükleri.....	75
Tablo 4.4	: Gerilme Değerleri.....	76
Tablo 4.5	: Deprem Etkilerinden Oluşan Yerdeğiştirmeler.....	76
Tablo 4.6	: Performans Noktası δ-V_T Değerleri.....	80
Tablo 4.7	: Sistem: 1 İçin Yerdeğiştirme Kriterlerine Bağlı Olarak Belirlenen Performans Düzeyleri.....	81
Tablo 4.8	: Sistem: 2 İçin Yerdeğiştirme Kriterlerine Bağlı Olarak Belirlenen Performans Düzeyleri	82
Tablo 4.9	: Plastik Dönmeler Esas Alınarak Belirlenen Performans Düzeyleri.....	83
Tablo 4.10	: Yapı Davranış Katsayıları.....	84
Tablo 4.11	: Ek Dayanım Katsayısı Değerleri.....	85
Tablo 4.12	: Sistem Süneklik Oranları.....	86
Tablo A.1	: Z2 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 01)	94
Tablo A.2	: Z3 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 01)	95
Tablo A.3	: Z4 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 01)	96
Tablo A.4	: Z2 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 02)	98
Tablo A.5	: Z3 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 02)	99
Tablo A.6	: Z4 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 02)	100

Tablo A.7 : Z2 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 03) 102
Tablo A.8 : Z3 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 03) 103
Tablo A.9 : Z4 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 03) 104
Tablo A.10 : Z2 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 04) 106
Tablo A.11 : Z3 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 04) 107
Tablo A.12 : Z4 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 04) 108
Tablo A.13 : Z2 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 05) 110
Tablo A.14 : Z3 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 05) 111
Tablo A.15 : Z4 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 05) 112
Tablo A.16 : Z2 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 06) 114
Tablo A.17 : Z3 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 06) 115
Tablo A.18 : Z4 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 06) 116
Tablo A.19 : Z2 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 07) 118
Tablo A.20 : Z3 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 07) 119
Tablo A.21 : Z4 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 07) 120
Tablo A.22 : Z2 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 08) 122
Tablo A.23 : Z3 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 08) 123
Tablo A.24 : Z4 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 08) 124
Tablo A.25 : Z2 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 09) 126
Tablo A.26 : Z3 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 09) 127
Tablo A.27 : Z4 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 09) 128

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa No

Şekil 2.1 : Deprem Yükü Azaltma Katsayısı 7
Şekil 2.2 : Çeşitli Teorilere Göre Elde Edilen P-Δ Bağıntıları 9
Şekil 2.3 : Dış Kuvvetler Etkisindeki Katı Cisim 11
Şekil 2.4 : Şematik Yük Parametresi – Şekildeğiştirme Diyagramı 11
Şekil 2.5 : İdeal Malzemeler 12
Şekil 2.6 : Yapı Çeliklerinde σ-ε Diyagramı 13
Şekil 2.7 : Yapı Çeliğinin σ-ε Diyagramlarının İdealleştirilmesi 14
Şekil 2.8 : Düzlem Çubuk Elemanda İç Kuvvetler ve Şekildeğiştirmeler 14
Şekil 2.9 : Bünye Denklemlerinin Eğri Grupları Halinde Gösterilimi 16
Şekil 2.10 : Akma Eğrisi (Karşılıklı Etki Diyagramı) 17
Şekil 2.11 : Basit Eğilme Halinde Eğilme Momenti – Eğrilik Diyagramı .. 17
Şekil 2.12 : İdeal Elastoplastik Malzemede σ–ε Diyagramı 18
Şekil 2.13 : Artan Eğilme Momentinden Oluşan Şekildeğiştirme ve Gerilme Durumları 20
Şekil 2.14 : Eğilme Momenti – Eğrilik $(M - \chi)$ Diyagramı 21
Şekil 2.15 : **I** Kesiti ve Dikdörtgen Kutu Kesit 21
Şekil 2.16 : Çeşitli Kesitlerde $M - \chi$ Diyagramları 22
Şekil 2.17 : Kuvvetli Eksen Etrafında Eğilen **I** Kesiti 23
Şekil 2.18 : Zayıf Eksen Etrafında Eğilen **I** Kesiti 24
Şekil 2.19 : Kuvvetli Eksen Etrafında Eğilen **I** Kesitlerinde $\chi = F_1(M, N)$ Bünye Bağıntıları 25
Şekil 2.20 : Kuvvetli Eksen Etrafında Eğilen **I** Kesitlerinde Akma Eğrileri 25
Şekil 2.21 : Akma Eğrisi ve Akma Vektörü 26
Şekil 2.22 : Eğilme Momenti - Eğrilik Diyagramı 28
Şekil 2.23 : Doğrusal Olmayan Şekildeğiştirmeler 29
Şekil 2.24 : İdealleştirilmiş Bünye Bağıntısı 30
Şekil 2.25 : Plastik Mafsal Boyu 31
Şekil 2.26 : Plastik Mafsal Hipotezinin Geçerli Olduğu Bir Yapı Sisteminin Artan Yükler Altındaki Davranışı 32
Şekil 2.27 : Tümsel ve Bölgesel Mekanizma Durumları 33
Şekil 2.28 : Yerdeğiştirmelerin Hesabı 34
Şekil 2.29 : Birim Yüklemede Kısaltma Teoreminin Uygulanması 35
Şekil 2.30 : Plastik Mafsalların Dönmelerinin Bulunması 35
Şekil 3.1 : Kapasite Eğrisinde Performans Seviyeleri ve Aralıkları..... 40
Şekil 3.2 : Kapasite Spektrumu Yöntemi ile Performans Noktasının Belirlenmesi..... 46
Şekil 3.3 : Doğrusal Olmayan Teori ile Kapasite Eğrisinin Elde Edilmesi 47
Şekil 3.4 : Kapasite Eğrisinin Kapasite Spektrumuna Dönüştürülmesi..... 47

Şekil 3.5 : Elastik İstem Spektrumunun İvme-Yerdeğiştirme Formatına Dönüştürülmesi..... 49
Şekil 3.6 : Eşdeğer Viskoz Sönüm Miktarına Bağlı Sönüm Düzeltme Faktörü, κ..... 51
Şekil 3.7 : Histeretik Sönüme Eşdeğer Viskoz Sönümün Belirlenmesi..... 51
Şekil 3.8 : İndirgenmiş İstem Spektrumunun Elde Edilmesi..... 52
Şekil 3.9 : Modal Yerdeğiştirme İsteminin Belirlenmesi ($T \geq T_B$)..... 55
Şekil 3.10 : Modal Yerdeğiştirme İsteminin Belirlenmesi ($T < T_B$)..... 56
Şekil 4.1 : Sistem: 1..... 62
Şekil 4.2 : Sistem: 2..... 62
Şekil 4.3 : Eşdeğer Deprem Yüklerinin Bulunması..... 67
Şekil 4.4 : Gerilme Tahkiki Yapılan Kesitler..... 71
Şekil 4.5 : Moment – Dönme Grafiği (kompakt olmayan kesit)..... 72
Şekil 4.6 : Moment – Dönme Grafiği (kompakt kesit)..... 73
Şekil 4.7 : Sisteme Etkiyen Deprem Yükleri..... 74
Şekil 4.8 : Sisteme Etkiyen Sabit Yükler..... 74
Şekil 4.9 : Sisteme Etkiyen Hareketli Yükler..... 75
Şekil 4.10 : Sisteme Etkiyen Rüzgar Yükleri..... 75
Şekil 4.11 : Yerdeğiştirmeler..... 76
Şekil 4.12 : Kesitlere Atanan Plastik Mafsallar..... 77
Şekil 4.13 : Kapasite Eğrisi..... 77
Şekil 4.14 : CSM İle Performans Noktasının Belirlenmesi..... 78
Şekil 4.15 : TDY'05 Yöntemi İle Performans Noktasının Belirlenmesi..... 79

SEMBOL LİSTESİ

$A(T_1)$: T_1 periyot değerindeki spektral ivme katsayısı
A_0 : Etkin yer ivmesi katsayısı
a_{pi} : İki parçalı olarak idealleştirilen kapasite eğrisinin, gerçek kapasite eğrisini kestiği noktanın spektral ivme değeri
a_y : İki parçalı olarak idealleştirilen kapasite eğrisinin, gerçek kapasite eğrisinin başlangıç teğetini kestiği noktanın spektral ivme değeri
$a_{y,1}$: Eşdeğer akma noktasının ivme değeri
$a_{y,1}^{(0)}$: Performans noktasının bulunması sırasında, eşdeğer akma noktasının, ardışık yaklaşımın ilk adımında aldığı ivme değeri
a_1, $S_{a,1}$: Modal sözde ivme
b : Enkesit profili başlık levhası genişliği
C : Deprem katsayısı
C_0 : Deprem bölge katsayısı
$C_{R,1}$: Yerdeğiştirme oranı
d : Enkesit yüksekliği
D : Yatay yükler doğrultusuna paralel doğrultudaki yapı genişliği
$\vec{d}(\chi, \varepsilon)$: Plastik şekildeğiştirme (akma) vektörü
$\vec{\mathbf{d}}$: Akma vektörünün şiddetini belirleyen bir katsayı
d_{pi} : İki parçalı olarak idealleştirilen kapasite eğrisinin, gerçek kapasite eğrisini kestiği noktanın spektral yerdeğiştirme değeri
d_y : İki parçalı olarak idealleştirilen kapasite eğrisinin, gerçek kapasite eğrisinin başlangıç teğetini kestiği noktanın spektral yerdeğiştirme değeri
d_1, $S_{d,1}$: Modal yerdeğiştirme
E : Çeliğin elastisite modülü, Deprem yükü
e : Güvenlik katsayısı
E_D : Sönümleme esnasında yutulan enerji
E_{S0} : Maksimum şekildeğiştirme enerjisi
f : Şekil katsayısı
F : Toplam yatay yük, Enkesit alanı
$F_i(M,N,T)$: Malzeme karakteristiklerine ve enkesit özelliklerine bağlı doğrusal olmayan fonksiyonlar
F_i : Kütlelerin toplandığı varsayılan noktalara etkiyen eşdeğer deprem yükleri
F_t : Yapının en üst kat düzeyine uygulanacak ek tekil kuvvet
G : Sabit yük
g : Yerçekimi ivmesi, sabit yük
G_i : i'inci kattaki sabit yükler toplamı
g_i : Yapının i'inci katındaki sabit yük
H : Yapının temel üst kotundan ölçülen yüksekliği
h : Enkesit profil yüksekliği
H_i : Yapının i'inci katının temel üst kotundan ölçülen yüksekliği

I : Yapı önem katsayısı
K : Yapı tipi katsayısı
K_0 : Kapasite eğrisinde başlangıç rijitliği
$K_1(\chi,\varepsilon,\gamma)$: Akma (kırılma) eğrisi veya karşılıklı etki diyagramını şekildeğiştirmelere bağlı olarak ifade eden fonksiyon
$K_1(M,N,T)$: Akma (kırılma) eğrisi veya karşılıklı etki diyagramını kesit zorlarına bağlı olarak ifade eden fonksiyon
K_{eff} : Kapasite eğrisi üzerinde bulunan performans noktasındaki etkili rijitlik
lp : Plastik mafsal boyu
M : Eğilme momenti kesit tesiri
M_e : Kesitin doğrusal-elastik olarak taşıyabileceği en büyük eğilme momenti
$M_{p,}$: Kesitin eğilme momenti taşıma gücü (plastik moment)
M_p : İndirgenmiş plastik moment
N : Normal kuvvet kesit tesiri, Yapının kat adedi
n : Hareketli yük katılım katsayısı
Np : Kesitin normal kuvvet taşıma gücü (plastik normal kuvvet)
P : Yatay kuvvet
P_B : Doğrusal-elastik burkulma yükü
P_{cr} : Kritik yük
PF_1 : Modal katılım çarpanı
P_G : Göçme yükü
P_i : i nolu kattaki toplam düşey yük, i'inci kattaki hareketli yükler toplamı
P_{L1} : Birinci mertebe limit yük
P_{L2} : İkinci mertebe limit yük
P-Δ : Yük parametresi – yerdeğiştirme
P-Δl : Yük parametresi – şekildeğiştirme
Q : Hareketli yük
Q_i : i'inci kattaki hareketli yüklerin toplamı
q : Hareketli yük
q_i : Yapının i'inci katındaki hareketli yük
R : Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
$R_a(T_1)$: T_1 periyot değerindeki deprem yükü azaltma katsayısı
$R_{y,1}$: Birinci moda ait dayanım azaltma katsayısı
S : Yapı dinamik katsayısı (spektrum katsayısı)
$S(T_1)$: T_1 periyot değerindeki elastik tasarım ivme spektrum değeri
S_a : Spektral ivme
$S_{ae,1}$: Eşlenik doğrusal sisteme ait doğrusal elastik spektral ivme
S_{ao} : Dönüştürülmüş spektrum eğrisinin yatay kolunun ivme değeri
S_d : Spektral yerdeğiştirme
$S_{de,1}$: Eşlenik doğrusal elastik sisteme ait doğrusal elastik spektral yerdeğiştirme
$S_{di,1}$: Doğrusal elastik olmayan spektral yerdeğiştirme
SR_A : Elastik istem spektrumunun yatay koluna uygulanacak indirgeme katsayısı
SR_V : Elastik istem spektrumunun azalan koluna uygulanacak indirgeme katsayısı
T : Kesme kuvveti kesit tesiri, yapının birinci normal moduna ait doğal periyot
t : Kesite etkiyen düzgün sıcaklık değişmesi
T_0 : Zemin hakim periyodu
T_1 : Yapının birinci doğal titreşim periyodu
T_A, T_B : Zemin karakteristik periyotları
t_b : Enkesit profili başlık levhası et kalınlığı

t_w : Enkesit profili gövde levhası et kalınlığı
V : Toplam yatay kuvvet (taban kesme kuvveti)
V_{GN} : Göçme noktasındaki taban kesme kuvveti
V_i : i nolu kata ait kesme kuvveti
V_{PM1} : Birinci plastik mafsal oluştuğu andaki taban kesme kuvveti
V_{PN} : Performans noktasındaki taban kesme kuvveti
V_T : Yapının tümüne etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü, taban kesme kuvveti
W : Kesitin elastik mukavemet momenti, Yapının deprem sırasındaki toplam ağırlığı, Rüzgar yükü
w : Normal kuvvet ve malzemeye bağlı olarak belirlenen normal kuvvet büyütme çarpanı
w_i : Yapının i'inci katının toplam ağırlığı
Wp : Kesitin plastik mukavemet momenti
Z2, Z3, Z4 : Zemin sınıfları
α_1 : Birinci doğal moda ait modal kütle katsayısı
α_t : Sıcaklık genleşme katsayısı
β_0 : Eşdeğer viskoz sönüm cinsinden ifade edilen histeretik sönüm
β_{eff} : Yüzde olarak ifade edilen etkili sönüm oranı
χ : Birim dönme (eğrilik)
χ_p : Kesitin eğilme momentine karşı gelen birim dönme
$\chi_{p,maks}$: En büyük eğrilik
$\Delta_{çatı}$: Tepe noktası yer değiştirmesi (çatı yer değiştirmesi)
ΔF_N : Ek eşdeğer deprem yükü
Δ_{lineer} : Doğrusal yerdeğiştirme
Δl_l : Lineer şekildeğiştirmeler
Δl_{p1} **ve** Δl_{p2} : Lineer olmayan şekildeğiştirmeler
Δt : Kesite etkiyen farklı sıcaklık değişmesi
δ : Yatay yerdeğiştirme
$\delta_{catı}$: Yapının tepe noktası yatay yerdeğiştirmesi
δ_E : Deprem yüklemesi altında oluşan yatay yerdeğiştirme
δ_i : i'inci katın yatay yerdeğiştirmesi
δ_{maks} : Yapının tepe noktası yatay yerdeğiştirmesi
ε : Birim boy değişmesi
ε_e : Akma şekildeğiştirmesi
ϕ_1 : Elastik birinci mod şekli vektörü
$\phi_{i,1}$: Birinci moda ait (i) nolu düğüm noktasındaki genlik
$\phi_{tepe,1}$: Birinci normal moda ait en üst kattaki genlik
γ : Birim kayma
$\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3, \varphi_4$: Plastik mafsal dönmeleri
φ : Kesitin dönmesi
φ_p : Plastik mafsalın dönmesi
κ : Yapının taşıyıcı sisteminin davranışı ve depremin süresine bağlı olarak değişen bir katsayı
$maks\varphi_p$: Plastik mafsalın dönme kapasitesi
θ : Birim dönme

θ_p , θ_y : Kesitin akma gerilmesi değerindeki birim dönme
σ_e : Akma gerilmesi
σ_{em} : Emniyet gerilmesi
σ_k : Kopma gerilmesi
σ_p : Orantı sınırı
ω_1 : Birinci moda ait özdeğer açısal frekansı
ω_b : Zemin karakteristik periyodu T_B' ye ait özdeğer açısal frekansı
μ : Süneklik oranı

ÇELİK ENDÜSTRİ YAPILARININ DEPREM PERFORMANSLARININ BELİRLENMESİ ÜZERİNE SAYISAL BİR İNCELEME

ÖZET

Deprem bölgelerindeki yapıların belirli bir güvenlik altında ve ekonomik olarak tasarımı, yapı taşıyıcı sistemlerinin deprem etkileri altındaki lineer olmayan davranışlarının ve süneklik düzeylerinin yeterli düzeyde bilinmesi ile yakından ilgilidir. Bu durum, betonarme yapıların yanında, özellikle son yıllarda yoğun bir şekilde gündeme gelen çelik yapılar için de geçerlidir.

Aktif bir deprem kuşağı üzerinde bulunan ülkemizde yaşanan büyük depremlerin sonuçları incelendiğinde, yapılardaki hasar miktarının ve buna bağlı olarak can kaybının çok büyük olduğu açıkça görülmektedir. Bu hususlar göz önünde tutulduğunda, deprem mühendisliğinin birinci hedefi, depremlerin yapılarda can kaybına neden olabilecek büyük hasarlara yol açmadan atlatılabilmesidir. Bu amaca yönelik olarak yapılan çalışmaların başında, mevcut yapıların deprem güvenliklerinin performans analizi ile belirlenmesi gelmektedir.

Günümüzde, diğer mühendislik dallarında olduğu gibi inşaat mühendisliği alanında da, bilimsel gelişmelere paralel olarak, yoğun kuramsal ve deneysel çalışmalar gerçekleştirilmektedir. Özellikle malzeme bilimindeki ilerlemeler, yapı sistemlerini oluşturan elemanların malzeme özelliklerinin daha iyi tanınmasına ve bu özelliklerin hesaplamalarda dikkate alınmasına paralel olarak, sistemlerin doğrusal olmayan analizine katkı sağlamaktadır. Böylece, statik ve dinamik dış etkiler altında zorlanan yapıların kapasitelerinin en etkin bir biçimde kullanılabilmesi, yapıların gerçek davranışlarının yakından izlenebilmesi ve göçme güvenliklerinin belirlenmesi mümkün olmaktadır.

Endüstri yapıları ile büyük açıklıklar geçilerek çok geniş alanlar kapatılmaktadır. Ülkemizin çelik yapı malzemesi açısından içinde bulunduğu darboğaz da göz önünde tutulursa, çelik taşıyıcı sistemlerin, koşullara uygun olarak en ekonomik biçimde oluşturulmasının önemi kolayca anlaşılır. Bu nedenle, çelik endüstri yapılarına ilişkin ileri analiz ve değerlendirme yöntemlerine yönelmekte büyük yarar görülmektedir.

Bu hususlar göz önüne alınarak, Yüksek Lisans Tezi olarak sunulan bu çalışmada endüstriyel çelik yapı sistemlerini temsil etmek üzere seçilen taşıyıcı sistem modelleri, ülkemizde yürürlükte olan yönetmeliklere göre boyutlandırılarak, lineer olmayan teori çerçevesinde elastoplastik davranışları incelenmiş, performans noktaları, göçme güvenlikleri ve süneklik oranları belirlenmiştir.

Beş bölüm halinde sunulan çalışmanın birinci bölümü konunun açıklanmasına, konu ile ilgili çalışmaların gözden geçirilmesine, çalışmanın amacının ve kapsamının açıklanmasına ayrılmıştır.

İkinci bölümde, yapı sistemlerinin doğrusal olmayan davranışları incelenmekte ve doğrusal olmayan sistemlerin hesap yöntemleri gözden geçirilmektedir.

Üçüncü bölüm, mevcut yapıların deprem performanslarının belirlenmesi ve yeni inşa edilecek olan yapıların depreme dayanıklı olarak tasarımı amacıyla geliştirilen performansa dayalı tasarım ve değerlendirme kavramının açıklanmasına ayrılmıştır.

Dördüncü bölümde, sayısal parametrik incelemeler yer almaktadır. Bu bölümde, endüstriyel çelik yapı sistemlerini temsil etmek üzere seçilen taşıyıcı sistem modelleri ülkemizde yürürlükte olan yönetmeliklere göre boyutlandırılmış, seçilen sistemlerin elastoplastik davranışları incelenerek deprem performansları, göçme güvenlikleri ve süneklik oranları belirlenmiştir.

Beşinci bölümde, bu çalışmada varılan sonuçlar açıklanmıştır. Çalışmanın başlıca özellikleri, sayısal sonuçların değerlendirilmesi ve konunun olası genişleme alanları bu bölümde sunulmuştur.

Çalışmanın sayısal incelemelerinde elde edilen sonuçların başlıcaları aşağıda özetlenmiştir:

1. Ülkemizde yürürlükte olan yönetmeliklere uygun olarak boyutlandırılan yapı sistemlerinin performans seviyeleri, bazı özel haller dışında, hedeflenen düzeydedir.

2. Yerdeğiştirme kriterlerine bağlı olarak belirlenen yapı performansı, plastik mafsallardaki plastik dönmeler esas alınarak belirlenen performansa oranla daha elverişsiz sonuç vermektedir.

3. Zemin sınıfı Z2 den Z4 e doğru gittikçe, zemin sınıfının özelliklerini göz önüne alacak şekilde boyutlandırma yapılmasına karşılık, yapı performansında azalma meydana gelmektedir.

4. 1975 yönetmeliğine göre, bölgesel burkulma kriterleri göz önüne alınmaksızın boyutlandırılan sistemlerde, taban kesme kuvveti/yapı ağırlığı şeklinde tanımlanan deprem katsayısı genellikle daha büyük olmakla beraber, performans sınırlarının düşük olması nedeniyle yapı performansı daha düşük seviyede kalmaktadır.

5. 2005 Türk Deprem Yönetmeliği taslağındaki yaklaşım ile elde edilen performans noktalarına ait yatay yerdeğiştirmeler, Kapasite Spektrumu Yöntemi ile bulunan performans noktası yerdeğiştirmelerinden daha büyük değerler almaktadır. Her iki yöntem arasındaki fark, zemin grubu Z4 e doğru ilerledikçe daha belirgin olmaktadır.

6. Yerdeğiştirme sınırı gözönüne alınmaksızın boyutlandırılan yapı sistemlerinde, özellikle yerdeğiştirmeler cinsinden belirlenen performans değerleri daha elverişsiz sonuçlar vermektedir.

7. Kapasite eğrisinde göçme noktası esas alınarak hesaplanan R taşıyıcı sistem davranış katsayısı değerleri, bazı özel haller dışında, genellikle $R \geq 8$ değerlerini almaktadır.

8. Yapı sisteminin yatay yük taşıma gücünün tasarım yatay yüklerine oranı olarak tanımlanan ek dayanım katsayısının değerleri, zemin sınıfına bağlı olarak, 3-4 arasında değişmektedir.

A NUMERICAL STUDY ON
PERFORMANCE-BASED SEISMIC EVALUATION OF STEEL INDUSTRIAL BUILDINGS

SUMMARY

The safe and economical design of structures in earthquake regions is closely related to the knowledge of the non-linear behavior and ductility of structural systems. Along with the reinforced concrete structures, this is also true for steel structures which have become more popular in recent years.

When results of strong earthquakes, that took place in our country which is sited in a zone of high seismicity, are studied, it is clearly seen that the level of damage on structures is high and loss of life caused by structural damage is great. When these consequences are considered, the first aim of earthquake engineering is to endure earthquakes without having too much structural damage that will be the cause of human loss. Among studies conducted to achieve this goal, the evaluation of earthquake safety of the existing structures by performance-based analyses takes the first place.

Recently, along with the other engineering fields, intensive theoretical and experimental research studies are being conducted in structural engineering, parallel to the scientific developments. Especially, the developments in material science has helped engineers to understand the material characteristics of components of the structural systems better and implementation of these characteristics in structural calculations also assists in the developments of the non-linear statical analysis methods of structural systems. In this way, for the buildings which are affected by the static and dynamic external loads, it is possible to use their capacities in the most efficient way, to observe closely the real behavior of structures and to determine their collapse safety.

Large areas of land are covered by extending over large spans in industrial buildings. If it is kept in mind that our country is in need of steel as material, the importance of designing steel frame systems, in compliance with the conditions and in the most economical form, can be realized. Therefore, it will be of real benefit to aim at the analyses related with steel industrial buildings.

Regarding these points, in this study, which is presented as a Master of Science Thesis, steel frame models selected to represent the industrial steel structures are designed in accordance with the existing code regulations in our country. Then the elastic-plastic behavior of the structures are evaluated and the performance points, collapse safety and ductility ratios are determined according to the non-linear theory.

The first chapter of the study, which is composed of five chapters, covers the description of the subject, examination of the related studies, and the aim and scope of the study.

In the second chapter, the non-linear behavior of steel framed sructures are studied and the analysis methods of non-linear structural systems are examined in detail.

The third chapter is devoted to the seismic performance evaluations of existing structures and to the explanation of the performance-based design and evaluation concept that is developed for the earthquake resistant design of structures.

The fourth chapter is devoted to numerical parametric investigations. In this section, the sample steel frame models selected to represent the industrial steel buildings that are designed in compliance with the code regulations existing in our country, and after investigating the elastic-plastic behavior of these structures, the performance points, collapse safety and ductility ratios are determined.

The fifth section covers the explanation of the conclusions accomplished in this study. The main chracteristics of the study, the evaluation of the results of the numerical study and possible extensions of the subject are presented in this section.

The basic conclusions of the numerical analyses of the study are summarized below:

- The performance levels of the structural systems designed according to the criteria imposed by the Turkish Earthquake Code is as expected, except in some special cases.

- The structural performance determined according to the lateral displacement criteria gives more unsuitable results when compared to the performance determined according to the plastic rotations criteria in plastic hinges.

- As the soil profile type goes from Z2 to Z4, structural performance level decreases although it is taken into consideration while designing the structure.

- According to the 1975 Turkish Seismic Code, in systems designed without the consideration of compact section criteria, though the seismic coefficient defined as the ratio of base shear to building weight is usually bigger, structural performance stays in lower level because of the lower boundary values of the acceptance criteria given for non-compact sections.

- The lateral displacements corresponding to the performance points found by the application of 2005 Turkish Seismic Code, get larger values than the displacements of performance points found by Capacity Spectrum Method. The difference between the two methods becomes more significant as the soil profile type approaches toward Z4.

- In structural systems designed without taking the displacement boundaries into consideration, particularly the performance values determined in terms of displacements, gives more inconvenient results.

- The R (coefficient for reduction of elastic spectral response for design) values calculated on the basis of the collapse point in capacity curve, usually gets $R \geq 8$ values, except in some special situations.

- The overstrength values that is described as the ratio of the lateral load carrying capacity of structural system to the design lateral loads vary between 3 and 4 according to the soil profile type.

1 GİRİŞ

1.1 Konu

'İnşaat' bir ülkenin ekonomisine geniş bir alanda yön vermekte, gelişmekte olan ülkelerin kalkınmasında önemli görevler üstlenmektedir. Bu nedenle, ülke kalkınmasına ve ekonomisine önemli yararlar sağlamak, amacına uygun olarak en iyiyi en ekonomik olarak gerçekleştirmek, gelişen ülke koşullarına inşaat sektörünün katkıda bulunma oranını yükseltmek inşaat mühendislerinin öncelikli görevidir.

Ülkemizde yerleşimin yoğun olduğu bölgelerin önemli bir bölümünün yüksek deprem riski taşıyan aktif deprem kuşakları üzerinde yer alması ve özellikle 17 Ağustos 1999 Marmara Depremi sonrasında görüldüğü gibi, şiddetli bir depremin büyük can kaybı ve yıkıma neden olması, depreme karşı yeterli güvenlikte ve ekonomik tasarımın önemini açıkça ortaya koymaktadır. Bu ise, yapı sistemlerinin deprem etkileri altındaki lineer olmayan davranışlarının yakından izlenebilmesi ile mümkün olmaktadır.

Günümüzde, diğer mühendislik dallarında olduğu gibi, inşaat mühendisliği alanında da, bilimsel gelişmelere paralel olarak, yoğun kuramsal ve deneysel çalışmalar gerçekleştirilmektedir. Özellikle malzeme bilimindeki ilerlemeler, yapı sistemlerini oluşturan elemanların malzeme özelliklerinin daha iyi tanınmasına ve bu özelliklerin hesaplamalarda dikkate alınmasına paralel olarak, sistemlerin doğrusal olmayan statik çözümlerinin yapılmasına katkı sağlamaktadır. Böylece statik ve dinamik dış etkiler altında zorlanan yapıların kapasitelerinin en etkin bir biçimde kullanılabilmesi, yapıların gerçek davranışlarının yakından izlenebilmesi ve göçme güvenliklerinin belirlenmesi mümkün olmaktadır.

Yapıların deprem etkilerine karşı yeterli bir dayanıma sahip olmalarının sağlanabilmesi amacıyla çeşitli yaklaşımlar geliştirilmiştir. Bu yaklaşımların ilki, deprem etkilerini temsil eden eşdeğer yatay kuvvetlerin, çeşitli etkenlere bağlı olarak, yapının kendi ağırlığının %5'i ile %10'u arasında değiştiği varsayımıdır. Bu varsayımda, deprem istemi ve bina kapasitesi hakkında kesin bir bilgi olmadığı için,

yapının tasarımı yüksek bir güvenlik faktörü kullanılarak ve genellikle doğrusal davranış sınırları içerisinde kalınacak biçimde yapılmaktadır. İkinci yaklaşımda, yapının elastik ötesi davranışını temsil eden bir yapı davranış katsayısı aracılığı ile, elastik deprem yüklerinin doğrusal tasarım için azaltılması öngörülmektedir. Bu yaklaşım, ilk yaklaşıma oranla gerçeğe daha yakın sonuçlar vermekte ve yapıların deprem etkileri altında daha doğru tasarlanmasını sağlamaktadır. Üçüncü ve en güncel yaklaşımda ise, yapının elastik ötesi kapasitesinin varlığına dayanarak, elastik ötesi deprem isteminin belirlenmesini öngören performansa dayalı tasarım kavramı kullanılmaktadır. Bu yaklaşımda, doğrusal olmayan çözümleme yöntemleri kullanılarak yapıya ait kapasite eğrisi belirlenmekte, bu kapasite eğrisine bağlı olarak elastik deprem spektrumunun indirgenmesi sağlanmakta ve deprem istemi ile bina kapasitesinin eşitlendiği performans noktası elde edilmektedir. Yöntemin ana amacı, doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin etkisi ile deprem enerjisinin sönümlenmesini sağlayan yapının, performans noktasındaki hasar durumunun saptanması veya diğer bir deyişle, deprem güvenliğinin irdelenmesidir. Böylece, mevcut yapıların güçlendirilmesi ve yeni yapılacak olan yapıların daha ekonomik ve gerçekçi bir biçimde tasarlanması sağlanabilmektedir.

Aktif bir deprem kuşağı üzerinde bulunan ülkemizde yaşanan büyük depremlerin sonuçları incelendiğinde, yapılardaki hasar miktarının ve buna bağlı olarak can kaybının çok büyük olduğu açıkça görülmektedir. Bu hususlar göz önünde tutulduğunda, deprem mühendisliğinin birinci hedefi, depremlerin yapılarda can kaybına neden olabilecek büyük hasarlara yol açmadan atlatılabilmesidir. Bu amaca yönelik olarak yapılan çalışmaların başında, mevcut yapıların deprem güvenliklerinin performans analizi ile belirlenmesi gelmektedir.

Günümüzde, gerek büyük açıklıklı az katlı endüstri binalarına, gerekse büyük şehirlerde belirli merkezlerde toplanan yoğun insan kitlesini barındıracak çok katlı binalara olan gereksinim, bu binaların taşıyıcı sisteminde yüksek dayanımlı malzemeler kullanılması zorunluluğunu doğurmuştur. Bugün yapımı büyük dikkat ve titizlik isteyen yüksek mukavemetli beton kullanılması durumunda dahi, gerek büyük açıklıklı az katlı, gerekse çok katlı binalardaki kesit tesirlerinin büyüklüğü, büyük betonarme kesitlerin kullanılmasını gerektirmektedir. Binalarda büyük kesitli kolon ve kirişler fazla yer kapladıkları, maliyet artışına yol açtıkları ve bina öz ağırlığının artmasından dolayı çeşitli temel problemleri oluşturdukları için mimar ve

mühendisler tarafından tercih edilmemektedir. Bu nedenler, gerekli durumlarda, dayanımı betona göre çok daha yüksek olan yapı çeliğinin kullanılmasını zorunlu kılmaktadır.

Endüstri yapıları ile büyük açıklıklar geçilerek geniş alanlar kapatılabilmektedir. Ülkemizin çelik malzeme açısından içinde bulunduğu darboğaz da gözönünde tutulursa, çelik yapı sistemlerinin, koşullara uygun olarak en ekonomik biçimde oluşturulmasının önemi anlaşılır. Bu nedenle, çelik endüstri yapılarına ilişkin analize yönelmekte büyük yarar görülmektedir.

1.2 Konu ile İlgili Yapılan Çalışmalar

Performansa dayalı tasarım ve değerlendirme, günümüz inşaat mühendisliğinin en yeni kavramları arasındadır. Yerdeğiştirmeye bağlı performans kriterlerini esas alan yapısal değerlendirme ve tasarım kavramı, özellikle son yıllarda Amerika Birleşik Devletleri'nin deprem bölgelerindeki mevcut yapıların deprem güvenliklerinin daha gerçekçi olarak belirlenmesi ve yeterli güvenlikte olmayan yapıların güçlendirilmeleri çalışmaları sırasında ortaya konulmuş ve geliştirilmiştir.

Amerika Birleşik Devletleri'nin California eyaletinde, 1989 Loma Prieta ve 1994 Northrigde 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 *Guidelines and Commentary for Seismic Rehabilitation of Buildings* -ATC 40 [1] projesi ve Federal Emergency Management Agency (FEMA) tarafından *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings* -FEMA 273 [2], 356 [3] yayınları gerçekleştirilmiştir. Daha sonra, bu çalışmaların sonuçlarının irdelenerek geliştirilmesi amacıyla ATC 55 projesi yürütülmüş ve projenin bulgularını içeren FEMA 440 [4] taslak raporu hazırlanmıştır. Bu organizasyonların yanında, Building Seismic Safety Council (BSSC), American Society of Civil Engineers (ASCE) ve Earthquake Engineering Research Center of University of California at Berkeley (EERC-UCB) tarafından yürütülen diğer projeler de bu alandaki araştırmalara katkı sağlamaktadır.

İlk geliştirilme nedeni mevcut yapıların deprem etkisi altındaki davranışlarının ve buna bağlı olarak gerçek deprem güvenliklerinin belirlenmesi olan performans kavramının, daha sonra, yeni yapılacak binalarda da uygulanması düşünülmüştür. Bu nedenle, yakın bir gelecekte bu kavrama ilişkin bilgilerin yeni inşa edilecek yapılara ait yönetmeliklerde de yer alması beklenmektedir.

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.

1.3 Çalışmanın Amacı ve Kapsamı

Bu çalışmanın amacı, yapı sistemlerinin lineer olmayan teoriye göre hesabı için geliştirilen ileri hesap yöntemlerinin sağladığı olanaklardan yararlanarak, çelik endüstriyel yapı sistemlerinin deprem etkileri altındaki lineer olmayan davranışlarının incelenmesi, göçme güvenliklerinin ve süneklik düzeylerinin belirlenmesidir.

Bu amaca yönelik olarak, çeşitli çelik endüstriyel yapı sistemlerini temsil etmek üzere seçilen taşıyıcı sistem modelleri, ülkemizde yürürlükte olan yönetmeliklere göre boyutlandırılmış, daha sonra, boyutlandırılan yapı sistemleri düşey işletme yükleri altında, eşdeğer statik kuvvetler ile temsil edilen ve monoton artan yatay deprem etkileri için, malzeme bakımından lineer olmayan teoriye göre hesaplanarak elastoplastik davranışları ayrıntılı olarak incelenmiş, göçme yükleri ve süneklik oranları belirlenmiştir.

Çalışmada izlenen yol aşağıdaki adımlardan oluşmaktadır:

a) Yapı sistemlerinin doğrusal olmayan davranışlarının incelenmesi ve doğrusal olmayan sistemlerin hesap yöntemlerinin gözden geçirilmesi.

b) Mevcut yapıların deprem performanslarının belirlenmesi ve yeni inşa edilecek olan yapıların depreme dayanıklı olarak tasarımı amacıyla geliştirilen performansa dayalı tasarım ve değerlendirme kavramının ATC 40 ve TDY 05 [5] dökümanlarındaki uygulamaları ile çelik sistemler için FEMA 356 da verilen

modelleme parametreleri ve plastik şekildeğiştirme kapasiteleri hakkında bilgi verilmesi.

c) Endüstriyel çelik yapı sistemlerini temsil etmek üzere seçilen taşıyıcı istem modellerinin, ülkemizde yürürlükte olan yönetmeliklere göre boyutlandırılmaları, seçilen sistemlerin elastoplastik davranışlarının çeşitli yaklaşımlar ile incelenerek performans noktalarının, göçme güvenliklerinin ve süneklik oranlarının belirlenmesi.

d) Çalışmanın başlıca özelliklerinin belirtilmesi, sayısal sonuçların değerlendirilmesi ve konunun olası genişleme alanları konusunda önerilerin oluşturulması.

2 ÇELİK YAPI SİSTEMLERİNİN MALZEME BAKIMINDAN DOĞRUSAL OLMAYAN DAVRANIŞI

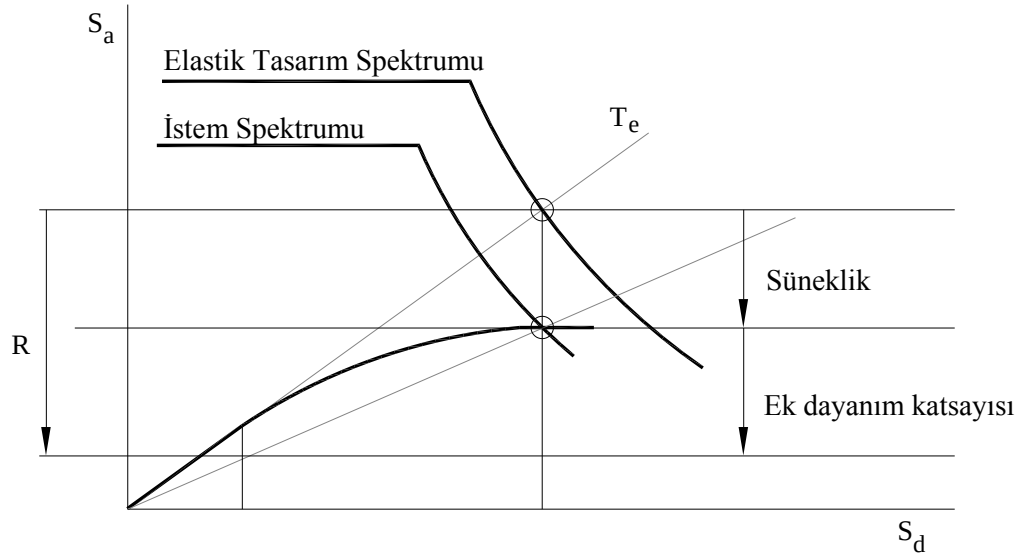
2.1 Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmayan Davranışı

Bazı özel durumların dışında, yapı sistemleri işletme yükleri altında genellikle doğrusal davranış gösterirler. Bu genel durumun dışında kalan sistemler 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 doğrusal-elastik olarak alınmakta ve yerdeğiştirmelerin çok küçük olduğu varsayılmaktadır.

Buna karşılık, dış etkiler işletme yükü sınırını aşarak yapının taşıma gücüne yaklaştıkça, gerilmeler doğrusal-elastik sınırı aşmakta ve yerdeğiştirmeler çok küçük kabul edilemeyecek değerler almaktadır.

Günümüzde yapı mühendisliğinde genellikle uygulanmakta olan ve doğrusal teoriye göre sistem analizine dayanan tasarım yaklaşımlarında (güvenlik gerilmeleri esasına göre tasarım ve taşıma gücü yöntemine göre tasarım), yapı sisteminin doğrusal olmayan davranışı çeşitli şekillerde göz önüne alınmaya çalışılmaktadır. Örneğin, ikinci mertebe etkilerini hesaba katmak ve burkulmaya karşı güvenlik sağlamak amacıyla, moment büyütme yönteminden ve burkulma katsayılarından yararlanılmakta, doğrusal olmayan şekildeğiştirmeler 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 hesaba katmak üzere, taşıyıcı sistem davranış katsayısı tanımlanmakta ve elastik deprem yükleri bu katsayıya bağlı bir deprem yükü azaltma katsayısı ile bölünerek küçültülmektedir, (Şekil 2.1).



Şekil 2.1 Deprem Yükü Azaltma Katsayısı

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 izlenmesi 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 durum ile karşılaşılmaktadır. Bunlardan birincisi, yapı sisteminin doğrusal olmamasına neden olan etkenlerin belirlenerek sistem davranışını gerçeğe yakın bir şekilde temsil eden bir hesap modelinin oluşturulması, diğeri ise bu hesap modelinin analizi sonucunda elde edilen doğrusal olmayan denklem sisteminin etkin bir şekilde çözülmesidir.

2.1.1 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, [6].

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.

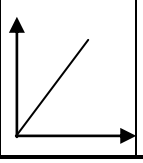
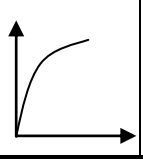
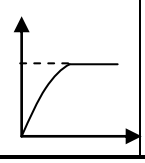
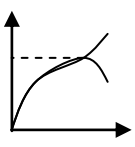
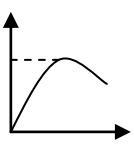
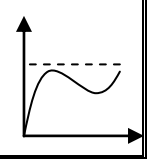
2.1.2 Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmama Nedenleri

Bir yapı sisteminin dış yükler altındaki davranışının doğrusal olmaması genel olarak iki temel nedenden kaynaklanmaktadır, [7].

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.

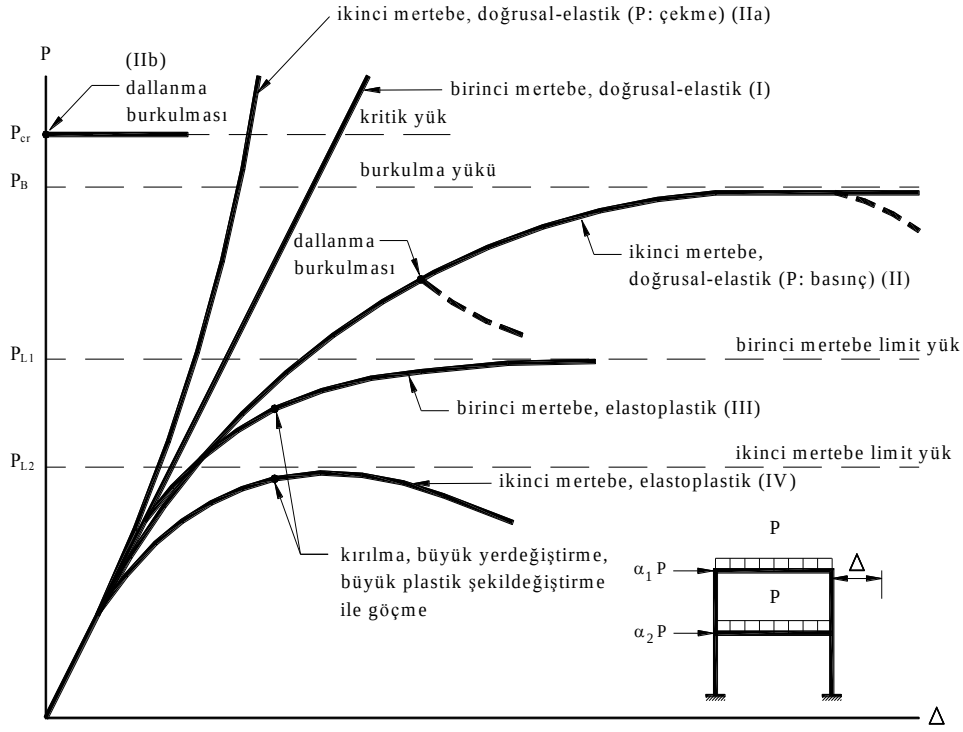
Yapı sistemlerinin doğrusal olmamasına neden olan etkenler ve bu etkenleri göz önüne alan teoriler Tablo 2.1 üzerinde topluca özetlenmiştir.

Çözümün Sağlaması 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-Şekildeğiştirme Bağıntıları)	Doğrusal Elastik	Doğrusal Elastik **Değil**	Doğrusal Elastik	Doğrusal Elastik	Doğrusal Elastik **Değil**	Doğrusal Elastik **Değil**
Denge Denklemlerinde Yerdeğiştirmeler	Küçük	Küçük	Küçük **Değil**	Küçük **Değil**	Küçük **Değil**	Küçük **Değil**
Geometrik Uygunluk Koşullarında Yerdeğiştirmeler	Küçük	Küçük	Küçük	Küçük **Değil**	Küçük	Küçük **Değil**
P-δ Bağıntıları						

Tablo 2.1 Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmama Nedenleri

2.1.3 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 2.2 de şematik olarak gösterilmişlerdir.



Şekil 2.2 Çeşitli Teorilere Göre Elde Edilen *P-Δ* Bağıntıları

Malzemenin sınırsız olarak doğrusal-elastik varsayıldığı bir yapı sisteminin, artan dış yükler altında, birinci mertebe teorisine göre elde edilen davranışı şekildeki (I) doğrusu ile temsil edilmektedir. Geometri değişimlerinin denge denklemlerine etkisinin, diğer bir deyişle, eksenel kuvvetlerden oluşan ikinci mertebe etkilerinin hesaba katıldığı ikinci mertebe teorisinde ise, eksenel kuvvetin basınç veya çekme olmasına göre farklı sistem davranışları ile karşılaşılabilmektedir. Örneğin eksenel kuvvetin basınç olması halinde, (II) eğrisinden 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 olunca yerdeğiştirmeler artarak sonsuza erişir ve sistem burkularak göçer. Bazı özel durumlarda, burkulmadan sonra, artan yerdeğiştirmelere azalan yük parametresi karşı gelebilir. Örneğin asma sistemler gibi eksenel kuvvetin çekme olduğu durumlarda

ise, şekilde (IIa) ile gösterilen *P-Δ* diyagramı pekleşen özellik gösterir. Yanal yük etkisinde olmayan ve bu nedenle burkulmadan önce şekildeğiştirmeyen 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 büyük veya ona eşittir. Dallanma burkulması, bazı hallerde burkulmadan önce şekildeğiştiren 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) şekildeğiştirmeler meydana gelmektedir. Doğrusal olmayan şekildeğiştirmeler genel olarak sistem üzerinde sürekli olarak yayılmaktadır. Buna karşılık, kopma sırasındaki toplam şekildeğiştirmelerin doğrusal şekildeğiştirmelere oranının büyük olduğu sünek malzemeden yapılmış sistemlerde, doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin plastik mafsal (veya genel anlamda plastik kesit) adı verilen belirli kesitlerde toplandığı, bunun dışındaki bölgelerde ise sistemin doğrusal-elastik davrandığı varsayılabilir. Bu varsayım *plastik mafsal hipotezi* olarak isimlendirilmektedir. Plastik mafsal hipotezinin esas alındığı bir yapı sisteminin birinci mertebe teorisine göre hesabında (III eğrisi), oluşan plastik mafsallar nedeniyle sistemin tümünün veya bir bölümünün mekanizma durumuna gelmesi taşıma gücünün sona erdiğini ifade eder. Bu yük *birinci mertebe limit yük* adını alır.

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

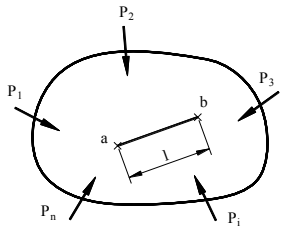
Bazı hallerde, dış yükler limit yüke erişmeden önce, meydana gelen büyük yerdeğiştirmeler, büyük plastik şekildeğiştirmeler ile betonarme sistemlerde oluşan çatlaklar ve kırılma yapının göçmesine neden olabilmektedir.

2.2 İç Kuvvet-Şekildeğiştirme Bağıntıları ve Akma (Kırılma) Koşulları

Aşağıda, çeşitli yapı malzemelerinin gerilme-şekildeğiştirme bağıntıları ile düzlem ve uzay çubuk elemanlarda iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntıları ve akma (kırılma) koşulları gözden geçirilecektir.

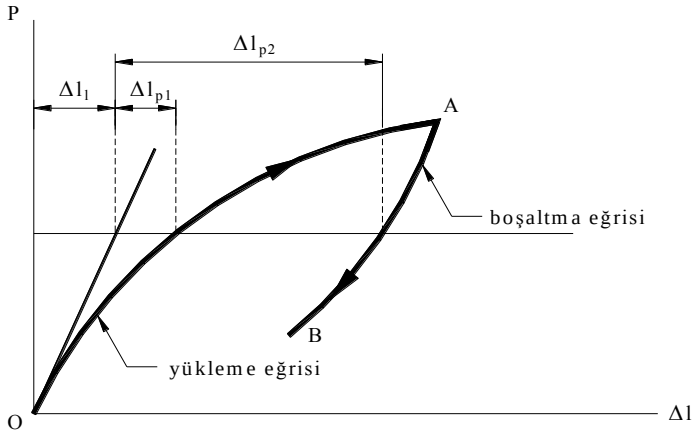
2.2.1 Malzemelerin Şekildeğiştirme Özellikleri

Şekilde 2.3 te verilen katı cisim, aralarındaki oran sabit kalacak şekilde artan P_i dış kuvvetlerinin etkisi altındadır. Bu dış kuvvetlerin büyüklüğünü tanımlayan P yük parametresi ordinata, bu kuvvetlerden dolayı katı cismin a ve b noktaları arasındaki l uzunluğunun Δl değişimi absise taşınarak çizilen P-Δl diyagramı Şekil 2.4 te şematik olarak gösterilmiştir.



$P_i = p_i P$
P : yük parametresi

Şekil 2.3 Dış Kuvvetler Etkisindeki Katı Cisim

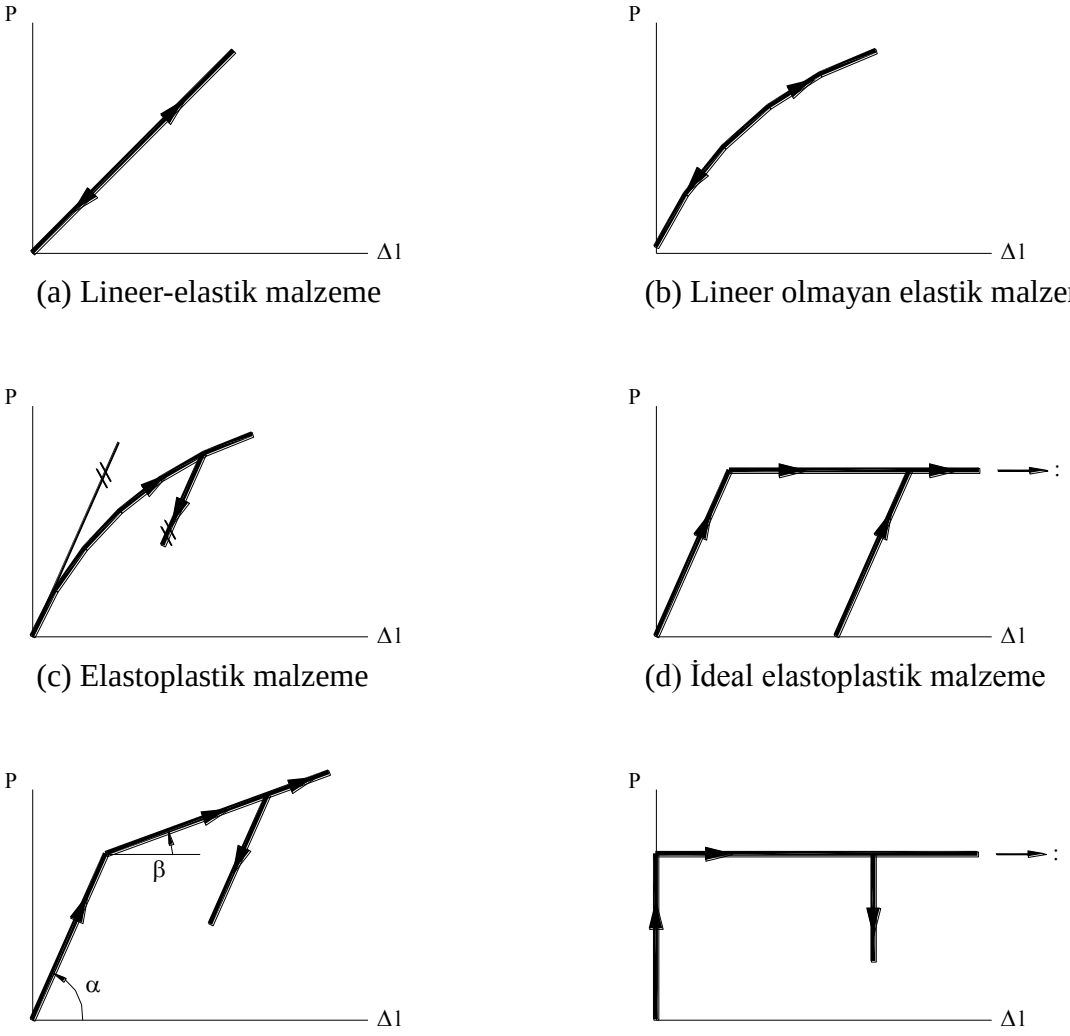


Şekil 2.4 Şematik Yük Parametresi – Şekildeğiştirme Diyagramı

Bu diyagramın, artan yük parametresi için elde edilen *OA* bölümüne yükleme eğrisi, yüklerin kaldırılması durumuna karşı gelen *AB* bölümüne de boşaltma eğrisi denir. Eğrinin başlangıç teğeti ile ordinat ekseni arasındaki Δl_l şekildeğiştirmeleri lineer şekildeğiştirmeler, başlangıç teğeti ile yükleme ve boşaltma eğrileri arasında kalan Δl_{p1} ve Δl_{p2} şekildeğiştirmeleri ise lineer olmayan şekildeğiştirmeler olarak tanımlanır.

2.2.1.1 İdeal Malzemeler

Yapı sistemlerinde kullanılan gerçek malzemelerin şekildeğiştirme özellikleri üzerinde bazı idealleştirmeler yaparak tanımlanan ideal malzemelerin başlıcaları Şekil 2.5 de gösterilmiştir.



(a) Lineer-elastik malzeme (b) Lineer olmayan elastik malzeme

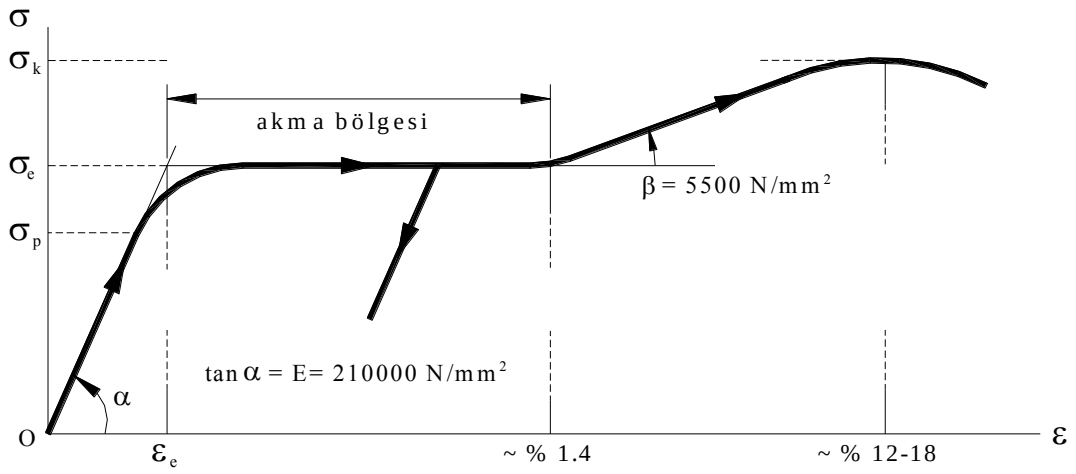
(c) Elastoplastik malzeme (d) İdeal elastoplastik malzeme

(e) Pekleşen ideal Elastoplastik malzeme (f) Rijit plastik malzeme

Şekil 2.5 İdeal Malzemeler

2.2.1.2 Yapı Çeliklerinin Gerilme-Şekildeğiştirme Bağıntıları

Yapı çeliklerinin gerilme-şekildeğiştirme *(σ-ε)* diyagramları ve bu diyagramlara ait bazı sayısal değerler aşağıda verilmiştir, (Şekil 2.6).



Şekil 2.6 Yapı Çeliklerinde σ-ε Diyagramı

Bu diyagramı tanımlayan σ_k kopma gerilmesi, σ_e akma gerilmesi, ε_e akma şekildeğiştirmesi ve σ_p orantı sınırının çelik sınıfına bağlı olarak aldığı değerler :

Fe 37 *Yapı çeliği* : σ_k = 360-490 N/mm^2 , σ_e = 235 N/mm^2 ($\varepsilon_e \cong 0{,}0011$)
$\sigma_p = 0.8\sigma_e \approx 188$ N/mm^2

Fe 52 *Yapı çeliği* : σ_k = 510-610 N/mm^2 , σ_e = 353 N/mm^2 ($\varepsilon_e \cong 0{,}0017$)
$\sigma_p = 0.8\sigma_e \approx 280$ N/mm^2

Yapı çeliklerinin σ-ε diyagramlarının bir bölümü veya tümü Şekil 2.7 de görüldüğüi şekilde idealleştirilebilir.

2.2.2 Düzlem Çubuk Elemanlarda İç Kuvvet-Şekildeğiştirme Bağıntıları 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. Birim boydaki bir çubuk elemanın bir yüzünün diğer yüzüne göre göreli (rölatif) yerdeğiştirmelerinin kesit zorları doğrultularındaki bileşenleri elemanın

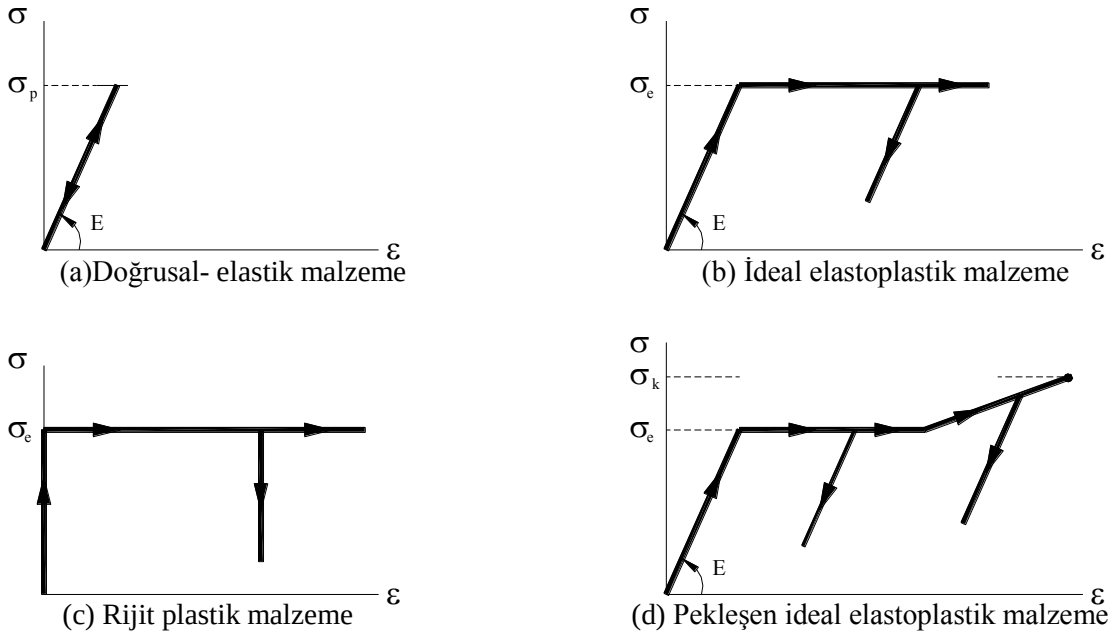
birim şekildeğiştirmeleri olarak tanımlanır. Bunlar φ kesitin dönmesini, u ve v kesitin çubuk ekseni ve ona dik doğrultudaki yerdeğiştirmelerini göstermek üzere

$\chi = d\varphi / ds$: birim dönme (eğrilik)

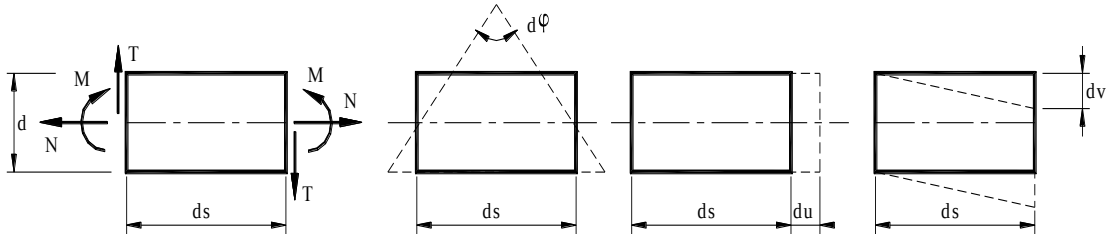
$\varepsilon = du / ds$: birim boy değişmesi

$\gamma = dv / ds$: birim kayma

adını alırlar, (Şekil 2.8).



Şekil 2.7 Yapı Çeliğinin σ-ε Diyagramlarının İdealleştirilmesi



Şekil 2.8 Düzlem Çubuk Elemanda İç Kuvvetler ve Şekildeğiştirmeler

Düzlem çubuk elemanlarda iç kuvvetler ile şekildeğiştirmeler arasındaki bağıntılar (bünye denklemleri), genel olarak

$$\chi = \frac{d\varphi}{ds} = F_1(M, N, T) + \frac{\alpha_t.\Delta t}{d} \tag{2.1}$$

$$\varepsilon = \frac{du}{ds} = F_2(M, N, T) + \alpha_t.t \tag{2.2}$$

$$\gamma = \frac{dv}{ds} = F_3(M, N, T) \tag{2.3}$$

şeklindedir. Burada F_1, F_2, F_3 malzeme karakteristiklerine ve enkesit özelliklerine bağlı olarak belirlenen doğrusal olmayan fonksiyonları, *t* ve *Δt* kesite etkiyen düzgün ve farklı sıcaklık değişmelerini, 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

$$K_1(M, N, T) = 0 \tag{2.4}$$

veya

$$K_2(\chi, \varepsilon, \gamma) = 0 \tag{2.5}$$

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)

$$\chi = \frac{d\varphi}{ds} = F_1(M\ ,\ N) + \frac{\alpha_t.\Delta t}{d} \tag{2.1a}$$

$$\varepsilon = \frac{du}{ds} = F_2(M\ ,\ N) + \alpha_t.t \tag{2.2a}$$

ve akma (kırılma) koşulu da

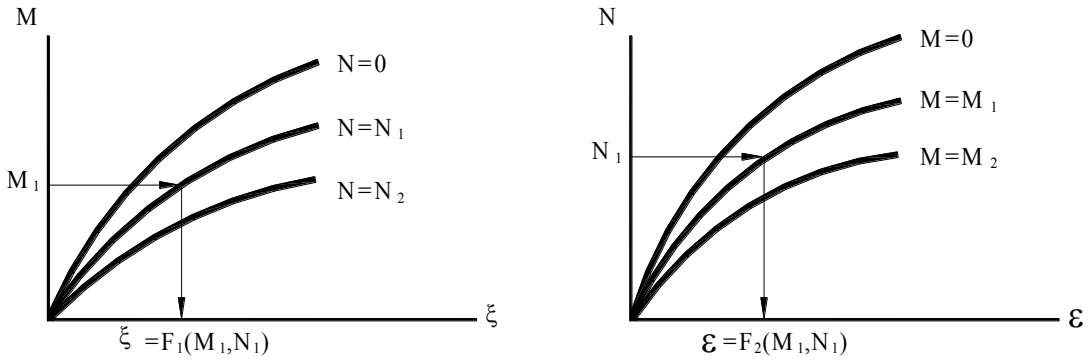
$$K_1(M\ ,\ N) = 0 \tag{2.4a}$$

veya

$$K_2(\chi\ ,\varepsilon) = 0 \tag{2.5a}$$

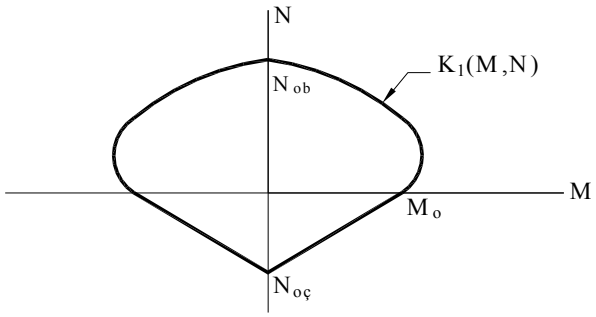
şeklini alır.

Bünye bağıntılarının belirlediği yüzeyler, pratikte genellikle eğri grupları halinde gösterilebilirler, (Şekil 2.9).



Şekil 2.9 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 2.10).



Şekil 2.10 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

$$\chi = \frac{d\varphi}{ds} = F_1(M) \tag{2.6}$$

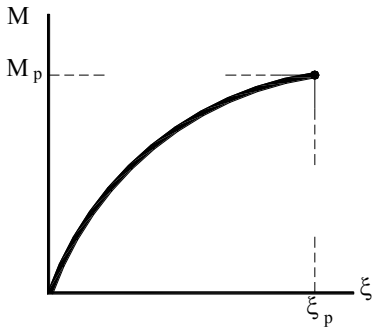
şeklinde yazılabilir. Akma koşulu ise

$$M - M_p = 0 \tag{2.7}$$

veya

$$\chi - \chi_p = 0 \tag{2.8}$$

bağıntıları ile ifade edilir. Burada M_p kesitin eğilme momenti taşıma gücünü, χ_p ise buna karşı gelen birim dönmeyi göstermektedir, (Şekil 2.11).



Şekil 2.11 Basit Eğilme Halinde Eğilme Momenti – Eğrilik Diyagramı

2.2.2.1 İdeal Elastoplastik Malzemeden Yapılmış Çubuklar

Bu bölümde, ideal elastoplastik malzemeden yapılmış çubuklarda kesit zorları ile şekildeğiştirmeler arasındaki bağıntılar ve akma koşulları hakkında bilgi verilecektir, [8]. Uygulamada, yapı çeliği genellikle ideal elastoplastik malzeme olarak idealleştirilebilmektedir.

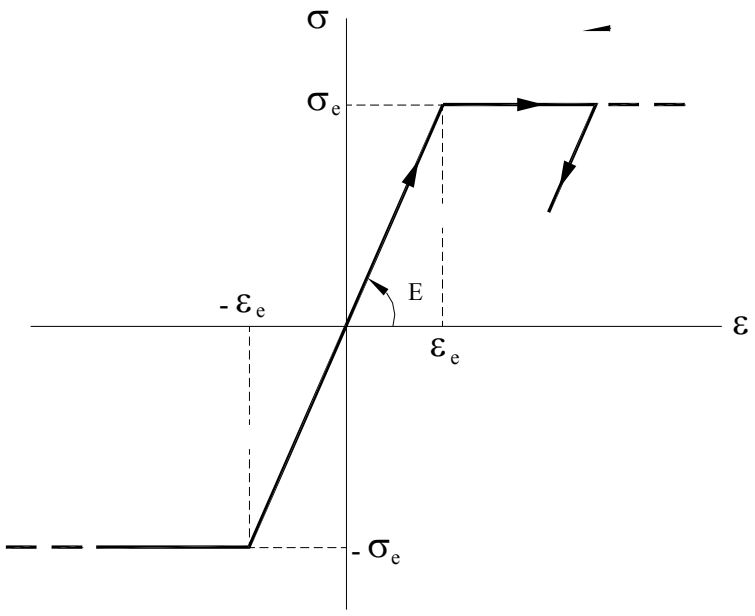
İdeal elastoplastik malzemenin tanımı uyarınca, σ–ε diyagramının

$$0 \le \varepsilon \le \varepsilon_e \qquad \text{için} \qquad \sigma = E\varepsilon \tag{2.9}$$

$$\varepsilon_e \le \varepsilon \le \infty \qquad \text{için} \qquad \sigma = \sigma_e \tag{2.10}$$

şeklinde iki doğru parçasından oluştuğu, çekme ve basınç yüklemeleri altında malzemenin aynı özellikleri gösterdiği gözönünde tutulacaktır, (Şekil 2.12). Burada E çeliğin elastisite modülünü, σe ise akma gerilmesini göstermektedir.

Ayrıca, dik kesitin şekildeğiştirdikten sonra da düzlem kaldığı (Bernoulli - Navier hipotezi) ve kesme kuvvetinin eğilme ve uzama şekildeğiştirmelerine etkisinin terk edilebileceği varsayımları yapılmaktadır.



Şekil 2.12 İdeal Elastoplastik Malzemede σ–ε Diyagramı

a) Eğilme Etkisindeki Çubuklar

Eğilme momenti etkisindeki çubuklarda M eğilme momenti ile χ birim dönmesi (eğrilik) arasındaki genel bağıntı elde edilecektir. Basitlik açısından, çubuğun iki simetri düzlemi olduğu ve eğilme momentinin bu düzlemlerden birinde etkidiği varsayılacaktır.

M eğilme momenti etkisindeki kesitte, eğilme momentinin artan değerleri için oluşan şekildeğiştirme durumları ve bunlara karşı gelen normal gerilme yayılışları Şekil 2.13 te görülmektedir.

Eğilme momentinin küçük değerleri için kenar liflerdeki maksimum birim boy değişmesi

$$\varepsilon \leq \varepsilon_e$$

olduğundan gerilme-şekildeğiştirme bağıntısı doğrusal-elastiktir. Bu nedenle kesitteki gerilme yayılışı doğrusaldır ve eğilme momenti ile eğrilik arasında,

$$M = EI\chi \qquad (2.11)$$

bağıntısı bulunmaktadır, (Şekil 2.13a). Bu bağıntı, eğilme momentinin artarak

$$M_e = \sigma_e W \quad (W\text{: kesitin elastik mukavemet momenti}) \qquad (2.12)$$

sınır değerine erişmesi halinde sona erer, (Şekil 2.13b). Burada M_e kesitin doğrusal-elastik olarak taşıyabileceği en büyük eğilme momentini göstermektedir ve elastik moment adını alır.

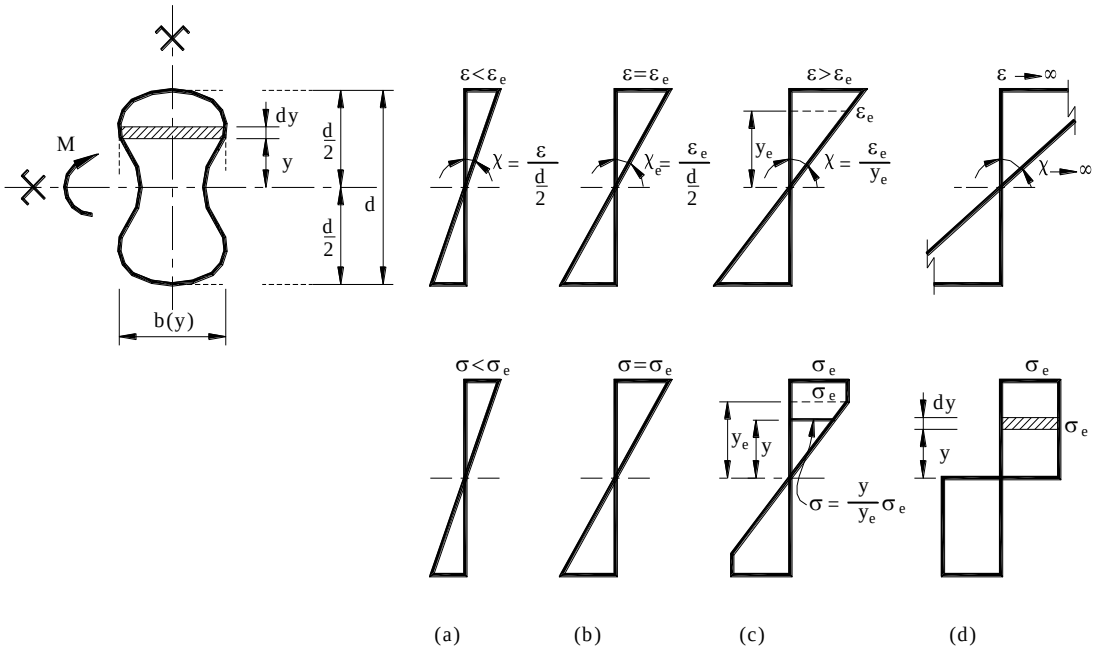
Eğilme momentinin daha büyük değerleri için, birim boy değişmesinin de artarak

$$\varepsilon > \varepsilon_e$$

olduğu kenar liflerde doğrusal olmayan (plastik) şekildeğiştirmeler oluşur, (Şekil 2.13c). Bu durum için, eğilme momenti ile eğrilik arasında

$$M = 2\sigma_e \int_0^{y_e} \frac{y}{y_e} b(y) y.dy + 2\sigma_e \int_{y_e}^{d/2} b(y) y.dy = M(y_e) = M\left(\frac{\varepsilon_e}{\chi}\right) \tag{2.13}$$

bağıntısı yazılabilir.



Şekil 2.13 Artan Eğilme Momentinden Oluşan Şekildeğiştirme ve Gerilme Durumları

Eğilme momenti daha da artarak

$$M_p = 2\sigma_e \int_0^{d/2} b(y) y.dy \tag{2.14}$$

sınır değerine erişince şekildeğiştirmeler sonsuza gider ve kesitin taşıma gücü sona erer, (Şekil 2.13d). Burada M_p, kesitin taşıyabileceği en büyük eğilme momentidir ve *plastik moment* adını alır.

M_p plastik momenti

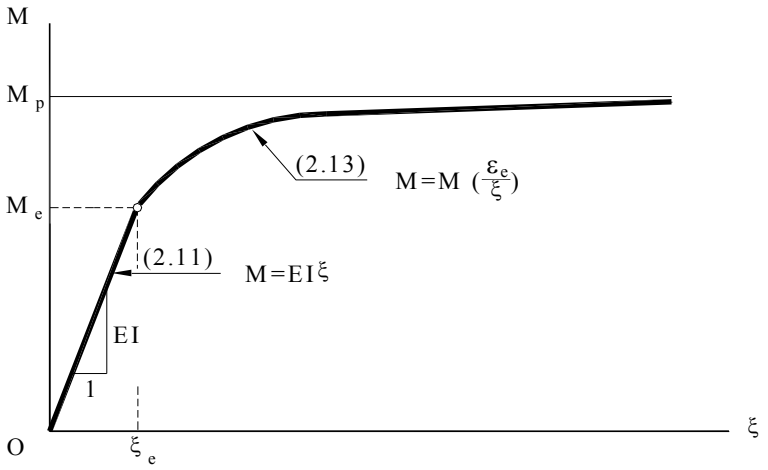
$$W_p = 2 \int_0^{d/2} b(y) y.dy \tag{2.15}$$

kesitin plastik mukavemet momentini göstermek üzere

$$M_p = \sigma_e W_p \tag{2.16}$$

şeklinde ifade edilir.

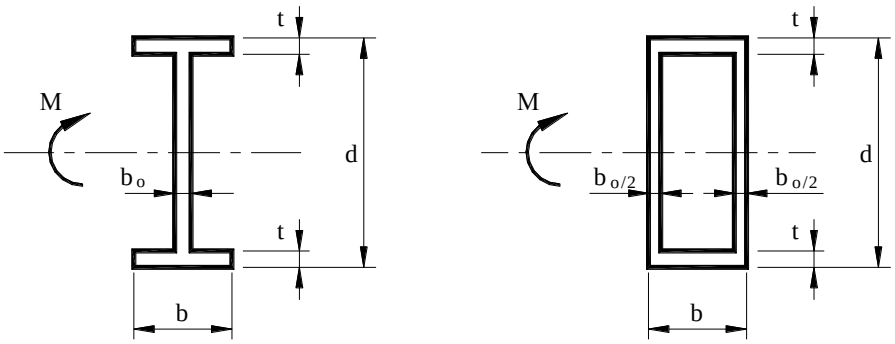
(2.11) ve (2.13) bağıntıları ile tanımlanan eğilme momenti-eğrilik *(M-χ)* diyagramı Şekil 2.14 te şematik olarak gösterilmiştir.



Şekil 2.14 Eğilme Momenti – Eğrilik $(M - \chi)$ Diyagramı

a1) I kesitleri ve dikdörtgen kutu kesitler (Şekil 2.16)

Kuvvetli ekseni doğrultusunda etkiyen eğilme momenti ile zorlanan **I** kesitleri ve dikdörtgen kutu kesitlerde (Şekl 2.15) elastik ve plastik momentler, enkesit geometrisine bağlı olarak



Şekil 2.15 **I** Kesiti ve Dikdörtgen Kutu Kesit

$$M_e = \sigma_e W \qquad W = \frac{1}{6}\left[bd^2 - \frac{(b - b_0)(d - 2t)^3}{d} \right] \tag{2.17}$$

$$M_p = \sigma_e W_p \qquad W_p = \frac{1}{4}\left[bd^2 - (b - b_0)(d - 2t)^2\right] \tag{2.18}$$

şeklinde hesaplanırlar.

Kesitin plastik ve elastik mukavemet momentlerinin oranını veren

$$f = \frac{W_p}{W} \tag{2.19}$$

şekil katsayısı, çelik yapılarda kullanılan

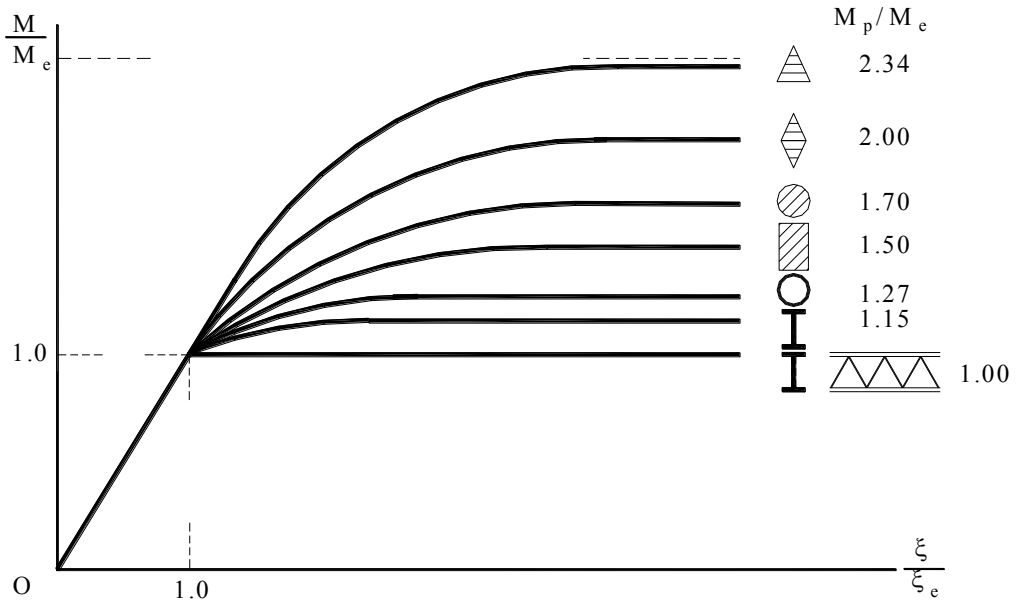
NPI profillerinde: $f \approx 1.16 - 1.18$

IPE profillerinde: $f \approx 1.13 - 1.14$

değerleri arasında değişmektedir.

a2) Diğer Kesitler

Uygulamada kullanılmakta olan bazı kesit şekilleri için elde edilen $(M - \chi)$ diyagramları Şekil 2.16 da boyutsuz olarak verilmişlerdir.



Şekil 2.16 Çeşitli Kesitlerde $M - \chi$ Diyagramları

b) Eğilme Momenti ve Normal Kuvvet Etkisindeki Çubuklar

Eğilme momenti ve normal kuvvet (bileşik eğilme) ile zorlanan çeşitli enkesit şekilleri için elde edilen

$$\chi = \frac{d\varphi}{ds} = F_1(M, N) \tag{2.1b}$$

$$\varepsilon = \frac{du}{ds} = F_2(M, N) \tag{2.2b}$$

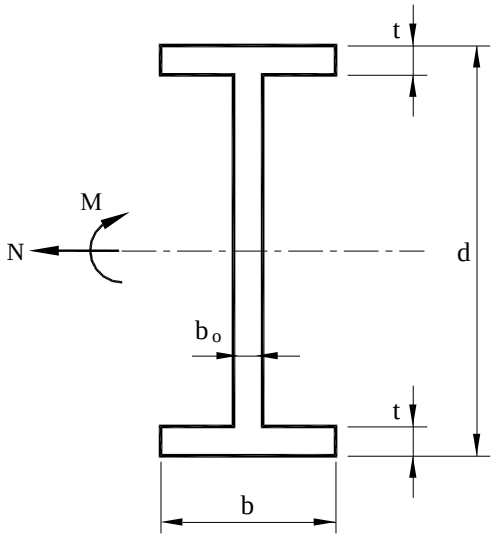
bünye denklemleri ve

$$K_1(M, N) = 0 \tag{2.4a}$$

akma koşulları Kaynak [8] de ayrıntılı olarak açıklanmıştır.

b1) I Kesitleri

Kuvvetli eksen etrafında eğilen **I** kesitlerinde (Şekil 2.17), bileşik eğilme hali için elde edilen kesin akma koşulunun yanında, uygulamada genellikle yaklaşık akma koşulundan yararlanılmaktadır.



Şekil 2.17 Kuvvetli Eksen Etrafında Eğilen **I** Kesiti

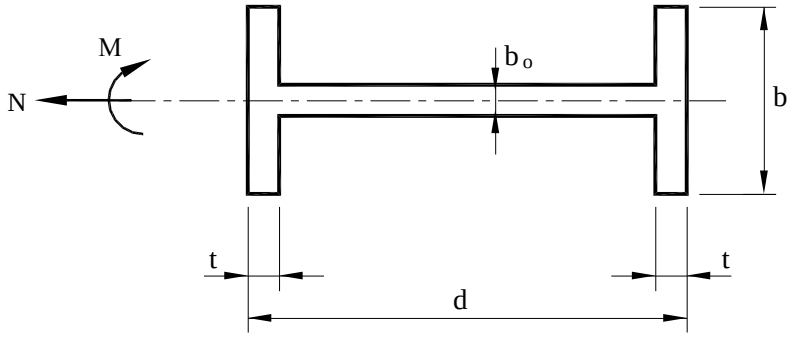
Yaklaşık akma koşulu

$$\frac{N}{N_p} \le 0.15 \qquad \text{için} \qquad \frac{M}{M_p} - 1 = 0 \tag{2.20}$$

$$\frac{N}{N_p} > 0.15 \qquad \text{için} \qquad \frac{M}{M_p} + 1.18\,\frac{N}{N_p} - 1.18 = 0 \tag{2.20a}$$

bağıntıları ile verilmiştir.

Zayıf eksen etrafında eğilen **I** kesitlerindeki (Şekil 2.18) yaklaşık akma bağıntıları ise



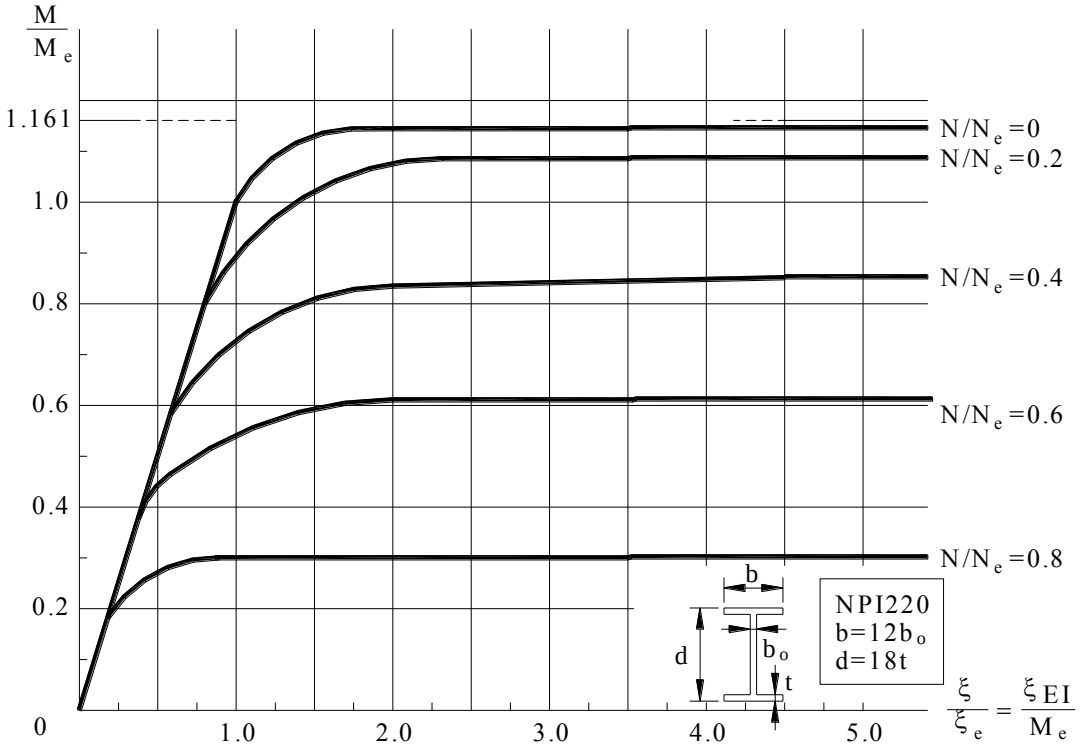
Şekil 2.18 Zayıf Eksen Etrafında Eğilen **I** Kesiti

$$\frac{N}{N_p} \le 0.40 \qquad \text{için} \qquad \frac{M}{M_p} - 1 = 0 \tag{2.21}$$

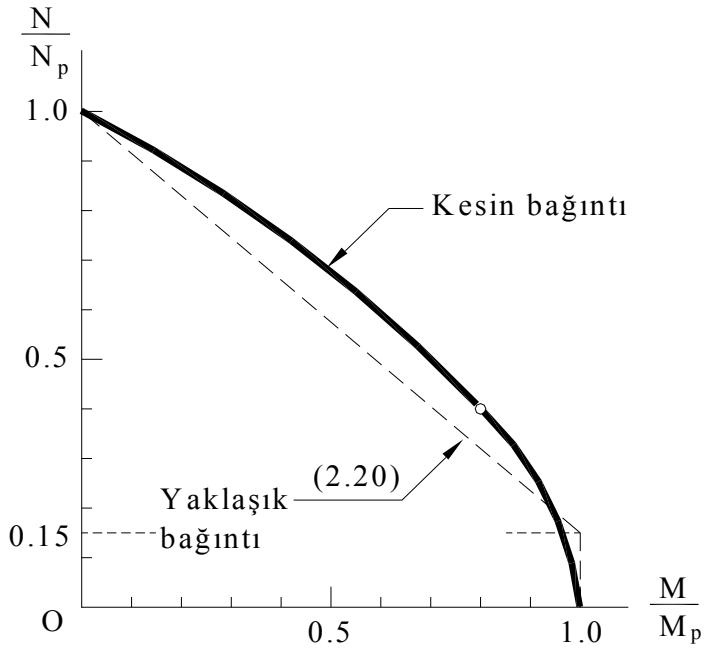
$$\frac{N}{N_p} > 0.40 \qquad \text{için} \qquad \frac{M}{M_p} + 1.19\left(\frac{N}{N_p}\right)^2 - 1.19 = 0 \tag{2.21a}$$

şeklindedir.

Kuvvetli eksen etrafında eğilen **I** kesitlerine ait $\chi = F_1(M, N)$ bünye bağıntıları Şekil 2.19 da, kesin ve yaklaşık akma eğrileri ise Şekil 2.20 de verilmişlerdir.



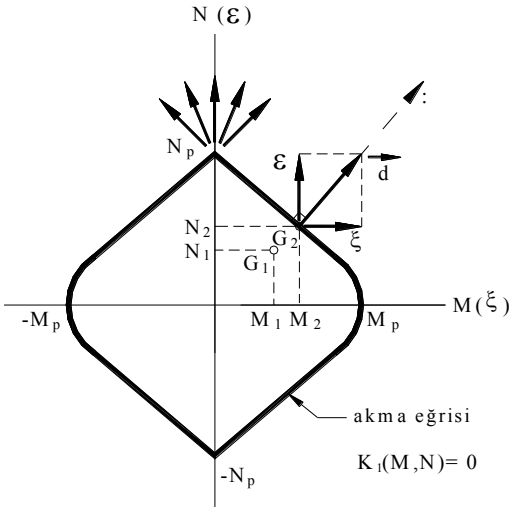
Şekil 2.19 Kuvvetli Eksen Etrafında Eğilen **I** Kesitlerinde $\chi = F_1(M, N)$ Bünye Bağıntıları



Şekil 2.20 Kuvvetli Eksen Etrafında Eğilen **I** Kesitlerinde Akma Eğrileri

c) Akma Olayından Sonraki Şekildeğiştirmeler

Eğilme momenti ve normal kuvvet etkisindeki çubuklarda, iç kuvvet ve şekildeğiştirme durumlarının geometrik olarak gösterilimi için $M - N\ (\chi - \varepsilon)$ dik koordinat sisteminden yararlanılır, (Şekil 2.21). Bu koordinat sisteminde, verilen bir iç kuvvet durumu koordinatları *M* ve *N* olan bir *G* noktası ile temsil edilebilir. *G* noktasının $K_1(M,N)=0$ akma koşulunun belirlediği akma eğrisinin içinde bulunması, kesitin doğrusal-elastik davrandığını veya kesitte meydana gelen doğrusal olmayan (plastik) şekildeğiştirmelerin sınırlı olduğunu ifade eder.



Şekil 2.21 Akma Eğrisi ve Akma Vektörü

G noktasının akma eğrisi üzerinde bulunması halinde kesitin taşıma kapasitesi sona erer ve iç kuvvetler doğrultularında sonsuz plastik şekildeğiştirmeler meydana gelebilir. Değişen dış etkiler altında, kesitteki iç kuvvet durumunu ifade eden *G* noktası akma eğrisi üzerinde hareket eder veya bu eğrinin içine doğru yönelir; fakat akma eğrisinin dışına çıkamaz.

Kesitteki plastik şekildeğiştirmeler $\vec{d}(\chi, \varepsilon)$ plastik şekildeğiştirme (akma) vektörü ile tanımlanır.

İdeal elastoplastik malzemeden yapılmış kesitlerde, akma vektörü akma yüzeyine diktir, [8]. Diklik özelliği nedeniyle, akma vektörünün χ ve ε bileşenleri

$$\chi = \mu \frac{\partial K_1}{\partial M} \tag{2.22}$$

$$\varepsilon = \mu \frac{\partial K_1}{\partial N} \tag{2.23}$$

şeklinde, $K_1(M,N)$ fonksiyonuna bağlı olarak ifade edilebilirler. Burada μ , $\vec{d}$ akma vektörünün şiddetini belirleyen bir katsayıyı göstermektedir. Akma eğrisinin dış normalinin süreksizlik gösterdiği köşe noktalarında, akma vektörü iki dış normalin arasında herhangi bir doğrultuda olabilir.

2.3 Malzeme Bakımından Doğrusal Olmayan Sistemlerin Hesabı

Malzeme bakımından doğrusal olmayan sistemlerin hesabı, doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin sistem üzerinde yayılı olması ve plastik mafsal adı 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 mafsal hipotezi ve bu hipoteze dayanan hesap yöntemi ayrıntılı olarak incelenecektir.

2.3.1 Doğrusal Olmayan Şekildeğiştirmelerin Sürekli Olması Hali

Malzeme bakımından doğrusal olmayan yapı sistemlerinde, doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin sistem üzerinde sürekli olarak yayıldığının göz önüne alınması halinde, yük parametresi-yerdeğiştirme bağıntılarının (kapasite eğrilerinin) belirlenmesi ve göçme yüklerinin hesabı için, ardışık yaklaşım yöntemlerinden veya yük artımı yöntemlerinden yararlanılabilir, [7, 9, 10].

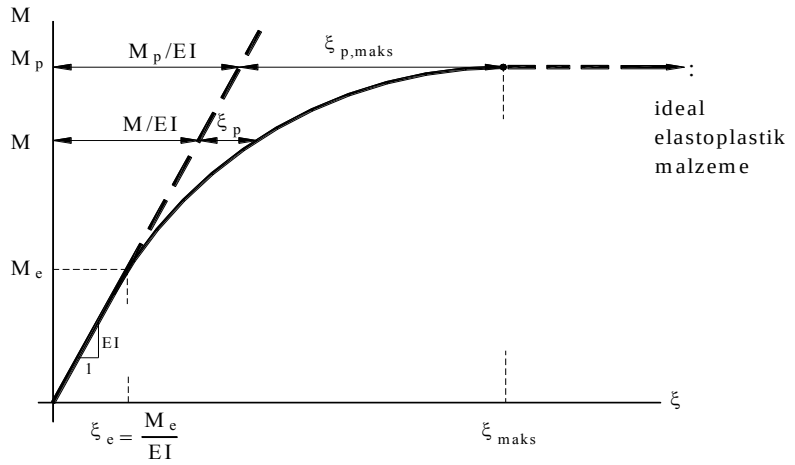
2.3.2 Doğrusal Olmayan Şekildeğiştirmelerin Belirli Kesitlerde Toplandığının Varsayılması Hali

Malzeme bakımından doğrusal olmayan sünek yapı sistemlerinde, doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin plastik mafsal (plastik kesit) adı verilen belirli kesitlerde toplandığı, diğer bölgelerde doğrusal-elastik davrandığı varsayımı yapılabilir, [7].

2.3.2.1 Plastik Mafsal Hipotezi

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

Yeterli düzeyde sünek davranış gösteren sistemlerde (çelik yapılar ve bazı koşullar altında betonarme yapılar), plastik mafsal hipotezi yapılarak sistem hesapları önemli ölçüde kısaltılabilmektedir. Gerçek eğilme momenti-eğrilik bağıntısı Şekil 2.22 de verilen bir düzlem çubuk elemanın bir bölgesine ait eğilme momenti diyagramı, toplam eğilme şekildeğiştirmeleri ve doğrusal olmayan şekildeğiştirmeler Şekil 2.23 te gösterilmiştir.

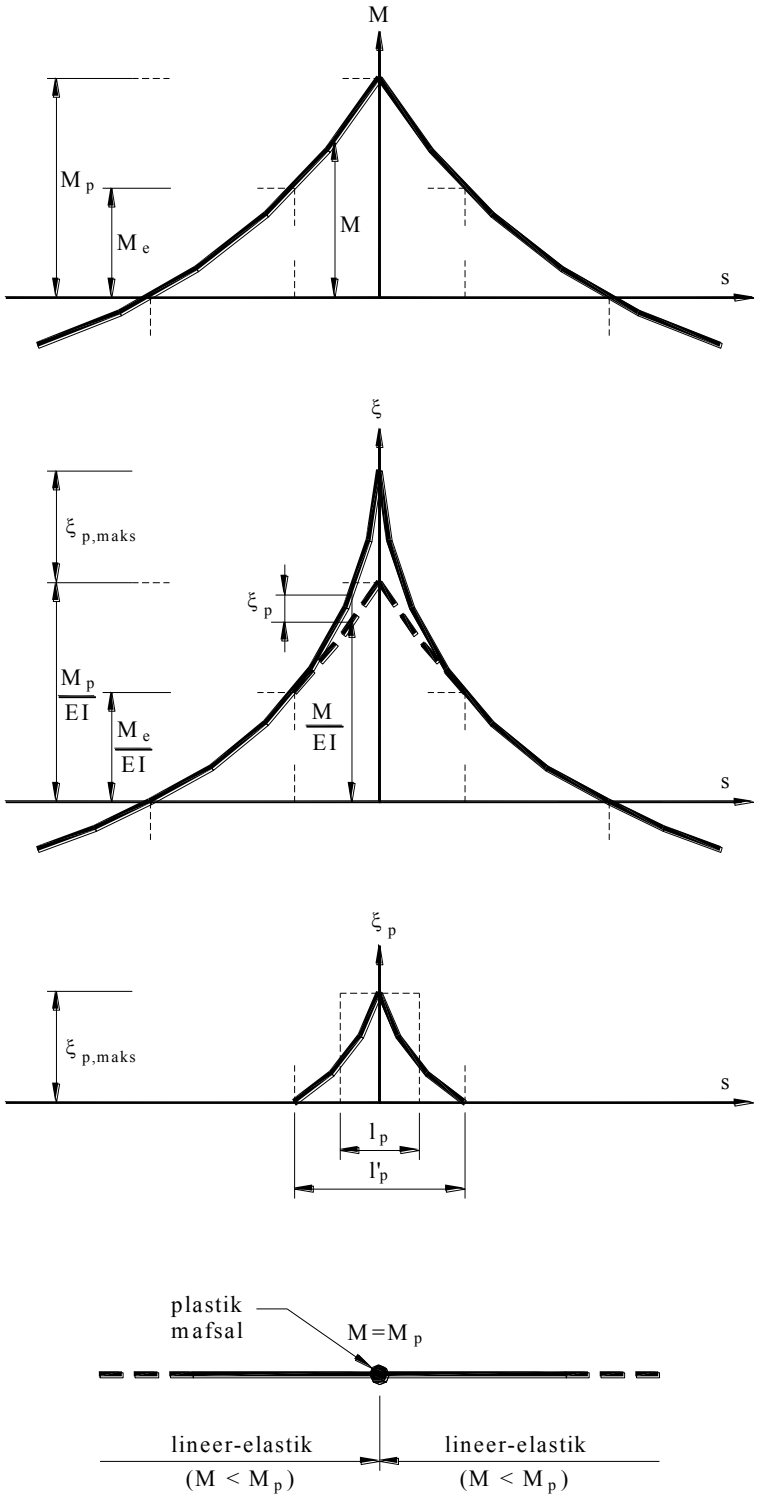


Şekil 2.22 Eğilme Momenti - Eğrilik Diyagramı

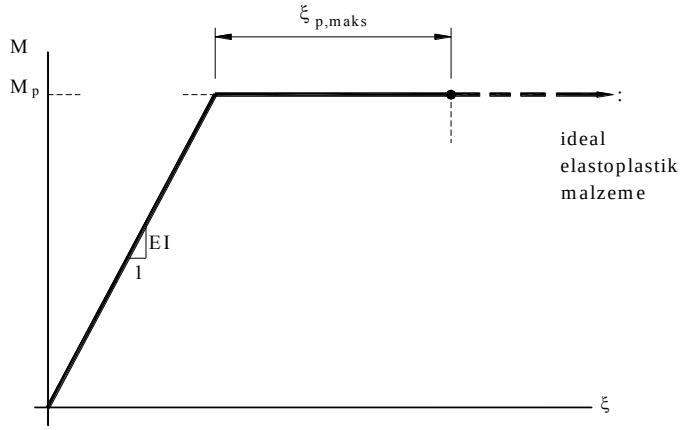
Plastik mafsal hipotezinin uygulanması, gerçek eğilme momenti-eğrilik bağıntısının iki doğru parçasından oluşacak şekilde idealleştirilmesine karşı gelmektedir, (Şekil 2.24). Bu idealleştirme, (2.24) ve (2.25) te verilen bağıntılarla temsil edilmektedir.

$$M < M_p \text{ için } \chi = \frac{M}{EI} \tag{2.24}$$

$$M = M_p \text{ için } \chi \rightarrow \chi_{p,maks} \tag{2.25}$$



Şekil 2.23 Doğrusal Olmayan Şekildeğiştirmeler



Şekil 2.24 İdealleştirilmiş Bünye Bağıntısı

Şekil 2.25 den görüldüğü gibi, doğrusal olmayan şekildeğiştirmeler çubuk üzerindeki l_p uzunluğundaki bir bölgede yoğunlaşmakta ve en büyük eğrilik $\chi_{p,maks}$ değerine eşit olmaktadır. Bu hipotezde doğrusal olmayan (plastik) şekildeğiştirmelerin çubuk elemanı üzerinde l_p' uzunluğunda bir bölgede sürekli olarak düzgün yayıldığı varsayılmaktadır. Buna göre plastikleşen bölgedeki toplam plastik dönme

$$\varphi_p = \int_{l_p'} \chi_p ds \tag{2.26}$$

şeklinde hesaplanabilir ve plastik mafsal dönmesi olarak isimlendirilir.

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

Plastik mafsalın *dönme kapasitesi* ise

$$maks\varphi_p = \int_{l_p'} \chi_p ds \qquad (\chi \rightarrow \chi_{p,maks}) \tag{2.27}$$

şeklinde, eğilme momenti diyagramının şekline ve *(M-χ)* bağıntısına bağlı olarak belirlenir.

Plastik mafsalın *dönme kapasitesi*

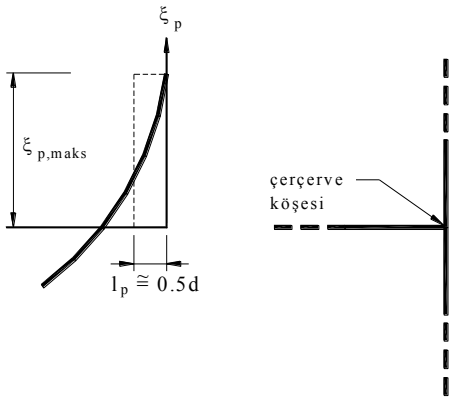
$$maks\varphi_p = l_p \chi_{p,maks} \tag{2.28}$$

$$l_p \cong 0.5d \tag{2.29}$$

şeklinde hesaplanabilir. Burada

d : enkesit yüksekliği

l_p : plastik mafsal boyu olarak tanımlanmaktadır, Şekil 2.26.



Şekil 2.25 Plastik Mafsal Boyu

Yukarıda ayrıntılı olarak açıklanan plastik mafsal hipotezinin esasları aşağıda sıralanmıştır.

1. Bir kesitteki eğilme momenti artarak M_p plastik moment değerine eşit olunca, o kesitte bir plastik mafsal 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 $(maks\varphi_p)$ 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

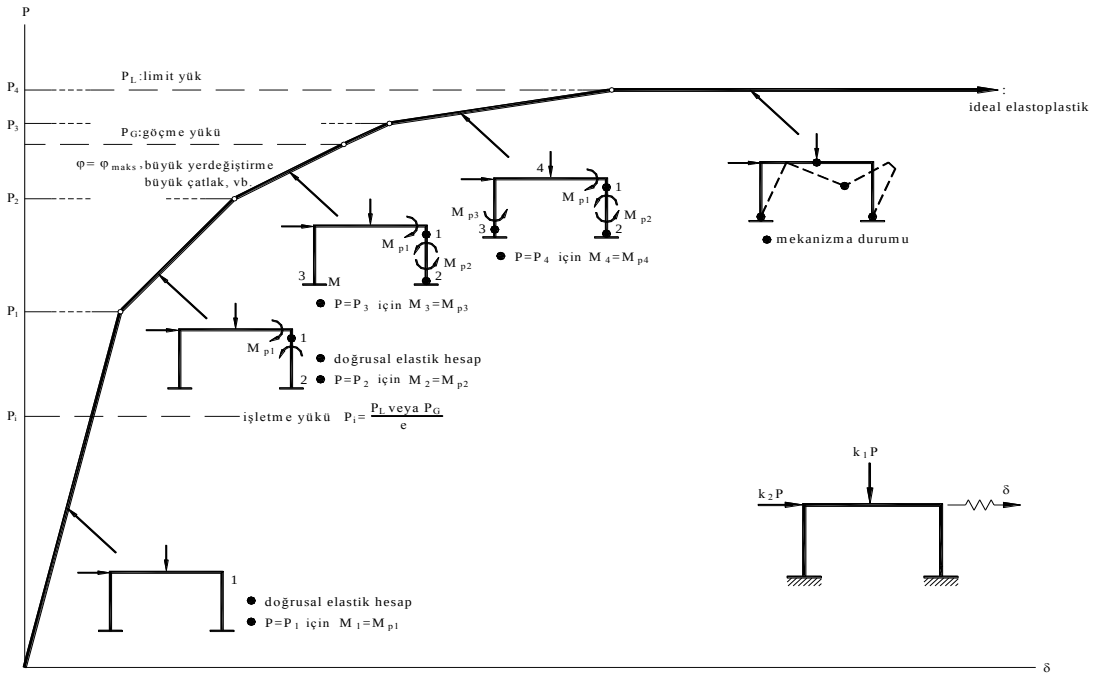
2.3.2.2 Yük Artımı Yöntemi

Plastik mafsal hipotezinin geçerli olduğu bir yapı sisteminin artan dış yükler altındaki davranışı Şekil 2.26 da şematik olarak gösterilmiştir.

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

Sistem belirli sayıda plastik mafsalın oluşumundan sonra, kısmen veya tamamen mekanizma durumuna ulaşır; diğer bir deyişle stabilitesini yitirerek yük taşıyamaz hale gelir, (Şekil 2.27). 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 yüktür.

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



tümsel mekanizma bölgesel mekanizma

Şekil 2.27 Tümsel ve Bölgesel Mekanizma Durumları

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

$$Pi = \frac{P_G veya P_L}{e} \tag{2.30}$$

şeklinde hesaplanır. Ayrıca işletme yükleri altında doğrusal-elastik sınırın pek aşılmaması, 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.

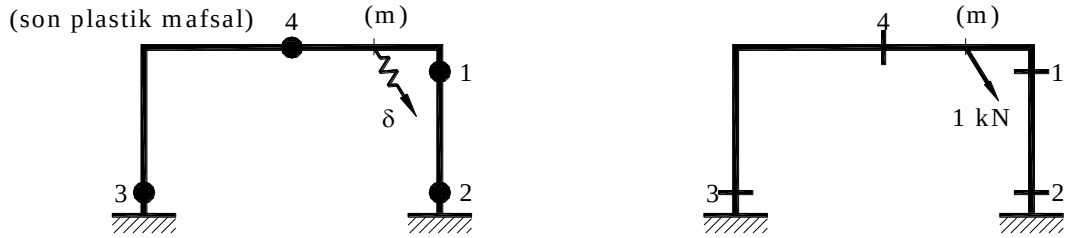
Büyük oranda yapı ağırlığından oluşan düşey yüklerin daha belirgin olduğu, buna karşılık rüzgar ve deprem etkilerini temsil eden yatay yüklerin değişme olasılığının daha fazla olduğu göz önünde tutulduğunda, yapı sisteminin gerçek göçme güvenliğinin belirlenmesi açısından, ikinci yolun daha gerçekçi 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 [11, 12, 13] te verilmiştir

Yerdeğiştirmelerin ve Plastik Mafsal Dönmelerinin Hesabı

Üzerinde plastik mafsallar bulunan bir sistemde, limit yüke karşı gelen son plastik mafsalın oluştuğu fakat dönmenin başlamadığı andaki yerdeğiştirmeler virtüel iş teoremi ile hesaplanabilir, (Şekil 2.28).



yerdeğiştirmesi aranan sistem (virtüel şekildeğiştirme durumu)

birim yükleme (yükleme durumu)

Kesit Zorları : *M, N, T*

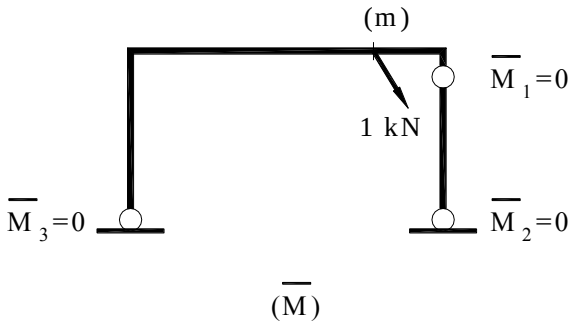
Plastik Mafsal Dönmeleri : $\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3, \varphi_4 = 0$

Şekil 2.28 Yerdeğiştirmelerin Hesabı

Yerdeğiştirmesi aranan sistem virtüel şekildeğiştirme durumu, yerdeğiştirmesi aranan noktaya aranan yerdeğiştirme doğrultusunda yapılan birim yükleme durumu olarak alınır ve virtüel iş teoremi uygulanırsa

$$\sum 1.\delta = \int \overline{M} \frac{M}{EI} ds + \int \overline{N} \frac{N}{EF} ds + \int \overline{T} \frac{T}{GF'} + \sum M_i \varphi_i \qquad (2.31)$$

elde edilir. Kısaltma teoremi uyarınca, son plastik mafsalın dışındaki plastik mafsalların bulunduğu noktalara adi mafsallar konularak elde edilen sisteme birim yükleme yapılırsa, (Şekil 2.29)



Şekil 2.29 Birim Yüklemede Kısaltma Teoreminin Uygulanması

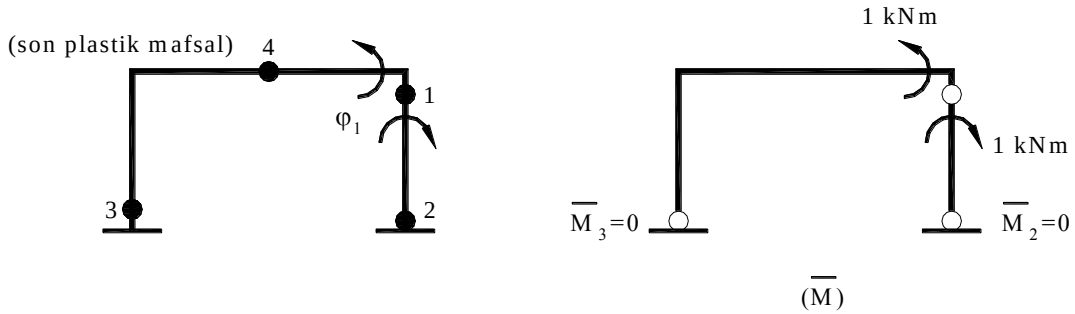
$$M_1\varphi_1=\overline{M}_2\varphi_2=\overline{M}_3\varphi_3=\ldots=0 \tag{2.32}$$

olacağından, δ yerdeğiştirmesi

$$\delta=\int(\overline{M})\frac{M}{EI}ds+\int(\overline{N})\frac{N}{EF}ds+\int(\overline{T})\frac{T}{GF'}ds \tag{2.33}$$

şeklinde, plastik mafsalların dönmelerinden bağımsız olarak hesaplanabilir.

Plastik mafsalların dönmeleri de benzer şekilde hesaplanabilir. Bunun için, plastik mafsallara birim moment çifti uygulanır, (Şekil 2.30).



Şekil 2.30 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.

2.3.2.3 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, [14, 15].

3 PERFORMANSA DAYALI TASARIM VE DEĞERLENDİRME

3.1 Giriş

Performansa dayalı tasarım ve değerlendirme, günümüz inşaat mühendisliğinin en yeni kavramları arasındadır. Yerdeğiştirmeye ve şekildeğiştirmeye bağlı performans kriterlerini esas alan yapısal değerlendirme ve tasarım kavramı, özellikle son yıllarda Amerika Birleşik Devletleri'nin deprem bölgelerindeki mevcut yapıların deprem güvenliklerinin daha gerçekçi olarak belirlenmesi ve yeterli güvenlikte olmayan yapıların güçlendirilmeleri çalışmaları sırasında ortaya konulmuş ve geliştirilmiştir.

Amerika Birleşik Devletleri'nin California eyaletinde, 1989 Loma Prieta ve 1994 Northrigde 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 koymuştur.

Bu gereksinimi karşılamaya yönelik olarak, Applied Technology Council (ATC) tarafından '*Guidelines and Commentary for Seismic Rehabilitation of Buildings*' - ATC 40 [1] projesi ve Federal Emergency Management Agency (FEMA) tarafından '*NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*' -FEMA 273 [2], 356 [3] yayınları gerçekleştirilmiştir. Daha sonra, bu çalışmaların sonuçlarının irdelenerek geliştirilmesi amacıyla ATC 55 projesi yürütülmüş ve projenin bulgularını içeren FEMA 440 [4] taslak raporu hazırlanmıştır. Bu organizasyonların yanında, Building Seismic Safety Council (BSSC), American Society of Civil Engineers (ASCE) ve Earthquake Engineering Research Center of University of California at Berkeley (EERC-UCB) tarafından yürütülen diğer projeler de bu alandaki araştırmalara katkı sağlamaktadır.

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 alınmıştır.

İlk kullanılma nedeni mevcut yapıların deprem etkisi altındaki davranışlarının ve buna bağlı olarak gerçek deprem güvenliklerinin belirlenmesi olan performans kavramının giderek geliştirilmesiyle, bu kavramın yeni yapılacak binalarda da uygulanması düşünülmüştür. Bu nedenle, yakın bir gelecekte, performans kavramına ilişkin esasların yeni inşa edilecek yapılara ait yönetmeliklerde de yer alması beklenmektedir.

Aşağıdaki bölümlerde, önce performansa dayalı tasarım ve değerlendirmede ATC 40 yaklaşımı açıklanacak, daha sonra, tamamlanma aşamasına gelmiş olan yeni Türk Deprem Yönetmeliği taslağına (TDY'05) [5] ilişkin bilgi verilecektir.

3.2 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 elemanlarının 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 depremden sonra nasıl bir hasar durumu ve bununla ilgili olarak nasıl bir performans seviyesi beklenmektedir?
2. Hasar durumu ve performans seviyesinin belirlenmesinde esas alınacak deprem hangi büyüklükte bir depremdir?

3.2.1 Performans Seviyelerinin Değerlendirilmesi

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

elemanların performans seviyelerinin birleşiminden oluşmaktadır. Dolayısıyla her yapısal performans seviyesi, taşıyıcı ve taşıyıcı olmayan elemanların performans seviyelerinin bir kombinezonu olarak belirlenir.

3.2.1.1 Taşıyıcı Elemanlar için Performans Seviyeleri ve Aralıkları

ATC 40 ve FEMA 273, 356 dökümanlarında, taşıyıcı elemanlar için tanımlanan performans seviyeleri ve performans aralıkları Tablo 3.1 de özetlenmiştir.

Tablo 3.1 Taşıyıcı Elemanların Performans Seviyeleri

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

Tabloda belirtilerek kodlanan performans seviyeleri ve aralıkları aşağıda ayrıntılı olarak tanımlanmıştır.

Hemen kullanım performans seviyesi **(S-1)**

Deprem sonrasında oluşan taşıyıcı sistem hasarı çok azdır. Mevcut yapının deprem öncesindeki dayanım, rijitlik ve sünekliği deprem sonrasında da aynen korunmaktadır. Yapısal hasarlardan kaynaklanan bir yaralanma beklenmemektedir. Yapı deprem sonrasında sınırsız olarak kullanıma açıktır.

Hasar kontrol performans aralığı **(S-2)**

Deprem sonrasında yapıda oluşan hasarın, hemen kullanım ile can güvenliği performans seviyeleri arasında bulunduğu performans aralığıdır. Hasarın belirli ölçüde sınırlandırılması yanında, can güvenliği sağlanmaktadır. Deprem yönetmeliklerinde, 50 yıllık süreç içerisinde aşılma olasılığı %10 (dönüş periyodu 474 yıl) olarak tanımlanan tasarım depremi etkisinde öngörülen performans seviyesi bu aralığa girer.

Can güvenliği performans seviyesi **(S-3)**

Deprem sonrasında taşıyıcı sistemde önemli hasar oluşabilir. Buna karşılık, bölgesel veya toptan göçme söz konusu değildir. Yapının toptan göçmeye karşı hala belirli bir miktar kapasitesi bulunmaktadır. Deprem sırasında yaralanmalar olabilir. Ancak, bu yaralanmalar yapısal hasarlar ile ilgili değildir. Yapısal hasar kaynaklı ölüm riski çok düşüktür.

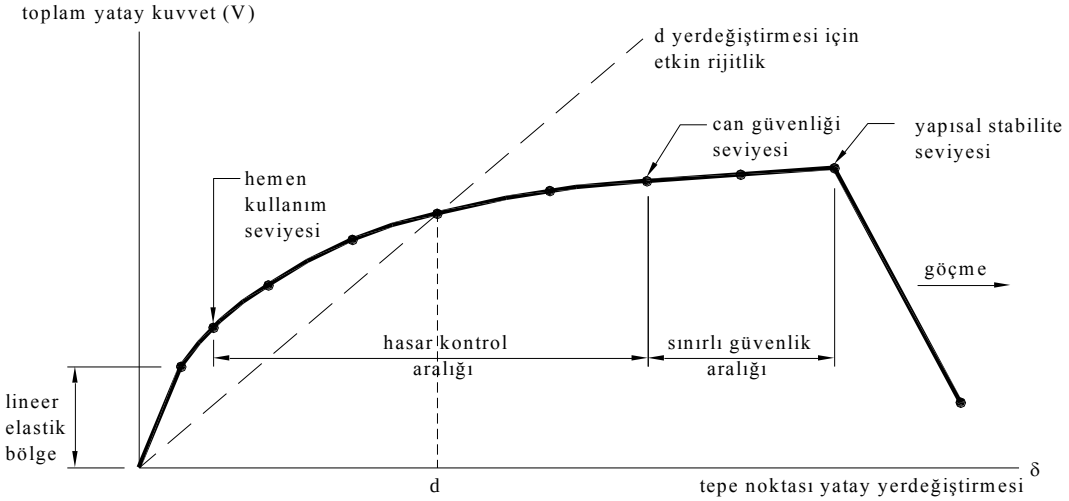
Sınırlı güvenlik performans aralığı**(S-4)**

Bu aralıkta taşıyıcı elemanların performansları tamamen can güvenliği koşullarını sağlamayabilir; ancak performans seviyesi göçmenin önlenmesi seviyesinden daha yüksektir.

Göçmenin önlenmesi (stabilitenin korunması) performans seviyesi **(S-5)**

Bu seviye, taşıyıcı sistemin güç tükenmesi sınırında olduğunu gösterir; yapıyı bölgesel veya toptan göçme sınırına getiren ağır hasar durumunu temsil eder. Taşıyıcı elemanlarda büyük hasar oluşmuş, dayanım ve rijitliklerde önemli azalmalar meydana gelmiştir. Bununla beraber, yapının taşıma kapasitesi düşey yükleri taşımaya devam etmek için yeterlidir. Yapı stabilitesini korumakla birlikte, önemli oranda can güvenliği riski bulunmaktadır. Artçı deprem şokları ile birlikte, güç tükenmesi sınırındaki yapı toptan göçme tehlikesi ile karşı karşıya kalabilir.

Yukarıda tanımlanan performans seviyeleri ve aralıkları, *kapasite eğrisi* olarak isimlendirilen toplam yatay kuvvet - tepe noktası yatay yerdeğiştirmesi (V-δ) diyagramı üzerinde şematik olarak işaretlenmiştir, (Şekil 3.1).



Şekil 3.1 Kapasite Eğrisinde Performans Seviyeleri ve Aralıkları

3.2.1.2 Taşıyıcı Olmayan Elemanlar için Performans Seviyeleri

Taşıyıcı olmayan yapı elemanları için ATC 40 ve FEMA 273, 356 de tanımlanan performans seviyeleri Tablo 3.2 de gösterilmiş ve aşağıda açıklanmıştır.

Tablo 3.2 Taşıyıcı Olmayan Elemanların Performans Seviyeleri

Performans Seviyesi	**Kod**
Kullanıma Devam	**NP-A**
Hemen Kullanım	**NP-B**
Can Güvenliği	**NP-C**
Azaltılmış Hasar	**NP-D**
Performansın Dikkate Alınmadığı Seviye	**DP-E**

Kullanıma devam performans seviyesi **(NP-A)**

Taşıyıcı olmayan elemanlar ile tesisatta ve diğer ekipmanda hasar oluşmaz veya ihmal edilebilecek kadar az hasar meydana gelir. Bu hasar, yapının ve ekipmanın kullanımını engellemez.

Hemen kullanım performans seviyesi **(NP-B)**

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

Can güvenliği performans seviyesi **(NP-C)**

Taşıyıcı olmayan elemanlarda, ekipman ve tesisatta hasar oluşabilir. Ancak, binanın içindeki veya dışındaki ağır elemanlarda, yaralanmalara neden olabilecek makine devrilmesi, kopmalar, düşmeler söz konusu değildir. Tesisat ve ekipmanda onarım gereksinimi doğabilir.

Azaltılmış hasar performans seviyesi **(NP-D)**

Taşıyıcı olmayan elemanlarda, ekipman ve tesisatta ciddi hasar meydana gelebilir. Ancak, dış cephe kaplamalarının dökülmesi, asma tavanların düşmesi gibi insanların gruplar halinde yaralanmalarına neden olabilecek hasar oluşmaz.

Performansın dikkate alınmadığı seviye **(NP-E)**

Bazı hallerde, yapının davranışını ve kullanımını etkilemeyen bazı ikincil elemanlar için performansın dikkate alınmasına gerek olmayabilir.

3.2.2 Bina Performans Seviyeleri

Binanın toplam yapısal performans seviyesi, taşıyıcı ve taşıyıcı olmayan elemanların performans seviyelerinin birleşiminden oluşmaktadır. Tablo 3.3 te bu performans seviyelerinin olası kombinezonları yer almaktadır. Tabloda **KÖ** ile belirtilen kombinezonlar, kullanılması önerilmeyen performans seviyelerini göstermektedir.

Tablo 3.3 Bina Yapısal Performans Seviyeleri

Taşıyıcı Olmayan Eleman Performans Seviyeleri	**Taşıyıcı Eleman Performans Seviyeleri**				
	S-1	**S-2**	**S-3**	**S-4**	**S-5**
NP-A	**1-A**	**2-A**	KÖ	KÖ	KÖ
NP-B	**1-B**	**2-B**	**3-B**	KÖ	KÖ
NP-C	**1-C**	**2-C**	**3-C**	**4-C**	**5-C**
NP-D	KÖ	**2-D**	**3-D**	**4-D**	**5-D**
NP-E	KÖ	KÖ	**3-E**	**4-E**	**5-E**

Tabloda verilen performans kombinezonlarının başlıcaları aşağıda tanımlanmıştır. Bir binaya ait performans hedefinin belirlenmesinde, çok kere bu performans birleşimlerinden biri esas alınmaktadır.

1-A : Kullanıma devam yapısal performans seviyesi (S1 + NP-A)

Binada hasar yoktur veya kolaylıkla onarılabilecek düzeyde sınırlı hasar mevcuttur. Yapı sistemi deprem öncesindeki dayanım, rijitlik ve sünekliğini aynen korumaktadır. Bina kullanıma devam edilebilecek durumdadır.

1-B : Hemen kullanım performans seviyesi (S1 + NP-B)

Oldukça az yapısal hasar vardır. Yapı orijinal dayanım ve rijitliğini önemli ölçüde korumaktadır. Yapısal olmayan elemanlar güvenlidir ve genellikle çalışabilir durumdadır. Deprem sırasında yaralanma riski oldukça düşüktür.

3-C : Can güvenliği performans seviyesi (S3 + NP-C)

Yapısal ve yapısal olmayan elemanlarda belirli ölçülerde hasar mevcuttur. Yapı deprem öncesi dayanım ve rijitliğinin bir bölümünü kaybetmiş durumdadır. Ancak yapısal ve yapısal olmayan elemanlardaki hasarın can güvenliğini tehdit etmesi söz konusu değildir. Yapı onarılmaya muhtaçtır ve onarılmadan kullanılması uygun değildir.

5-E : Göçmenin önlenmesi-yapısal stabilitenin korunması performans seviyesi (S5 + NP-E)

Yapı taşıyıcı sistemi ancak düşey yükler altında stabilitesini korumaktadır. Binanın artçı depremlere karşı dayanımı kalmamıştır ve kullanılmaması gerekir. Onarılması da çok kere pratik ve ekonomik bakımdan uygun değildir.

3.3 Deprem Hareketi

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

ATC 40 projesinde üç farklı seviyede deprem hareketi tanımlanmıştır. Diğer bir deyişle, üç ayrı sismik risk seviyesi göz önüne alınmaktadır. Benzer tanımlar, FEMA 273 ve 356 dökümanlarında da yapılmıştır. Aşağıda, ATC 40 da tanımlanan deprem hareketleri verilerek FEMA 273, 356 depremleri ile karşılaştırılmıştır.

1- *Servis (kullanım) depremi* **(SE)** : 50 yılda aşılma olasılığı % 50 olan yer hareketidir. Yaklaşık dönüş periyodu 72 yıldır. Bu depremin etkisi, aşağıda tanımlanan tasarım depreminin yaklaşık yarısı kadardır.

2- *Tasarım depremi* **(DE)** : 50 yılda aşılma olasılığı % 10 olan yer hareketidir. Yaklaşık dönüş periyodu 474 yıldır. 1998 Türk deprem yönetmeliğinde de 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 yer hareketidir. 50 yılda aşılma olasılığı % 5 , dönüş periyodu yaklaşık 1000 yıldır. Bu depremin etkisi tasarım depreminin 1.25-1.50

katı dolaylarındadır. Ayrıca FEMA 273 te, *Temel güvenlik depremi-2* **(BSE-2)** olarak isimlendirilen ve 50 yılda aşılma olasılığı % 2, dönüş periyodu yaklaşık 2475 yıl olan bir deprem daha tanımlanmştır. Bu depremin ATC 40 daki 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 hedefi de esas alınabilir. Tablo 3.4 de, çok seviyeli performans hedefi için bir örnek verilmiştir.

Tablo 3.4 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)**			

3.4 Yapısal Kapasite

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

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

Yapısal kapasite, *pushover curve* (kapasite eğrisi) 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 belirlenir. 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 gözönüne alınması gerekmektedir. Diğer taraftan, burulma titreşimlerinin etkin olduğu yapı sistemlerinde, burulma titreşimi modları da hesaba katılmalıdır.

3.5 Doğrusal Olmayan Analize Dayanan Basitleştirilmiş Yöntemler

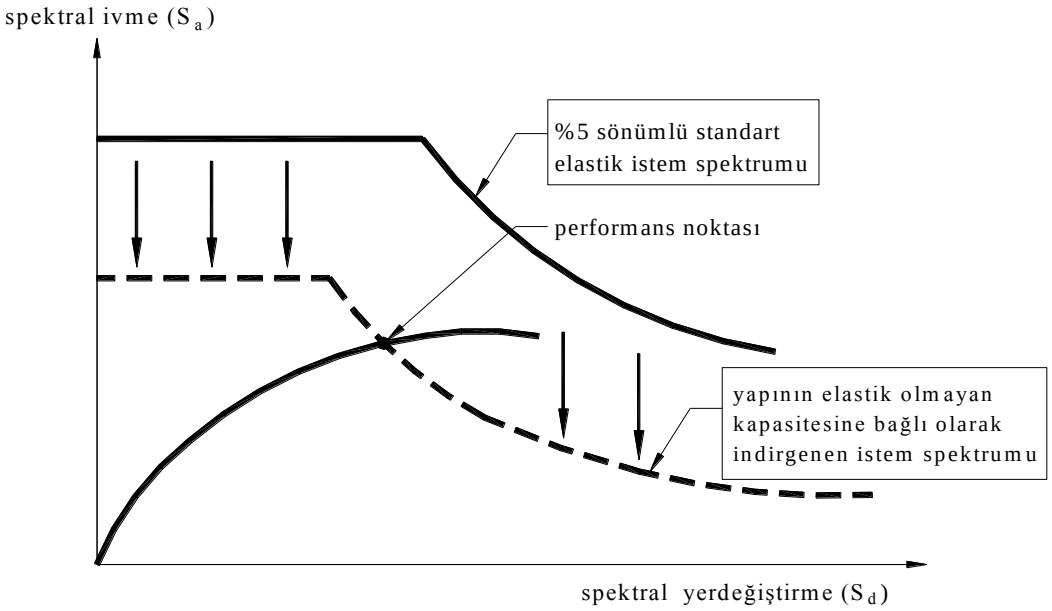
Yapıların deprem etkileri altındaki performanslarının belirlenmesi amacıyla kullanılan basitleştirilmiş doğrusal olmayan statik analiz yöntemleri, yapı sisteminin yatay kuvvetler altındaki davranışını temsil eden yatay kuvvet-yatay yerdeğiştirme (P-δ) ilişkisinin malzeme ve geometri değişimi bakımından 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 yapıdan beklenen performans hedefinin gerçekleşip gerçekleşmeyeceği kontrol edilebilmektedir.

Doğrusal olmayan statik analiz yöntemleri ile yapı performansının değerlendirmesi genel olarak iki farklı kritere göre yapılabilmektedir. *Dayanım (kuvvet) bazlı değerlendirme* adı verilen birinci tür değerlendirmede, yapıya etkitilen 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 ulaşıldığında, yapıdan beklenen performans hedefinin sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilmektedir.

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

3.5.1 Kapasite Spektrumu Yöntemi (Capacity Spectrum Method, ATC 40)

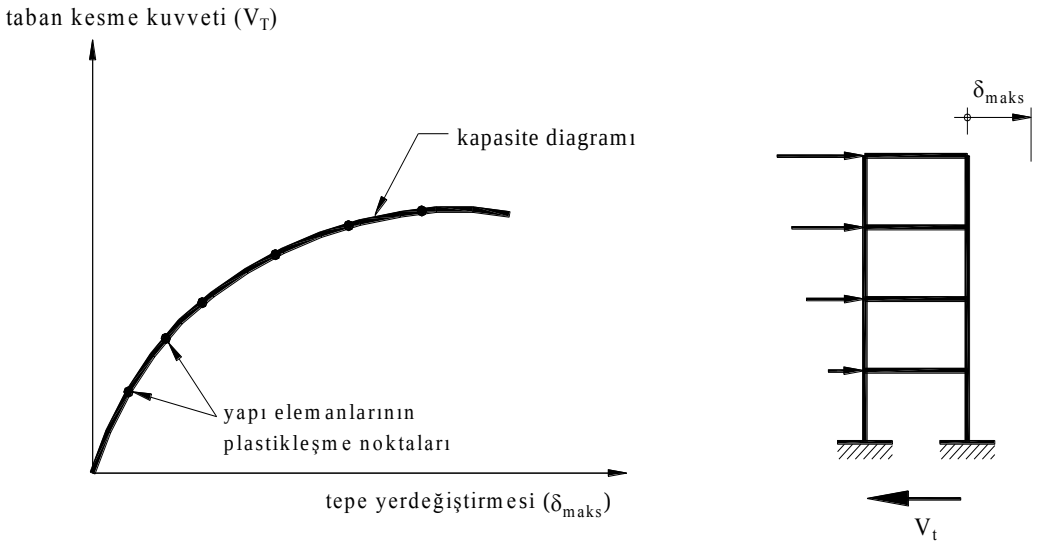
Artan deprem yükleri altındaki bir yapıda doğrusal olmayan şekildeğiştirmeler meydana gelir. Bu şekildeğiştirmeler yapının sönümünü arttırır ve dolayısıyla deprem istemini (talebini) azaltır. Kapasite spektrumu yönteminde, yapıda meydana gelen doğrusal olmayan şekildeğiştirmelere bağlı olarak, elastik istem spektrumu indirgenerek kapasite ve istemin eşit olduğu nokta belirlenir. Performans noktası adı verilen bu noktada, yapıdan istenen performans hedefinin gerçekleşip gerçekleşmediği kontrol edilir, (Şekil 3.2). Bu yöntemde üç temel büyüklüğün belirlenmesi gerekmektedir. Bunlar *kapasite, yerdeğiştirme istemi* ve *performans noktasıdır*.



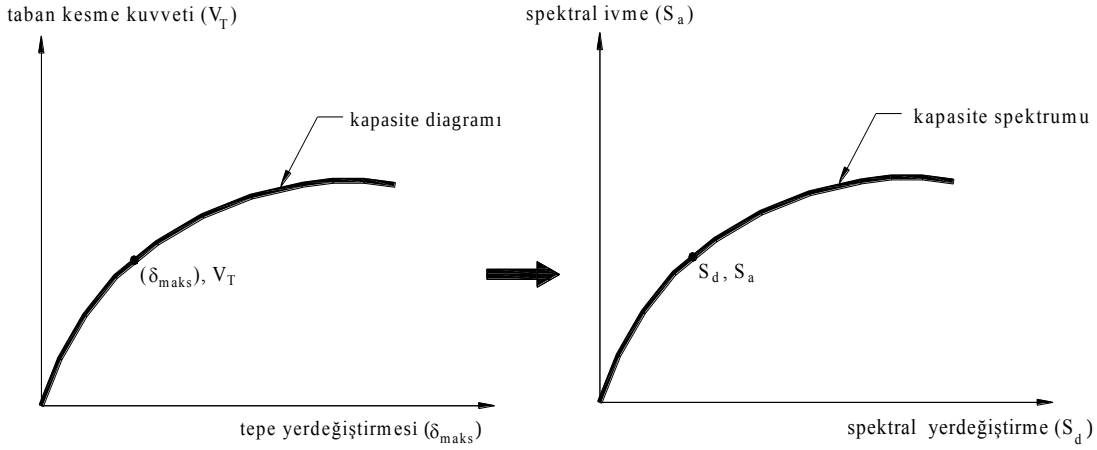
Şekil 3.2 Kapasite Spektrumu Yöntemi ile Performans Noktasının Belirlenmesi

Yukarıda, Madde 3.4 te açıklandığı şekilde elde edilen kapasite eğrisi (Şekil 3.3), istem spektrumu ile karşılaştırılabilmesi için spektral formata ($S_a - S_d$) dönüştürülür, (Şekil 3.4).

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) kullanılarak aşağıdaki (3.1-3.4) bağıntıları ile yapılabilmektedir.



Şekil 3.3 Doğrusal Olmayan Teori ile Kapasite Eğrisinin Elde Edilmesi



Şekil 3.4 Kapasite Eğrisinin Kapasite Spektrumuna Dönüştürülmesi

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^{N} (w_i \phi_{i1} / g)\right]^2}{\left[\sum_{i=1}^{N} (w_i / g)\right]\left[\sum_{i=1}^{N} (w_i \phi_{i1}^2 / g)\right]} \tag{3.1}$$

$$S_a = \frac{V_T / W}{\alpha_1} \tag{3.2}$$

$$PF_1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^{N} (w_i \phi_{i1} / g)}{\sum_{i=1}^{N} (w_i \phi_{i1}^2 / g)} \right] \tag{3.3}$$

$$S_d = \frac{\delta_{maks}}{PF_1 \, \phi_{tepe,1}} \tag{3.4}$$

Bu bağıntılarda

S_a : spektral ivme

S_d : spektral yerdeğiştirme

V_T : toplam taban kesme kuvveti

δ_{maks} : yapının tepe noktası 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

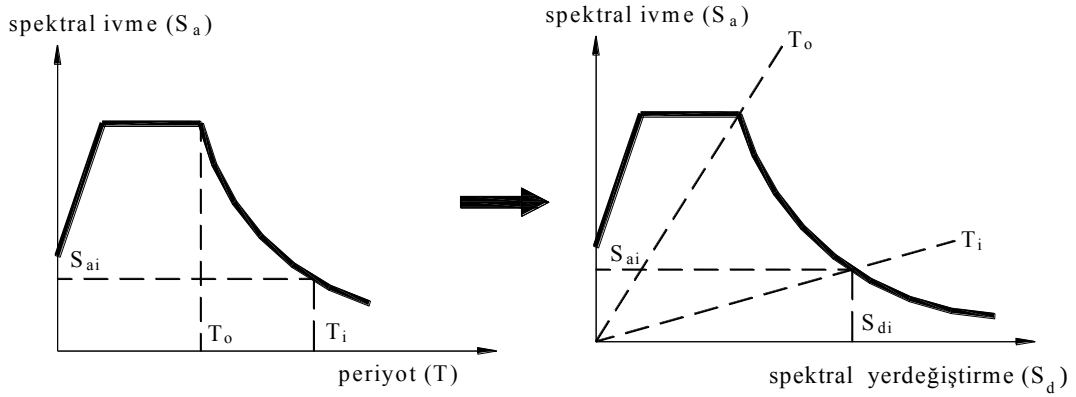
olarak tanımlanmaktadır.

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

$$S_d = S_a \frac{T^2}{4\pi^2} g \tag{3.5}$$

bağıntısından yararlanılır, (Şekil 3.5). Burada T, yapı sisteminin birinci doğal periyodunu göstermektedir.



Şekil 3.5 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 sisteminde oluşan doğrusal olmayan şekildeğiştirmeler nedeniyle artan sönüm oranına bağlı olarak, elastik istem spektrumunun indirgenmesi gerekir. İndirgeme işlemi için etkili sönüm yüzdesinden yararlanılır.

Etkili sönüm yüzdesi, histeretik ve viskoz sönüm toplamının kritik sönüme oranı olarak tanımlanır. Viskoz sönüm genellikle % 5 olarak alınmaktadır. Histeretik sönüm ise kapasite spektrumunu içeren histeresizin alanı ile ilgilidir ve eşdeğer viskoz sönüm cinsinden ifade edilebilir.

Kapasite spektrumunun iki doğru parçasından oluşacak şekilde idealleştirilmesi halinde, etkili sönüm yüzdesi için

$$\beta_{eff} = \kappa\beta_o + 5 = \frac{63.7\kappa(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \qquad (3.6)$$

bağıntısı yazılabilir. Burada,

β_{eff} : yüzde olarak ifade edilen etkili sönüm oranını

β_o : eşdeğer viskoz sönüm cinsinden ifade edilen histeretik sönümü

κ : yapının taşıyıcı sisteminin davranışı ile depremin süresine bağlı olarak belirlenen ve değeri $0.33 \leq \kappa \leq 1.00$ arasında değişen bir katsayıyı göstermektedir, (Tablo 3.5, Şekil 3.6).

κ – Faktörü, yapı davranışına bağlıdır. Yapı davranışı ise depremin süresine ve yapının sismik etkilere göre kaliteli üretilip üretilmediğine bağlıdır. Kolaylık sağlamak amacıyla, ATC-40 dökümanında, yapı davranış tipleri üçe ayrılmıştır, (Tablo 3.6).

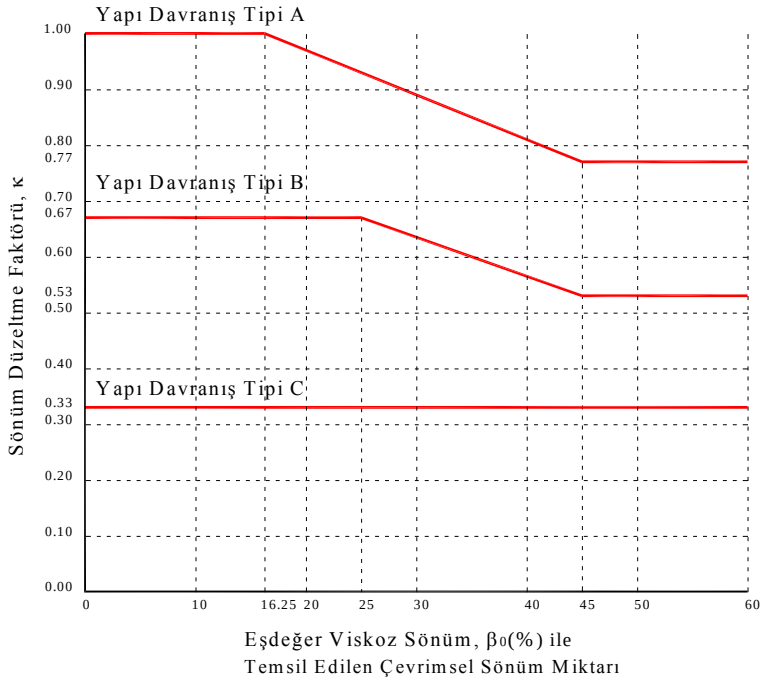
1. Yapı davranış tipi A : Kararlı bir yapıyı temsil eder. A tipi yapı davranışına sahip olan bir binadaki çevrimsel döngü, idealleştirilmiş haline en yakın çevrimsel döngüye sahiptir ve düşük sönüm miktarlarında κ – faktörü κ =1.0 iken daha büyük sönüm miktarlarında belirli bir alt sınır değerine kadar geriler (κ =0.77).

2. Yapı davranış tipi B : Deprem süresi fazla olan yeni binalara ve deprem süresi kısa olan orta kalitedeki mevcut binalara uygun bir davranış tipidir. Düşük sönüm miktarlarında κ – faktörü en büyük κ=0.67 değerini alırken, büyük sönüm miktarlarında belirli bir alt sınır değerine kadar geriler (κ =0.53).

3. Yapı davranış tipi C : Deprem süresi uzun olan orta kalitedeki mevcut binalara ve deprem süresinin uzun veya kısa olmasından bağımsız olarak, zayıf kalitedeki mevcut binalara uygun bir davranış tipidir. Düşük ve yüksek sönüm miktarlarında κ – faktörü κ =0.33 sabit alt sınır değerini alır.

Tablo 3.5 κ – Faktörü Değerleri

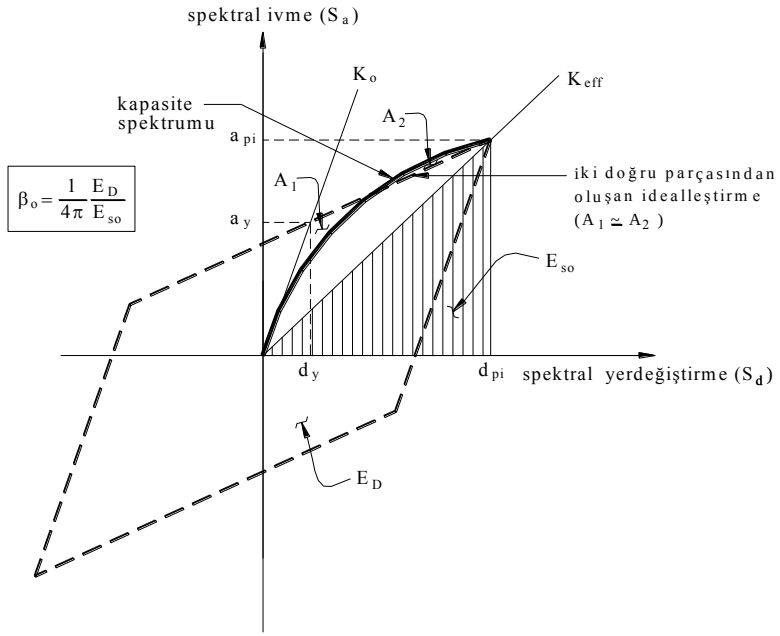
Yapısal Davranış Tipi	β_0	κ
Tip A	≤ 16.25 > 16.25	1.0 $1.13*\frac{0.51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tip B	≤ 25 > 25	0.67 $0.845*\frac{0.446\,(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tip C	Herhangi bir değer	0.33



Şekil 3. 6 Eşdeğer Viskoz Sönüm Miktarına Bağlı Sönüm Düzeltme Faktörü, κ

Tablo 3.6 Yapı Davranış Tipinin Belirlenmesi

Deprem Süresi	Genel Olarak Yeni Bina	Ortalama Mevcut Bina	Zayıf Mevcut Bina
Kısa	Tip A	Tip B	Tip C
Uzun	Tip B	Tip C	Tip C



Şekil 3.7 Histeretik Sönüme Eşdeğer Viskoz Sönümün Belirlenmesi

Şekil 3.7 den 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

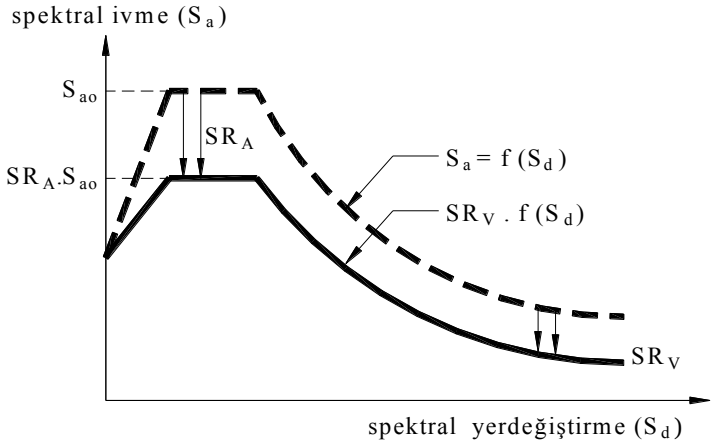
$$SR_A \approx \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff})}{2.12} \geq SR_{A,\min} = 0.33 - 0.56 \tag{3.7}$$

$$SR_V \approx \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}{1.65} \geq SR_{V,\min} = 0.50 - 0.67 \tag{3.8}$$

formülleri ile hesaplanır, (Şekil 3.8, Tablo 3.7).

Tablo 3.7 İzin Verilen En Küçük Spektral Azaltma Faktörleri

	Yapı Davranış Türü : A	Yapı Davranış Türü : B	Yapı Davranış Türü : C
SRA	0,33	0,44	0,56
SRV	0,50	0,56	0,67



Şekil 3.8 İndirgenmiş İstem Spektrumunun Elde Edilmesi

Yukarıdaki açıklamalardan görüldüğü gibi, kapasite spektrumu yönteminde performans noktasının bulunması için bir ardışık yaklaşım yolunun izlenmesi gerekmektedir. Başlangıçta seçilen d_{pi} yerdeğiştirmesi ile hesap sonucunda bulunan değerin birbirine eşit veya yeterince yakın olması halinde performans noktası bulunmuş olur ve ardışık yaklaşıma son verilir.

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.

3.5.2 Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi - 2005 Türk Deprem Yönetmeliği Taslağı

3.5.2.1. Yöntemin Esasları

Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü 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 kütlenin bodrum kütlesi hariç toplam bina kütlesine oranının en az 0.60 olması önerilmektedir, [5].

Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü 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 yükü dağılımının, taşıyıcı sistemdeki plastik mafsal 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 yükü 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 yatay yük dağılımı, her bir itme adımı öncesinde taşıyıcı sistemde oluşmuş bulunan tüm plastik mafsallar göz önüne alınarak hesaplanan birinci (deprem doğrultusundaki hakim) 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.

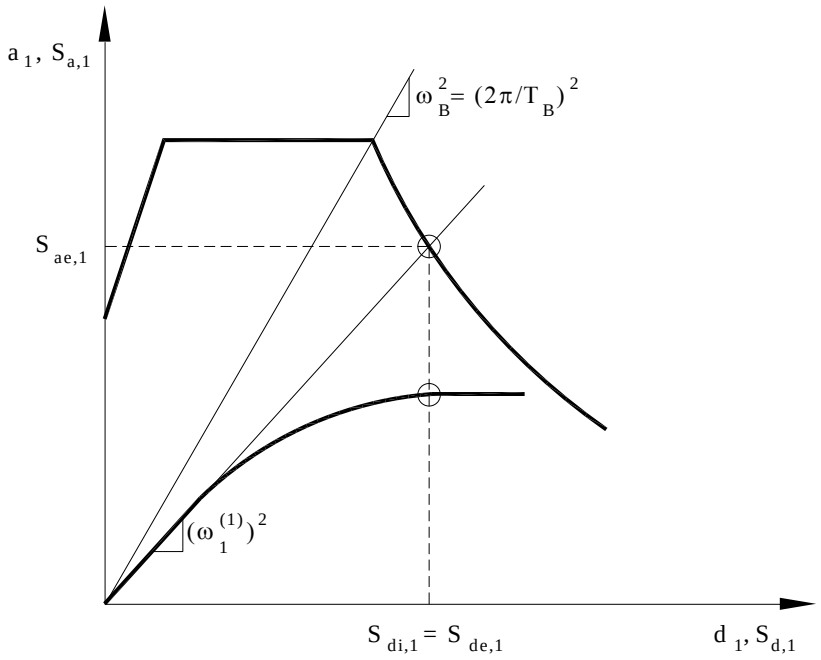
3.5.2.2. İtme Analizinde Modal Yerdeğiştirme İsteminin Belirlenmesi

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 (hakim) moda ait T_1 başlangıç periyodunun, ivme spektrumundaki *karakteristik periyot* T_B'ye eşit veya daha uzun olması durumunda ($T_1 \geq T_B$), doğrusal elastik olmayan (nonlineer) spektral yerdeğiştirme $S_{di,1}$, *eşit yerdeğiştirme kuralı* uyarınca doğal periyodu yine T_1 olan *eşlenik doğrusal elastik sistem'*e ait *lineer elastik spektral yerdeğiştirme* $S_{de,1}$'e eşit alınabilir:

$$S_{di,1} = S_{de,1} \tag{3.9}$$

Bu bağıntının gösterildiği Şekil 3.9'da ve onu izleyen Şekil 3.10'da birinci (hakim) titreşim moduna ait modal kapasite diyagramı ile koordinatları "*spektral yerdeğiştirme-spektral ivme*" olan davranış spektrumu bir arada çizilmiştir.



Şekil 3.9 Modal Yerdeğiştirme İsteminin Belirlenmesi ($T \geq T_B$)

$T_1 < T_B$ olması durumunda ise, doğrusal elastik olmayan spektral yerdeğiştirme $S_{di,1}$ ile eşlenik doğrusal elastik sisteme ait lineer elastik spektral yerdeğiştirme $S_{de,1}$ arasında aşağıdaki ilişki gözönüne alınacaktır.

$$S_{di,1} = C_{R,1}\, S_{de,1} \tag{3.10}$$

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

(a) İtme analizi sonucunda elde edilen modal kapasite diyagramı, Şekil 3.10(a)'da gösterildiği üzere, 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 ($T_1 = 2\pi/\omega_1^{(1)}$).

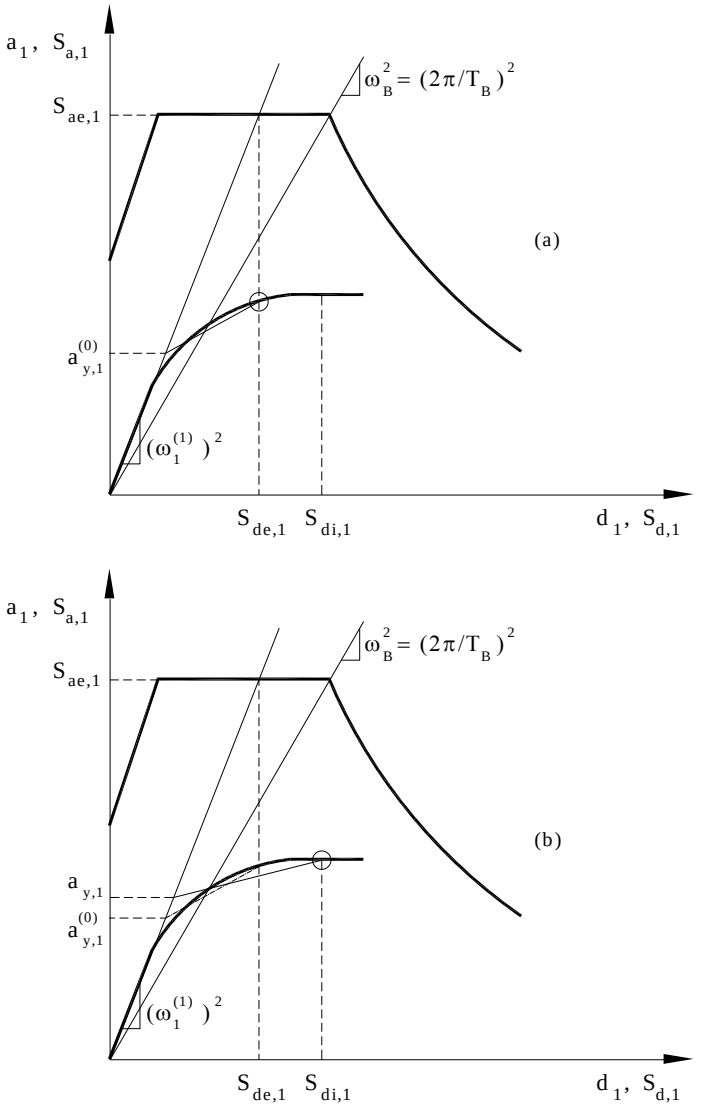
(b) Ardışık yaklaşımın ilk adımında $C_{R,1} = 1$ kabulü yapılarak, diğer deyişle Denk.(3.10) kullanılarak *eşdeğer akma noktası*'nın koordinatları eşit alanlar kuralı ile belirlenir. Şekil 3.9(a)'da görülen $a_{y,1}^0$ esas alınarak $C_{R,1}$ aşağıda şekilde tanımlanır:

$$C_{R,1} = \frac{1 + (R_{y,1} - 1)\, T_B / T_1}{R_{y,1}} \geq 1 \tag{3.11}$$

Bu bağıntıda $R_{y,1}$ birinci moda ait *dayanım azaltma katsayısı*'nı göstermektedir:

$$R_{y,1} = \frac{S_{ae,1}}{a_{y,1}} \tag{3.12}$$

(c) Denk.(3.11)'den bulunan $C_{R,1}$ Denk.(3.10)'da yerine konularak hesaplanan $S_{di,1}$ değeri esas alınarak eşdeğer akma noktasının koordinatları, Şekil 3.10 (b)'de gösterildiği üzere, eşit alanlar kuralı ile yeniden belirlenir ve bunlara göre $a_{y,1}$, $R_{y,1}$ ve $C_{R,1}$ tekrar hesaplanır. Ardışık iki adımda elde edilen sonuçların kabul edilebilir ölçüde birbirlerine yaklaştıkları adımda ardışık yaklaşıma son verilir.



Şekil 3.10 Modal Yerdeğiştirme İsteminin Belirlenmesi ($T \leq T_B$)

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

3.5.3 Performans Noktasının Kabul Kriterleri

Performans noktasının bulunmasının ardından, a_{pi} spektral ivme ve d_{pi} spektral yerdeğiştirme değerlerine karşı gelen V taban kesme kuvveti ve $\Delta_{çatı}$ en üst kat yatay yerdeğiştirme değerleri elde edilir. Bu değerlerin bina için öngörülen performans seviyesini sağlayıp sağlamadığı, ilgili seviye için öngörülen sınırların kontrol edilmesi ile saptanır. Bu sınırların sağlanmaması durumunda, performans seviyesinin değiştirilmesi veya taşıyıcı elemanların dayanımlarının ve rijitliklerinin arttırılarak güçlendirilmeleri gerekir. Bu sınırlar iki ana grupta toplanmaktadır:

1. Bina için öngörülen kabul kriterleri
2. Elemanlar veya bileşenler için öngörülen kabul kriterleri

3.5.3.1 Bina için Öngörülen Kabul Kriterleri

Bina için öngörülen kabul kriterleri veya tepki sınırları, binanın düşey yük taşıma kapasitesi gereksinimi, yatay yüklere karşı dayanımı ve yatay yerdeğiştirme ile ilgili sınırları içerir.

Düşey Yük Taşıma Kapasitesi

Bina taşıyıcı sisteminin düşey yük taşıma kapasitesi, kabul edilen herhangi bir performans seviyesinde bozulmadan kalmalıdır. Binayı oluşturan bir eleman veya bileşenin düşey yük taşıma kapasitesini kaybettiği yerde, mevcut veya güçlendirilmiş yapıdaki diğer eleman veya bileşenlerin yeniden dağılan bu yükleri taşımaya elverişli olması gerekir.

Yatay Yüklere Karşı Dayanım

Binanın performans noktasındaki toplam yatay yük taşıma kapasitesinin, ilerleyen yükleme adımlarında oluşan plastik mafsallarla beraber, %20 den daha fazla azalmaması gerekir. Böylece, deprem etkisindeki yükleme çevrimleri sonucunda oluşan dayanım azalması sınırlandırılmış olur. Eğer bu oran beklenenden daha büyük çıkarsa, yapının güçlendirilerek istenen sınırlar içerisinde kalması sağlanır.

Yatay Yerdeğiştirmeler

Hasarın, performans seviyelerine bağlı olarak sınırlandırılması için binada katlar arası göreli (rölatif) ötelemelerin Tablo 3.8 de verilen sınırlar içeriside kalması öngörülmektedir. Böylece, yapısal hasarın sınırlandırılmasının yanında, aşırı yerdeğiştirmelerden kaynaklanan ikinci mertebe etkileri de sınırlandırılmış olur. Tabloda, yapısal stabilite durumuna karşı gelen göreli öteleme sınırlamasındaki V_i ifadesi (i) sayılı kata ait kesme kuvvetini temsil etmekte iken P_i ifadesi de (i) sayılı kattaki toplam düşey yükü göstermektedir.

Tablo 3.8 Katlar Arası Yerdeğiştirmenin Kat Yüksekliğine Oranı

	Performans Seviyesi			
Katlar Arası Yerdeğiştirme / Kat Yüksekliği Sınırı	Hemen Kullanım	Hasar Kontrolü	Can Güvenliği	Yapısal Stabilite
En Büyük Toplam Oran	0.01	0.01-0.02	0.02	0.33Vi/Pi
En Büyük Elastik Ötesi Yerdeğiştirme Oranı	0.005	0.005-0.015	sınır yok	sınır yok

3.5.3.2 Yapı Elemanları ve Bileşenleri için Öngörülen Kabul Kriterleri

Binaların elemanları taşıyıcı olan ve olmayan elemanlar şeklinde ikiye ayrılırlar. Taşıyıcı elemanlar da kendi aralarında birincil ve ikincil elemanlar olarak sınıflandırılırlar. Kapasite eğrisi üzerinde elde edilen performans noktasında her eleman üzerindeki gerilmeler ve şekildeğiştirmeler hesaplanarak, kabul edilen performans noktasının öngörülen koşulları sağlayıp sağlamadıkları ve gerekli sınırlar altında kalıp kalmadıkları kontrol edilir. Elemanlar ve bileşenleri için uygulanan kabul kriterleri, eleman veya bileşenin türüne ve bunlardaki güç tükenmesini meydana getiren etkinin şekline bağlı olarak saptanır. Kiriş veya kolonlarda oluşan plastik mafsal dönmelerinin, çaprazlarda oluşan plastik uzamaların ve kolon-kiriş birleşim bölgelerindeki kesme kuvvetinden dolayı oluşan kayma açılarının kabul sınırları göz önüne alınarak kontrol edilmesi gerekir. ATC 40 projesi ilk olarak betonarme binaların güçlendirilmesi amacıyla oluşturulduğu için, içeriğinde yalnız betonarme kesitler ve bileşenleri ile ilgili kabul sınırları bulunmaktadır. Daha sonra, performans analizinin çelik binalara uygulanmasına paralel olarak, FEMA 356,

Bölüm 5 de çelik yapıda kullanılan, eleman ve bileşenlere ilişkin gerekli kabul sınırları geliştirilmiştir. Aşağıdaki tabloda, çelik yapı elemanlarında çeşitli performans seviyelerine karşı gelen plastik şekildeğiştirme kapasiteleri verilmiştir, (Tablo 3.9).

Tablo 3.9 da :

_3; Plastik Dönme = 11 (1 - 1.7 N/N_P) θ_y

_4; Plastik Dönme = 17 (1 - 1.7 N/N_P) θ_y

_5; Plastik Dönme = 8 (1 - 1.7 N/N_P) θ_y

_6; Plastik Dönme = 14 (1 - 1.7 N/N_P) θ_y

şeklinde hesaplanmaktadır.

Tablo 3.9 Modelleme Parametreleri ve Kabul Edilen Plastik Şekildeğiştirme Kapasiteleri (Birimler ksi)

Doğrusal Olmayan Statik Analiz için Modelleme Parametreleri ve Kabul Edilen Kriterler								
Elemanlar	Modelleme Parametreleri			Kabul Edilen Kriterler				
	Plastik Dönme Açısı (Radyan)		Artık Gerilme Oranı	Plastik Dönme Açısı (Radyan)				
				HK	Birincil elemanlar		İkincil Elemanlar	
					CG	GÖ	CG	GÖ
	a	b	c					
Kiriş - Eğilme								
$\frac{b_f}{2t_f} \le \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ ve $\frac{b_f}{2t_f} \le \frac{418}{\sqrt{F_{ye}}}$	$9\theta_y$	$11\theta_y$	0.6	$1\theta_y$	$6\theta_y$	$8\theta_y$	$9\theta_y$	$11\theta_y$
$\frac{b_f}{2t_f} \le \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ veya $\frac{b_f}{2t_f} \le \frac{640}{\sqrt{F_{ye}}}$	$4\theta_y$	$6\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$2\theta_y$	$3\theta_y$	$3\theta_y$	$4\theta_y$
Diğer	Hem gövde hem de başlık narinliği yukarıdaki iki satır arasında lineer interpolasyon yapılarak hesaplanmalı, küçük olan değer kullanılmalıdır.							
Kolon - Eğilme								
$P/P_{CL} < 0.20$ için								
$\frac{b_f}{2t_f} \le \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ ve $\frac{b_f}{2t_f} \le \frac{300}{\sqrt{F_{ye}}}$	$9\theta_y$	$11\theta_y$	0.6	$1\theta_y$	$6\theta_y$	$8\theta_y$	$9\theta_y$	$11\theta_y$
$\frac{b_f}{2t_f} \le \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ veya $\frac{b_f}{2t_f} \le \frac{460}{\sqrt{F_{ye}}}$	$4\theta_y$	$6\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$2\theta_y$	$3\theta_y$	$3\theta_y$	$4\theta_y$
Diğer	Hem gövde hem de başlık narinliği yukarıdaki iki satır arasında lineer interpolasyon yapılarak hesaplanmalı, küçük olan değer kullanılmalıdır.							
$0.20 < P/P_{CL} < 0.50$ için								
$\frac{b_f}{2t_f} \le \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ ve $\frac{b_f}{2t_f} \le \frac{260}{\sqrt{F_{ye}}}$	_3	_4	0.2	$0.25\theta_y$	_5	_3	_6	_4
$\frac{b_f}{2t_f} \le \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ veya $\frac{b_f}{2t_f} \le \frac{400}{\sqrt{F_{ye}}}$	$1\theta_y$	$1.5\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$0.5\theta_y$	$0.8\theta_y$	$1.2\theta_y$	$1.2\theta_y$
Diğer	Hem gövde hem de başlık narinliği yukarıdaki iki satır arasında lineer interpolasyon yapılarak hesaplanmalı, küçük olan değer kullanılmalıdır.							

4 ÇELİK ENDÜSTRİ YAPILARININ DEPREM PERFORMANSLARININ BELİRLENMESİ ÜZERİNE SAYISAL İNCELEMELER

Bu bölümde, malzemenin lineer olmayan davranışını gözönüne almak suretiyle, çelik endüstriyel yapı sistemlerinin deprem etkileri altındaki doğrusal olmayan davranışlarının, performans düzeylerinin ve göçme güvenliklerinin belirlenmesi amacıyla yapılan sayısal incelemeler yer almaktadır

Sayısal incelemeler, çelik endüstri yapılarını temsil etmek üzere seçilen, farklı açıklıklı iki taşıyıcı sistem modeli üzerinde gerçekleştirilmiştir. Çeşitli yaklaşımlar esas alınarak boyutlandırılan taşıyıcı sistem modellerinin deprem etkileri altındaki doğrusal olmayan davranışları, malzeme bakımından lineer olmayan teoriye göre, çeşitli zemin sınıfları ve farklı boyutlandırma kriterleri için incelenmiş, deprem performansları, süneklik düzeyleri ve göçme güvenlikleri belirlenmiştir.

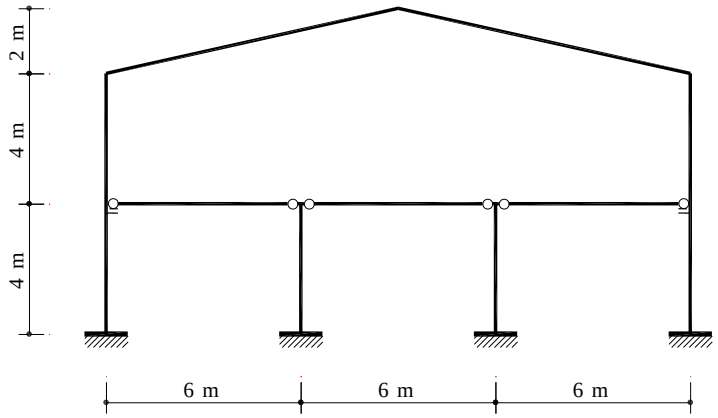
Aşağıdaki bölümlerde, incelenen taşıyıcı sistem modelleri sırasıyla ele alınarak tanıtılmakta, boyutlandırma ve performans değerlendirmesi aşamalarında elde edilen sayısal sonuçlar verilerek tartışılmaktadır.

4.1 İncelenen Taşıyıcı Sistem Modelleri

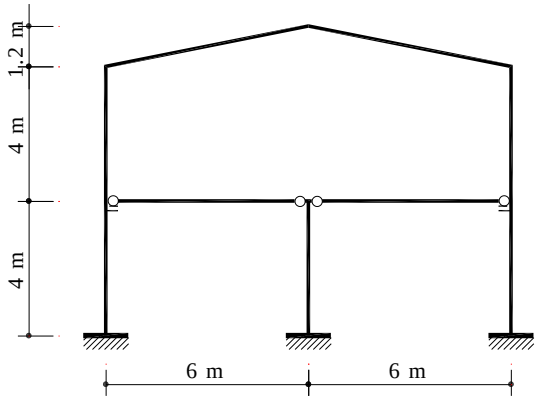
Çelik endüstri yapılarını temsil etmek üzere seçilen farklı açıklıklı taşıyıcı sistemlerin çerçeve aralıkları 6 m olup, her iki sistemde de +4.00 m kotunda bulunan çelik arakat taşıyıcı sistemi ana çerçeveye kayıcı mafsallı olarak bağlanmıştır.

İncelenmek üzere seçilen birinci sistem (Sistem: 1) 18 m açıklıklı olup, kolon yüksekliği 8 m, mahya yüksekliği 10 m dir, (Şekil 4.1).

İncelenen diğer sistem (Sistem: 2) ise 12 m açıklıklı olup, kolon yüksekliği 8 m, mahya yüksekliği 9,2 m dir, (Şekil 4.2).



Şekil 4.1 Sistem: 1



Şekil 4.2 Sistem: 2

4.2 Taşıyıcı Sistem Modellerinin Boyutlandırılması

4.2.1 Boyutlandırmada Esas Alınan Yükler

Kirişlerde:

aşık : 0.015 t/m2

kaplama : 0.015 t/m2

kiriş : 0.018 t/m2

g = 0.048 t/m2

kar yükü : 0.075 t/m^2

q = 0.075 t/m2

Kolonlarda:

kaplama + cephe elemanları : 0.18 t/m

kolon öz ağırlığı + çaprazlar : 0.20 t/m

Arakatta:

g = 0.35 t/m2

q = 1.00 t/m2

Rüzgar Yükü

Rüzgar yükü TS 498 de [16] öngörüldüğü şekilde hesaba katılmıştır.

4.2.2 Deprem Karakteristikleri

Yapı Önem Katsayısı		I = 1
Hareketli Yük Katılım Katsayısı	Çatıda	n = 0.30
	Arakatta	n = 0.80 (depo)

1998 Türk Deprem Yönetmeliği [17] tasarım kriterleri:

Etkin Yer İvmesi Katsayısı	$A_0 = 0.40$
Yapı Davranış Katsayısı	R = 8

Spektrum Karakteristik Periyotları:

Yerel Zemin Sınıfı Z2 için	$T_A = 0.15$ sn	$T_B = 0.40$ sn
Yerel Zemin Sınıfı Z3 için	$T_A = 0.15$ sn	$T_B = 0.60$ sn
Yerel Zemin Sınıfı Z4 için	$T_A = 0.20$ sn	$T_B = 0.90$ sn

1975 Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik [18] tasarım kriterleri:

Deprem Bölge Katsayısı	$C_0 = 0.10$
Yapı Tipi Katsayısı	K = 1

Zemin Hakim Periyodu T_0 Zemin cinsi 2 için $T_0 = 0.42$ sn

Zemin cinsi 3 için $T_0 = 0.60$ sn

Zemin cinsi 4 için $T_0 = 0.80$ sn

4.2.3 Malzeme Özellikleri

Kullanılan yapı çeliğinin sınıfı ve akma dayanımı:

Fe 37 yapı çeliği, akma dayanımı $\sigma_e = 2{,}4$ t/cm^2

4.2.4 Varsayımlar

a- Boyutlandırmaya esas olan sistem hesaplarında malzemenin doğrusal-elastik olduğu gözönünde tutulmakta, kolonlarda ikinci mertebe etkileri ise DIN 4114 [19] normunda öngörüldüğü şekilde dikkate alınmaktadır.

b- Taşıyıcı sistemi oluşturan çerçevelerin düğüm noktalarının rijit, mesnetlerinin ise temelde ankastre oldukları varsayılmaktadır.

c- Kiriş yükleri 3 m aralıklarla etkiyen tekil yükler şeklinde idealleştirilmiştir.

d- Düzlem çerçeve olarak modellenen sistemlerin çerçeve düzlemi dışındaki yanal yerdeğiştirmelerinin önlendiği varsayılarak, çerçeve düzlemi dışındaki kolon burkulma boyu kolon boyuna eşit olarak alınmıştır.

e- Kütlelerin arakat kotunda, kolon üst kotunda ve mahyada toplandıkları göz önünde tutularak, eşdeğer deprem kuvvetleri bu noktalara etkiyen tekil kuvvetler şeklinde idealleştirilmiştir.

f- Kiriş ve kolonlardaki akma dönmesini (θ_y) hesaplamak için FEMA 356 da verilen (5-1, 5-2) bağıntıları kullanılmıştır.

g- Kirişlerin yanal burkulmasına karşı gerekli önlemlerin alındığı varsayılmaktadır.

4.2.5 Boyutlandırmada Esas Alınan Yönetmelikler

a- 1998 Türk Deprem Yönetmeliği

Seçilen taşıyıcı sistem modellerinin deprem hesaplarında *Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi* kullanılmıştır. Bu yönteme göre, yapının tümüne etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü (taban kesme kuvveti),

$$V_t = \frac{WA(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0.10\, A_0\, IW \tag{4.1}$$

şeklinde hesaplanmaktadır. Bu bağıntıda,

W : yapının deprem sırasındaki toplam ağırlığını

T_1 : yapının birinci doğal titreşim periyodunu

$A(T_1)$: T_1 periyot değerindeki spektral ivme katsayısını

$R_a(T_1)$: T_1 periyot değerindeki deprem yükü azaltma katsayısını

göstermektedir.

Yapının deprem sırasındaki toplam ağırlığı ise,

$$W = \sum_{i=1}^{N} w_i = \sum_{i=1}^{N} (g_i + nq_i) \tag{4.2}$$

bağıntısı ile hesaplanmaktadır. Burada,

w_i : yapının i'inci katının toplam ağırlığını

g_i : yapının i'inci katındaki sabit yükü

q_i : yapının i'inci katındaki hareketli yükü

n : hareketli yük katılım katsayısını

N : yapının kat adedini

göstermektedir. 1998 Deprem yönetmeliği Tablo 6.7 ye göre çatıda n = 0.30, arakatta ise, depo olarak kullanılacağı düşünülerek, n = 0.80 olarak seçilmiştir.

Spektral ivme katsayısı,

$$A(T_1) = A_0\, IS(T_1) \tag{4.3}$$

şeklinde hesaplanmaktadır. Bu ifadede,

A_0 : etkin yer ivmesi katsayısını

I : yapı önem katsayısını

$S(T_1)$: T_1 periyot değerindeki elastik tasarım ivme spektrum değerini

göstermektedir. Deprem yönetmeliği Tablo 6.2 ye göre, birinci derece deprem bölgesi için $A_0 = 0.40$ ve Tablo 6.3 e göre, bina önem katsayısı $I = 1.0$ olarak seçilmiştir. $S(T_1)$ değeri ise zemin sınıfına ve T_1 doğal titreşim periyoduna göre aşağıdaki gösterildiği şekilde hesaplanmıştır.

$$S(T) = 1 + 1.5\frac{T}{T_A} \qquad (0 \le T \le T_A) \tag{4.4a}$$

$$S(T) = 2.5 \qquad (T_A < T \le T_B) \tag{4.4b}$$

$$S(T) = 2.5\left(\frac{T_B}{T}\right)^{0.8} \qquad (T > T_B) \tag{4.4c}$$

T_A ve T_B , zemin karakteristik periyotları olup zemin sınıfına göre değişmektedir. Z2, Z3 ve Z4 zemin sınıflarına ait T_A ve T_B değerleri yukarıda, Bölüm 4.2.2 de verilmiştir.

Deprem yükü azaltma katsayısı,

$$R_a(T) = 1.5 + (R - 1.5)\frac{T}{T_A} \qquad (0 \le T \le T_A) \tag{4.5a}$$

$$R_a(T) = R \qquad (T > T_A) \tag{4.5b}$$

bağıntılarına göre hesaplanmaktadır. Burada,

R : taşıyıcı sistem davranış katsayısını

göstermektedir. İncelenen tüm sistemlerde yapının birinci doğal titreşim periyodu T_A değerinden büyük olduğundan, deprem yükü azaltma katsayısı taşıyıcı sistem davranış katsayısına eşittir ve deprem yönetmeliği Tablo 6.5 e göre $R = 8$ olarak alınmıştır.

Taban kesme kuvveti belirlendikten sonra kütlelerin toplandığı varsayılan noktalara etkiyen eşdeğer deprem yükleri, aşağıda görüldüğü şekilde hesaplanacaktır.

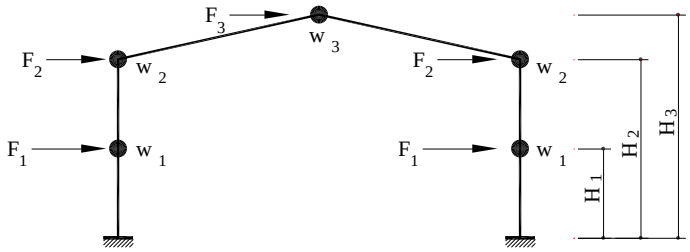
$$F_i = (V_t - \Delta F_N)\frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^{N}(w_j H_j)} \tag{4.6}$$

Eşdeğer deprem yüklerini veren ifadede,

H_i : yapının i'inci katının yüksekliğini

ΔF_N : ek eşdeğer deprem yükünü göstermektedir, Şekil 4.3.

İncelenen yapı sistemlerde yapı yüksekliği 25 m den daha az olduğu için, deprem yönetmeliğinin 6.7.2.2 maddesine göre $\Delta F_N = 0$ olmaktadır.



Şekil 4.3 Eşdeğer Deprem Yüklerinin Bulunması

b- Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (1975)

Yapıların depreme dayanıklı olarak boyutlandırılmasında esas alınacak statik eşdeğer yatay yüklerin toplamı

$$F = C\,W \tag{4.7}$$

şeklinde hesaplanır. Burada C deprem katsayısı olup,

$$C = C_0 * K * S * I \tag{4.8}$$

denklemi ile belirlenir. Bu ifadede:

C_o = deprem bölge katsayısı

K = yapı tipi katsayısı

S = yapı dinamik katsayısı (spektrum katsayısı)

I = yapı önem katsayısıdır.

1975 deprem yönetmeliği Tablo 13.2 ye göre, birinci derece deprem bölgesi için $C_0 = 0.10$, hafif ve az bölme duvarlı çelik düktil çerçeve için Tablo 13.3 den K = 1 ve halkın az yığıldığı endüstri yapıları için Tablo 13.5 den $I = 1.0$ olarak seçilmiştir.

Yapı dinamik katsayısı,

$$S = \frac{1}{\left|0{,}8 + T - T_0\right|} \leq 1 \tag{4.9}$$

şeklinde hesaplanacaktır. Burada:

T = saniye cinsinden yapının birinci normal moduna ait doğal periyodu

T_o = zeminin hakim periyodudur. T_o periyodunun zemin cinsine göre alacağı değerler yukarıda Bölüm 4.2.2 de verilmiştir.

C deprem katsayısı hiçbir zaman $C_0/2$ den daha küçük alınmayacaktır.

Toplam eşdeğer deprem yükünün hesaplamasında kullanılacak olan W toplam yapı ağırlığı

$$W = \sum_{i=1}^{N} w_i = \sum_{i=1}^{N} \left(G_i + nP_i\right) \tag{4.10}$$

olup, burada,

G_i = i'inci kattaki sabit yükler toplamı,

P_i = i'inci kattaki hareketli yükler toplamıdır.

Yapının kat düzeylerine uygulanacak F_i yatay kuvvetleri

$$F_i = (F - F_t)\frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^{N}\left(w_j H_j\right)} \tag{4.11}$$

denklemi ile hesaplanacaktır. Bu ifadede,

F = toplam yatay yük

w_i = i'inci kat ağırlığı

H_i = i'nci katın temel üst kotundan ölçülen yüksekliği

F_t = yapının en üst kat düzeyine uygulanacak ek tekil kuvvetir.

F_t kuvvetinin değeri

$$F_t = 0{,}004\, F\left(\frac{H}{D}\right)^2 \tag{4.12}$$

şeklinde hesaplanacaktır.

Not:

1- F_t ek kuvveti 0.15 F den daha küçük olamaz

2- Buna karşılık, H/D≤3 olması halinde Ft = 0 alınabilir.

c- Uniform Building Code (UBC 97) [20]

Yerdeğiştirme sınır durumlarının belirlenmesinde UBC 97 yönetmeliğinin 1630.10.2 maddesi esas alınmıştır. Bu yönetmelikte, yapının birinci doğal titreşim periyoduna ve taşıyıcı sistem davranış katsayısına göre belirlenen göreli kat ötelemelerinin sınır değerleri (4.13) ve (4.14) bağıntıları ile verilmektedir.

$$T > 0.7\ \text{s} \qquad 0.7R\frac{\delta}{H} \le 0.020 \tag{4.13}$$

$$T \le 0.7\ \text{s} \qquad 0.7R\frac{\delta}{H} \le 0.025 \tag{4.14}$$

Taşıyıcı sistem davranış katsayısının R = 8 değeri için, yukarıdaki bağıntılar aşağıdaki şekli almaktadır.

$$T > 0.7\ \text{s} \qquad \frac{\delta}{H} \le 0.00357 \tag{4.13a}$$

$$T \le 0.7\ \text{s} \qquad \frac{\delta}{H} \le 0.00446 \tag{4.14a}$$

d- DIN 4114 [19]

Alman (DIN 4114-Madde 10) normunun halen yürürlükte olan ve ülkemizde de genellikle uygulanmakta olan şekline göre, eğilmeli burkulma hesapları TS 648 e oranla daha basit bir formülle yapılabilmektedir. DIN 4114 normu gözönünde tutulduğunda, eğilmeli burkulma etkisindeki bir çubukta moment düzleminde öngörülen kesit kontrol hesapları aşağıda görüldüğü şekilde özetlenmiştir:

Burkulmasız Gerilme Kontrolü (DIN 4114 Madde 10.01) :

$$\sigma = \frac{M}{W} + \frac{N}{F} \leq \sigma_{em} \tag{4.15}$$

Burkulmalı Gerilme Kontrolü (DIN 4114 Madde 10.02) :

$$\sigma = 0.9\frac{M}{W} + w\frac{N}{F} \leq \sigma_{em} \tag{4.16}$$

4.2.6 Boyutlandırmada Esas Alınan Değerlendirme Kriterleri

Birinci sistemin (Sistem: 1) boyutlandırılmasına esas oluşturan gerilmeler aşağıda belirtilen kombinasyonlara göre hesaplanmıştır.

1) G+Q , G+Q+W , G+Q+E

2) G+Q , G+Q+W , G+nQ+E

3) G+Q , G+Q+W , G+nQ+E (deplasman sınırı ihmal edilecektir.)

4) 1975 Yönetmeliğine Göre Boyutlandırılan Yapı (kompakt olmayan kesit)

G+Q , G+Q+W , G+Q+E

İkinci sistemin (Sistem: 2) boyutlandırılmasına esas oluşturan gerilmeler ise aşağıdaki kombinasyonlara göre hesaplanmıştır.

1) G+Q , G+Q+W , G+Q+E

2) G+Q , G+Q+W , G+Q+E (deplasman sınırı ihmal edilecektir.)

4.2.7 Boyutlandırmada Yapılan Tahkikler

Kirişlerde ve kolonlarda burkulmasız gerilme kontrolu:

$$\sigma = \frac{M}{W} + \frac{N}{F} \leq \sigma_{em} \tag{4.15}$$

Kolonlarda burkulmalı gerilme kontrolu:

$$\sigma = 0.9\frac{M}{W} + w\frac{N}{F} \leq \sigma_{em} \tag{4.16}$$

Kolonlarda yatay yerdeğiştirme kontrolu:

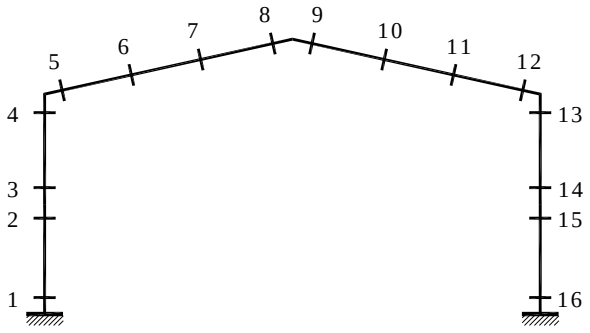
$$T > 0.7\ \text{s} \qquad 0.7R\frac{\delta}{H} \le 0.020 \tag{4.13}$$

$$T \le 0.7\ \text{s} \qquad 0.7R\frac{\delta}{H} \le 0.025 \tag{4.14}$$

4.2.8 Analiz ve Boyutlandırma

Z2, Z3 ve Z4 zemin sınıflarına karşı gelen spektrum eğrileri için deprem etkileri ayrı ayrı hesaplanmış, taşıyıcı sistem modellerinin tasarımında esas alınan eşdeğer deprem yükleri, V_t taban kesme kuvvetinin katlara ($w_i \times H_i \ / \ \Sigma w_i \times H_i$) değerleri ile orantılı olarak dağıtılması sonucunda eşdeğer kat deprem yükleri elde edilmiştir.

Yapı yükleri, hareketli yükler ve çerçeve doğrultusunda hesaplanan deprem etkileri altında, Şekil 4.4 de işaretlenen kesitler için SAP 2000 Analiz Programı [21] sonuçlarından alınan kesit tesiri değerleri Bölüm 4.2.6 da belirtildiği şekilde kombine edilmiş, kombinasyon sonucunda elde edilen kesit tesirleri Bölüm 4.2.7 de belirtilen gerilme tahkiklerine esas oluşturmuştur. SAP 2000 çıkış bilgilerinden okunan deprem yüklemesi yerdeğiştirme değerleri kullanılarak yerdeğiştirme kontrolu da yapıldıktan sonra, gerilme ve yerdeğiştirme kontrollları bir arada değerlendirilerek boyutlandırma kesinleştirilmiş ve enkesit profilleri belirlenmiştir.



Şekil 4.4 Gerilme Tahkiki Yapılan Kesitler

4.3 Boyutlandırılan Taşıyıcı Sistem Modellerinde Doğrusal Olmayan Davranışın İncelenmesi

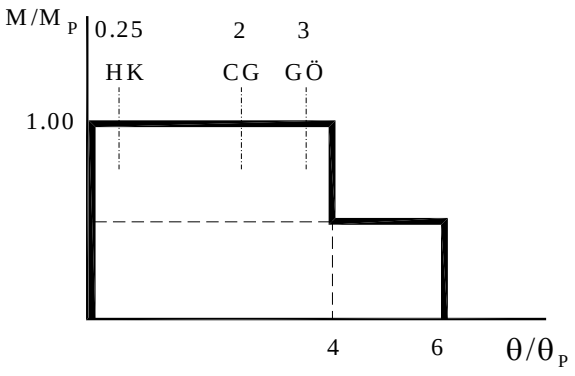
Yukarıda açıklandığı şekilde boyutlandırılan sistemlerin her biri için, SAP 2000 programının lineer olmayan analiz modülünden yararlanarak, sabit düşey yükler ve

sisteme ($w_i \times \phi_1 / \Sigma w_i \times \phi_1$) değerleri ile orantılı olarak etkiyen, monoton artan yatay yükler etkisinde, tepe noktası yerdeğiştirmesi-taban kesme kuvveti grafiği (kapasite eğrisi) elde edilmiştir. Elde edilen kapasite eğrisi (3.1), (3.2), (3.3) ve (3.4) bağıntıları kullanılarak S_a-S_d spektral formatına dönüştürüldükten sonra, elastik istem spektrumu ve dönüştürülmüş kapasite eğrisi aynı eksen takımında çizilmiş, ardışık yaklaşım işlemleri yapılarak, deprem performansları kapasite spektrumu yöntemi ve 2005 Türk deprem yönetmeliği taslağı yaklaşımı esas alınarak ayrı ayrı belirlenmiştir.

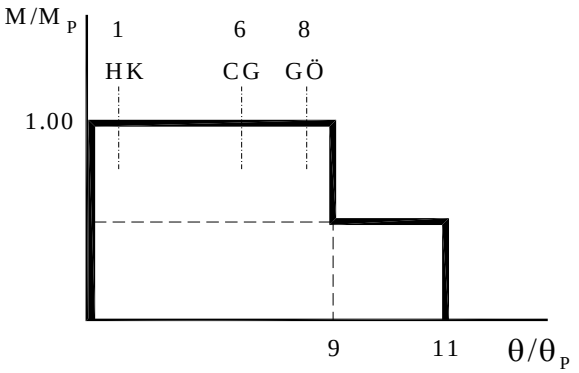
4.3.1 Taşıyıcı Sistem Modellerinde Performans Değerlendirmesi

Bu çalışmada, kapasite spektrumu yöntemi ve 2005 Türk deprem yönetmeliği taslağı yaklaşımına göre performans noktası belirlenen sistemlerin, eleman performans seviyeleri FEMA 356 (Tablo 3.9), yatay yerdeğiştirme performans seviyeleri ise ATC 40 (Tablo 3.8) kriterlerine göre değerlendirilmiştir.

Performans noktası için verilen plastik mafsal dönmeleri ve elemanların performans seviyeleri, bu noktaya karşı gelen SAP 2000 analizindeki hesap adımına ait değerlerdir. SAP 2000 programına veri girişinde, plastik mafsal özellikleri ilgili kesitlere atanırken, plastik mafsal davranışı rijit plastik olarak modellenmiştir. 1975 yönetmeliğine göre boyutlandırılan sistemlerde Şekil 4.5 teki diyagram, diğer sistemlerin plastik mafsal özelliklerinin tanımlanmasında ise Şekil 4.6 da verilen diyagram esas alınmıştır. Bu diyagramlarda görülen performans düzeyi sınır değerleri ve modelleme parametreleri kesit özelliklerine bağlı olarak Tablo 3.9 dan alınmıştır.



Şekil 4.5 Moment – Dönme Grafiği (kompakt olmayan kesit)



Şekil 4.6 Moment – Dönme Grafiği (kompakt kesit)

4.4 Sistem: 1 , Zemin Sınıfı Z4 için Ayrıntılı İnceleme

Bu çalışma kapsamında gerçekleştirilen parametrik sayısal incelemelere örnek oluşturmak üzere, Sistem: 1 olarak tanımlanan taşıyıcı sistem modelinin Z4 zemin sınıfı için 1998 Türk deprem yönetmeliğine göre boyutlandırılması ve boyutlandırılan sistemin doğrusal olmayan analizinin yapılarak kapasite spektrumu yöntemi (CSM) ve 2005 Türk deprem yönetmeliği taslağı yaklaşımı ile deprem performansının belirlenmesi aşamaları aşağıda ayrıntılı olarak açıklanmıştır. Diğer sistem, zemin sınıfları ve tasarım kriterleri için yapılan hesapların sonuçları ise Ek A da her durum için ayrıntılı olarak verilmiştir.

4.4.1 Sistemin Boyutlandırılması

Seçilen sistemin deprem hesabında *Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi* kullanılmıştır. Bu yönteme göre, Z4 zemin sınıfı karakteristikleri olarak T_A=0.20sn ve T_B=0.90sn alınmış, aşağıda belirtilen deprem karakteristikleri kullanılarak elde edilen taban kesme kuvveti Tablo 4.1 in son sütununda verilmiştir.

Tablo 4.1 Eşdeğer Deprem Yükünün Belirlenmesi

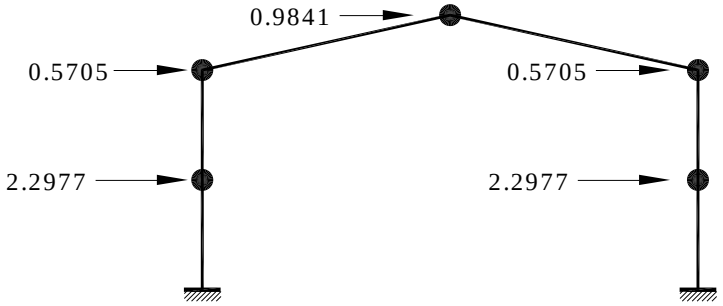
	A_0	I	T sn	$S(T)$	R	n	W t	V_t t
Z4 Zemin Sınıfı	0.40	1.0	0.658946	2.5	8	0.30 0.80	53.764	6.7205

V_t taban kesme kuvvetinin kütlelerin toplandığı varsayılan noktalara ($w_i \times H_i$ / $\Sigma w_i \times H_i$) değerleri ile orantılı olarak dağıtılması sonucunda düğüm

noktalarına etkiyen eşdeğer deprem kuvvetleri elde edilmiştir. Bu değerler Tablo 4.2 de verilmiş, Şekil 4.7 deki sistem şeması üzerinde gösterilmiştir.

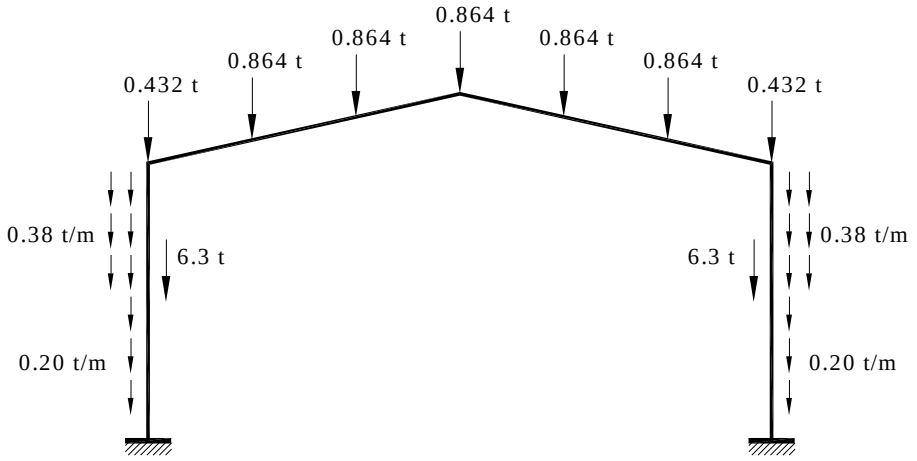
Tablo 4.2 Düğüm Noktasına Etkiyen Eşdeğer Deprem Kuvvetlerinin Bulunması

Düğ. Nok. No	w_i ***t***	H_i ***m***	$w_i \times H_i$ ***tm***	**Düğ. Nok. Adedi**	$\Sigma w_i \times H_i$ ***tm***	***W*** ***t***	F_i ***t***
1	22.22	4	88.88	2	259.966	53.764	2.2977
2	2.7585	8	22.068	2			0.5705
3	3.807	10	38.07	1			0.9841

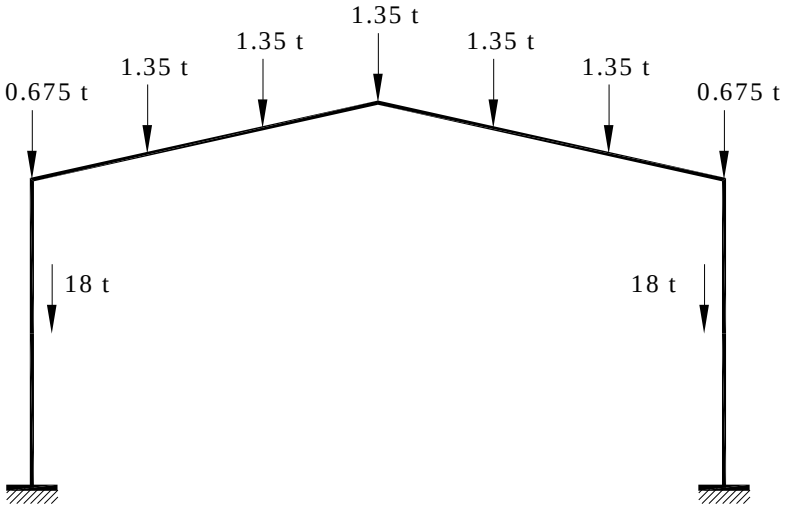


Şekil 4.7 Sisteme Etkiyen Deprem Yükleri

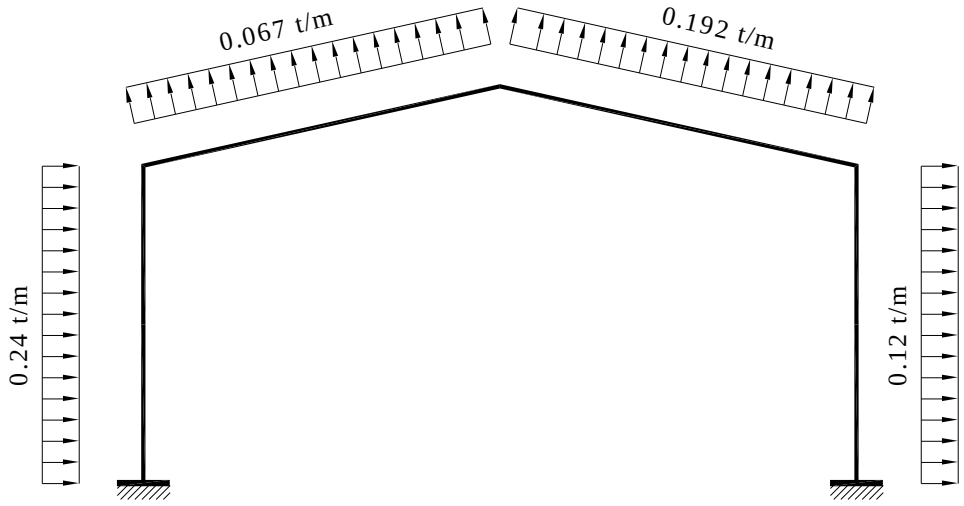
Yapıya etkiyen sabit yükler, hareketli yükler ve rüzgar yükleri ise sırasıyla Şekil 4.8 , Şekil 4.9 ve Şekil 4.10 da görülmektedir.



Şekil 4.8 Sisteme Etkiyen Sabit Yükler



Şekil 4.9 Sisteme Etkiyen Hareketli Yükler



Şekil 4.10 Sisteme Etkiyen Rüzgar Yükleri

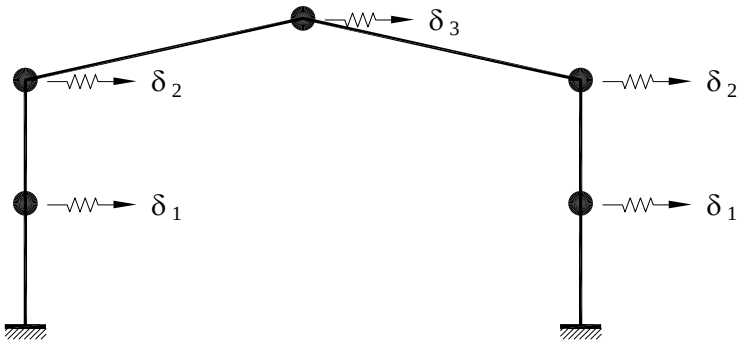
Tablo 4.3 de seçilen enkesit profilleri, bunu izleyen Tablo 4.4 ve Tablo 4.5 de ise sırasıyla kesitlerdeki gerilme değerleri ve deprem etkisinden oluşan yatay yerdeğiştirmeler verilmiştir. Yerdeğiştirmelerin ait olduğu düğüm noktalarının şematik gösterimi ise Şekil 4.11 de yer almaktadır.

Tablo 4.3 Enkesitlerin Geometrik Büyüklükleri

	h **mm**	**t_w** **mm**	**b** **mm**	**t_b** **mm**
Kolon	420	12	200	16
Kiriş	420	8	200	12

Tablo 4.4 Gerilme Değerleri

	G + Q	**G + Q ± W**	**G + Q ± E**
Kolon	1 t/cm^2	1.17 t/cm^2	1.84 t/cm^2
Kiriş	1.34 t/cm^2	1.34 t/cm^2	1.72 t/cm^2



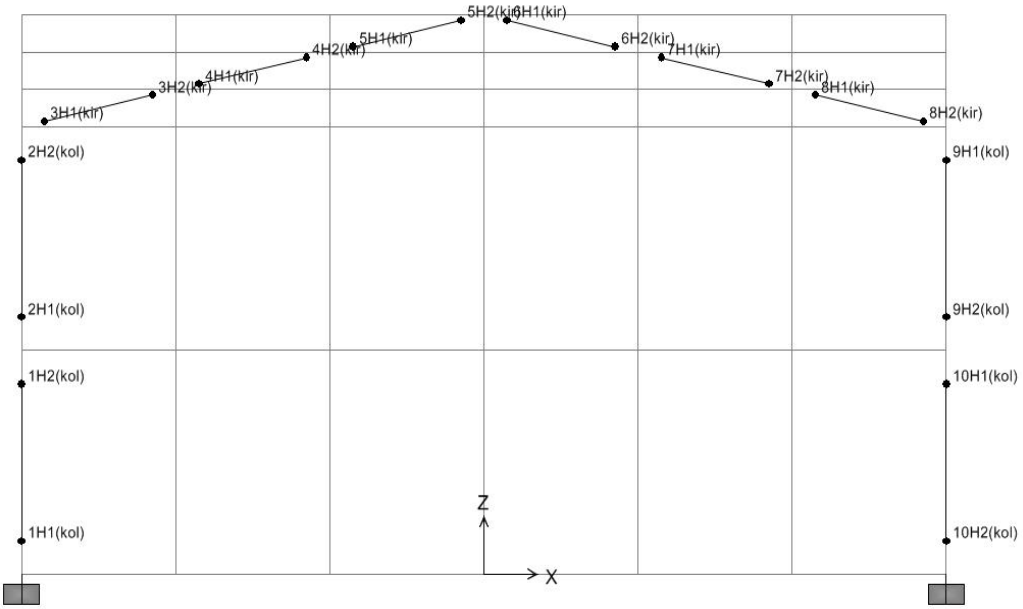
Şekil 4.11 Yerdeğiştirmeler

Tablo 4.5 Deprem Etkilerinden Oluşan Yerdeğiştirmeler

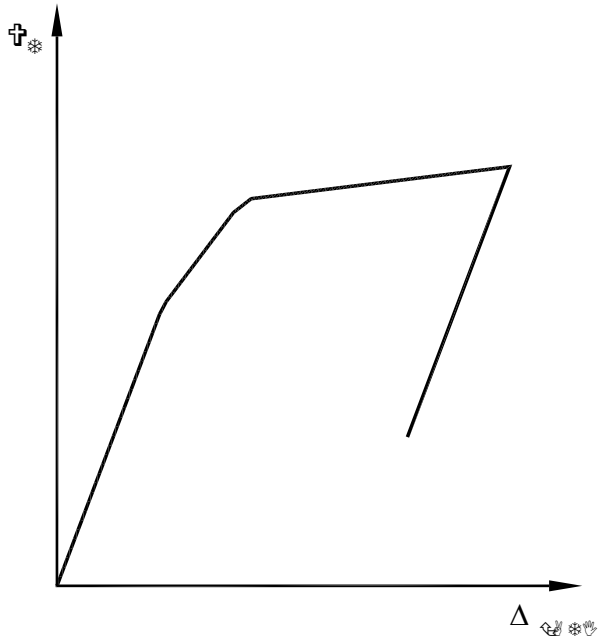
Düğ Nok	δ_i	***Kat Ötelemesi***	H_i	δ/H_i	$(\delta/H_i)_{sınır}$
1	0.0109	0.0109	4	0.0027	0.0045
2	0.02507	0.0142	4	0.0035	0.0045
3	0.02511				

4.4.2 Sistemin Doğrusal Olmayan Davranışının İncelenmesi

Bölüm 4.4.1 de açıklandığı şekilde boyutlandırılan sistem için kolon ve kiriş enkesitlerine ait plastik mafsal özellikleri tanımlanarak kesitlere atanmış, (Şekil 4.12), SAP 2000 programının lineer olmayan analiz modülünden yararlanılarak, sabit düşey yükler ve sisteme ($w_i \times \phi_1 / \Sigma w_i \times \phi_1$) değerleri ile orantılı olarak etkiyen, monoton artan yatay yükler etkisinde, taban kesme kuvveti-tepe yerdeğiştirmesi grafiği (kapasite eğrisi) elde edilmiştir, (Şekil 4.13).



Şekil 4.12 Kesitlere Atanan Plastik Mafsallar



Şekil 4.13 Kapasite Eğrisi

Elde edilen kapasite eğrisi (3.1), (3.2), (3.3) ve (3.4) bağıntıları kullanılarak S_a-S_d formatına dönüştürülmüş, böylece kapasite ve spektrum eğrileri aynı eksen takımında çizilmiş, ardışık yaklaşım işlemleri yapılarak, kapasite spektrumu metodu (CSM)[1] ve 2005 Türk deprem yönetmeliği taslağı [5] yaklaşımına göre ayrı ayrı deprem performansları belirlenmiştir.

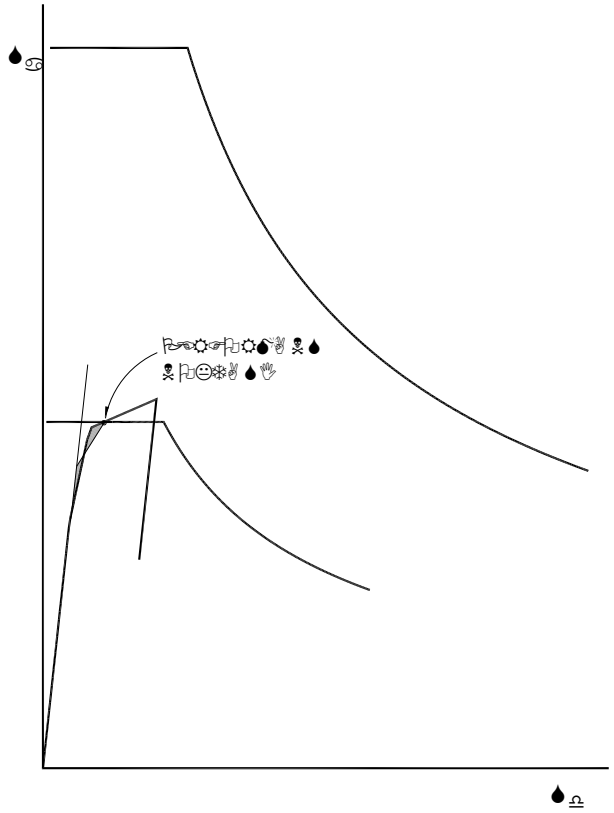
4.4.2.1 Kapasite Spektrumu Yöntemi ile Performans Noktasının Bulunması

Kapasite Spektrumu Yöntemi (CSM) ile performans noktasının elde edildiği son adımın verileri aşağıda verilmiş, belirlenen performans noktası Şekil 4.14 üzerinde grafiksel olarak gösterilmiştir.

ϕ_{11}	=	0.32301	ϕ_{21}	=	0.74444	ϕ_{31}	= 0.74551
PF_1	=	2.17123	α_1	=	0.860181		
a_y	=	0.4199	d_y	=	0.0461		
a_{pi}	=	0.48037	d_{pi}	=	0.0843		
β_0	=	20.84654	β_{eff}	=	25.84654	κ	= 0.963097
S_{RA}	=	0.48037	S_{RV}	=	0.599392		

Performans Noktasında

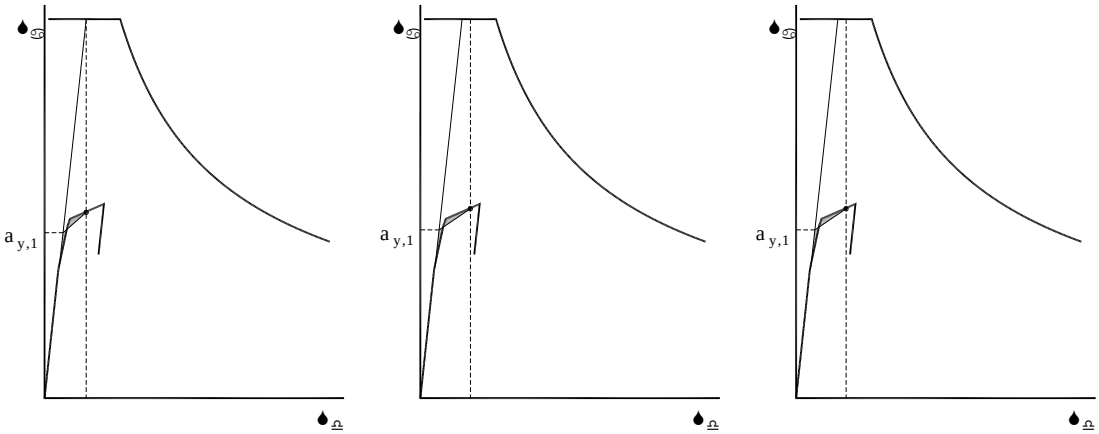
S_A	=	0.48037	S_d	=	0.0843
V	=	22.21556 t	$\Delta_{çatı}$	=	0.136454 m



Şekil 4.14 CSM İle Performans Noktasının Belirlenmesi

4.4.2.2 TDY'05 Yöntemi ile Performans Noktasının Bulunması

2005 Türk deprem yönetmeliği taslağı (TDY'05) yöntemi ile performans noktasının elde edildiği ardışık yaklaşım adımlarının verileri aşağıda sunulmuş, belirlenen performans noktası Şekil 4.15 de grafiksel olarak gösterilmiştir.



Şekil 4.15 TDY'05 Yöntemi İle Performans Noktasının Belirlenmesi

1.Adım			2.Adım			3.Adım		
$S_{de,1}$	=	0.1097	$S_{de,1}$	=	0.1097	$S_{de,1}$	=	0.1097
$S_{di,1}$	=	0.1097	$S_{di,1}$	=	0.1323	$S_{di,1}$	=	0.1319642257
$a_{y,1}$	=	0.4378	$a_{y,1}$	=	0.4452	$a_{y,1}$	=	0.4452
$R_{y,1}$	=	2.284148013	$R_{y,1}$	=	2.246181491	$R_{y,1}$	=	2.246181491
$C_{R,1}$	=	1.205662617	$C_{R,1}$	=	1.202955567	$C_{R,1}$	=	1.202955567

Performans Noktasında

V	=	23.174 t	$\Delta_{çatı}$	=	0.2137 m

CSM ve TDY-05 yöntemlerine göre performans noktaları bulunan sistemlerin, eleman performans seviyeleri FEMA 356 ya göre belirlenmiş, yatay yerdeğiştirme performans değerlendirmeleri ise ATC 40 a göre yapılmıştır. İncelenen sistemlerin tümü için yapılan değerlendirmeler tablolaştırılarak Bölüm 4.5 te topluca sunulmuş, Ek A da ise yapılan değerlendirmeler her bir sistem için ayrıntılı olarak verilmiştir.

4.5 Sayısal Sonuçların Değerlendirilmesi

Doğrusal olmayan analiz sonucunda elde edilen performans noktasındaki tepe noktası yatay yerdeğiştirmesi-taban kesme kuvveti değerleri incelenen tüm sistemler için aşağıda görüldüğü şekilde tablolaştırılmıştır, (Tablo 4.6).

Tablo 4.6 Performans Noktası δ-V_T Değerleri

Sistem No	Boyutlandırma Kriteri	Analiz Yöntemi	Zemin Grubu	Performans noktası	
				δ (m)	V_T (t)
1	G+Q , G+Q±W , G+Q±E Kesitler Kompakt değil	CSM	Z2	0,1207	18,054
			Z3	0,1457	20,203
			Z4	0,1224	24,412
1	G+Q , G+Q±W , G+Q±E	CSM	Z2	0,1277	17,018
			Z3	0,1422	20,428
			Z4	0,1365	22,216
1	G+Q , G+Q±W , G+Q±E	TDY'05	Z2	0,1484	17,249
			Z3	0,1811	20,874
			Z4	0,2137	23,174
1	G+Q , G+Q±W , G+nQ±E Depl. Sınırı İhmal Edildi	CSM	Z2	0,1278	17,041
			Z3	0,1701	17,464
			Z4	0,2524	18,337
1	G+Q , G+Q±W , G+nQ±E	CSM	Z2	0,1278	17,041
			Z3	0,1411	20,623
			Z4	0,1510	21,204
1	G+Q , G+Q±W , G+nQ±E	TDY'05	Z2	0,1439	17,221
			Z3	0,1731	20,976
			Z4	0,2240	22,018
2	G+Q , G+Q±W , G+Q±E	CSM	Z2	0,1588	13,385
			Z3	0,1491	20,202
			Z4	0,1665	21,464
2	G+Q , G+Q±W , G+Q±E	TDY'05	Z2	0,1975	13,851
			Z3	0,1865	21,082
			Z4	0,2469	22,505
2	G+Q , G+Q±W , G+Q±E Depl. Sınırı İhmal Edildi	CSM	Z2	0,1733	12,094
			Z3	0,2248	13,913
			Z4	0,2388	18,732

Bulunan performans noktası için kat yatay yerdeğiştirme değerleri SAP 2000 programından alınmış, yerdeğiştirme kriterlerine bağlı olarak belirlenen performans düzeyleri Sistem: 1 için Tablo 4.7 de, Sistem: 2 için ise Tablo 4.8 de verilmiştir.

Tablo 4.7 Sistem: 1 İçin Yerdeğiştirme Kriterlerine Bağlı Olarak Belirlenen Performans Düzeyleri

Boyutlandırma Kriteri	Analiz Yönt.	Zemin Grubu	Kat No	δ (m)	Göreli Kat Öt.	Perf. Düzeyi
G+Q , G+Q±W , G+Q±E Kesitler Kompakt Değil	CSM	Z2	2	0,1063	0,0164	CG
			1	0,0408	0,0102	CG
		Z3	2	0,1301	0,0189	CG
			1	0,0547	0,0137	CG
		Z4	2	0,1117	0,0161	CG
			1	0,0473	0,0118	CG
G+Q , G+Q±W , G+Q±E	CSM	Z2	2	0,1116	0,0173	CG
			1	0,0426	0,0106	CG
		Z3	2	0,1247	0,0184	CG
			1	0,0509	0,0127	CG
		Z4	2	0,1204	0,0177	CG
			1	0,0495	0,0124	CG
G+Q , G+Q±W , G+Q±E	TDY'05	Z2	2	0,1303	0,0193	CG
			1	0,0532	0,0133	CG
		Z3	2	0,1619	0,0226	**GÖ**
			1	0,0716	0,0179	CG
		Z4	2	0,1929	0,0258	**GÖ**
			1	0,0896	0,0224	**GÖ**
G+Q , G+Q±W , G+nQ±E Depl. Sınırlaması İhmal Edildi	CSM	Z2	2	0,1116	0,0172	CG
			1	0,0426	0,0106	CG
		Z3	2	0,1490	0,0213	**GÖ**
			1	0,0638	0,0159	CG
		Z4	2	0,2274	0,0297	**GÖ**
			1	0,1085	0,0271	**GÖ**
G+Q , G+Q±W , G+nQ±E	CSM	Z2	2	0,1116	0,0172	CG
			1	0,0426	0,0106	CG
		Z3	2	0,1237	0,0186	CG
			1	0,0493	0,0123	CG
		Z4	2	0,1319	0,0195	CG
			1	0,0538	0,0134	CG
G+Q , G+Q±W , G+nQ±E	TDY'05	Z2	2	0,1266	0,0189	CG
			1	0,0511	0,0128	CG
		Z3	2	0,1535	0,0219	**GÖ**
			1	0,0657	0,0164	CG
		Z4	2	0,2007	0,0273	**GÖ**
			1	0,0915	0,0229	**GÖ**

Tablo 4.8 Sistem: 2 İçin Yerdeğiştirme Kriterlerine Bağlı Olarak Belirlenen Performans Düzeyleri

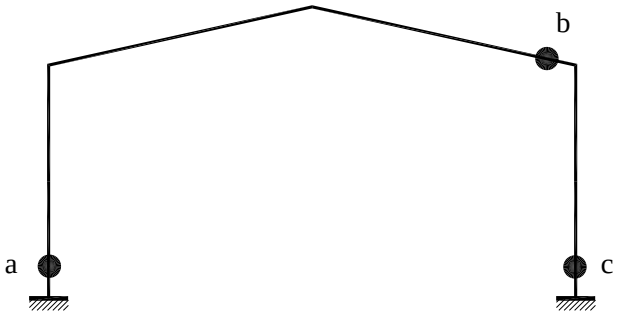
Boyutlandırma Kriteri	Analiz Yönt.	Zemin Grubu	Kat No	δ (m)	Göreli Kat Öt.	Perf. Düzeyi
G+Q , G+Q±W , G+Q±E	CSM	Z2	2	0,1458	0,0204	**GÖ**
			1	0,0643	0,0161	CG
		Z3	2	0,1414	0,0177	CG
			1	0,0708	0,0177	CG
		Z4	2	0,1586	0,0194	CG
			1	0,0809	0,0202	**GÖ**
G+Q , G+Q±W , G+Q±E	TDY'05	Z2	2	0,1844	0,0243	**GÖ**
			1	0,0871	0,0218	**GÖ**
		Z3	2	0,1782	0,0214	**GÖ**
			1	0,0925	0,0231	**GÖ**
		Z4	2	0,2345	0,0276	**GÖ**
			1	0,1242	0,0310	**GÖ**
G+Q , G+Q±W , G+Q±E Depl. Sınırlaması İhmal Edildi	CSM	Z2	2	0,1602	0,0401	**GÖ**
			1	0,0725	0,0181	CG
		Z3	2	0,2102	0,0526	**GÖ**
			1	0,1029	0,0257	**GÖ**
		Z4	2	0,2263	0,0566	**GÖ**
			1	0,1168	0,0292	**GÖ**

Tablo 4.7, Tablo 4.8 ve Tablo 4.9 da,

CG : can güvenliği,

GÖ : göçmenin önlenmesi performans seviyelerini ifade etmektedir.

Performans noktası için (a), (b) ve (c) kesitlerindeki plastik mafsal dönmeleri esas alınarak belirlenen performans düzeyleri, farklı kriterlere göre karşılaştırma yapabilmek amacıyla tablolaştırılmıştır, (Tablo 4.9).



Tablo 4.9 Plastik Dönmeler Esas Alınarak Belirlenen Performans Düzeyleri

Sistem No	Boyutlandırma Kriteri	Analiz Yöntemi	Zemin Grubu	Performans Değerlendirmesi		
				a	b	c
1	G+Q , G+Q±W , G+Q±E Kesitler Kompakt Değil	CSM	Z2	-	-	CG
			Z3	CG	CG	**GÖ**
			Z4	CG	CG	**GÖ**
1	G+Q , G+Q±W , G+Q±E	CSM	Z2	-	-	CG
			Z3	HK	CG	CG
			Z4	HK	CG	CG
1	G+Q , G+Q±W , G+Q±E	TDY'05	Z2	HK	CG	CG
			Z3	CG	CG	CG
			Z4	CG	**GÖ**	CG
1	G+Q , G+Q±W , G+nQ±E Depl. Sın. İhmal Edildi	CSM	Z2	-	-	CG
			Z3	HK	CG	CG
			Z4	CG	**GÖ**	CG
1	G+Q , G+Q±W , G+nQ±E	CSM	Z2	-	-	CG
			Z3	HK	CG	CG
			Z4	HK	CG	CG
1	G+Q , G+Q±W , G+nQ±E	TDY'05	Z2	HK	HK	CG
			Z3	CG	CG	CG
			Z4	CG	**GÖ**	CG
2	G+Q , G+Q±W , G+Q±E	CSM	Z2	HK	-	CG
			Z3	CG	-	CG
			Z4	CG	CG	CG
2	G+Q , G+Q±W , G+Q±E	TDY'05	Z2	CG	HK	CG
			Z3	CG	HK	CG
			Z4	CG	CG	CG
2	G+Q , G+Q±W , G+Q±E Depl. Sın. İhmal Edildi	CSM	Z2	HK	-	CG
			Z3	CG	CG	CG
			Z4	CG	CG	CG

Doğrusal olmayan davranışları incelenen sistemler için göçme noktasında ve %2 toplam göreli yerdeğiştirme durumundaki [22] yapı davranış katsayıları ayrı ayrı hesaplanmış, elde edilen sonuçlar Tablo 4.10 da topluca verilmiştir.

Tablo 4.10 Yapı Davranış Katsayıları

Sistem No	Boyutlandırma Kriteri	Analiz Yöntemi	Zemin Grubu	R GN	R %2
1	G+Q , G+Q±W , G+Q±E Kesitler Kompakt Değil	CSM	Z2	9,0491	8,4809
			Z3	7,4876	7,7192
			Z4	6,3629	6,9426
1	G+Q , G+Q±W , G+Q±E	CSM	Z2	14,1650	9,4431
			Z3	10,5140	7,9319
			Z4	10,1830	7,9650
1	G+Q , G+Q±W , G+Q±E	TDY'05	Z2	14,1650	9,4431
			Z3	10,5140	7,9319
			Z4	10,1830	7,9650
1	G+Q , G+Q±W , G+nQ±E Depl. Sın. İhmal Edildi	CSM	Z2	14,1650	9,4431
			Z3	10,2410	6,8272
			Z4	8,2038	5,5525
1	G+Q , G+Q±W , G+nQ±E	CSM	Z2	14,1650	9,4431
			Z3	10,2960	7,9472
			Z4	9,3431	7,2993
1	G+Q , G+Q±W , G+nQ±E	TDY'05	Z2	14,1650	9,4431
			Z3	10,2960	7,9472
			Z4	9,3431	7,2993
2	G+Q , G+Q±W , G+Q±E	CSM	Z2	15,5450	7,1132
			Z3	13,8470	7,2134
			Z4	12,2810	6,5179
2	G+Q , G+Q±W , G+Q±E	TDY'05	Z2	15,5450	7,1132
			Z3	13,8470	7,2134
			Z4	12,2810	6,5179
2	G+Q , G+Q±W , G+Q±E Depl. Sın. İhmal Edildi	CSM	Z2	13,7930	6,3052
			Z3	10,6900	4,8978
			Z4	10,5960	5,0054

Kapasite eğrisinde taşıma gücünün sona erdiği limit durum (göçme noktası) için elde edilen, yapı sisteminin yatay yük taşıma kapasitesinin tasarım yatay yüklerine oranı olarak tanımlanan ek dayanım katsayısı değerleri, Tablo 4.11 de tüm sistemler için topluca sunulmuştur.

Tablo 4.11 Ek Dayanım Katsayısı Değerleri

Sistem No	Boyutlandırma Kriteri	Analiz Yöntemi	Zemin Grubu	Ek Day. Kats.
1	G+Q , G+Q±W , G+Q±E Kesitler Kompakt Değil	CSM	Z2	4,2191
			Z3	3,5587
			Z4	2,9405
1	G+Q , G+Q±W , G+Q±E	CSM	Z2	4,9215
			Z3	3,7059
			Z4	3,5256
1	G+Q , G+Q±W , G+Q±E	TDY'05	Z2	4,9215
			Z3	3,7059
			Z4	3,5256
1	G+Q , G+Q±W , G+nQ±E Depl. Sın. İhmal Edildi	CSM	Z2	4,9267
			Z3	3,5581
			Z4	2,7939
1	G+Q , G+Q±W , G+nQ±E	CSM	Z2	4.9267
			Z3	3,7037
			Z4	3,3296
1	G+Q , G+Q±W , G+nQ±E	TDY'05	Z2	4,9267
			Z3	3,7037
			Z4	3,3296
2	G+Q , G+Q±W , G+Q±E	CSM	Z2	4,7224
			Z3	4,1511
			Z4	3,7167
2	G+Q , G+Q±W , G+Q±E	TDY'05	Z2	4,7224
			Z3	4,1511
			Z4	3,7167
2	G+Q , G+Q±W , G+Q±E Depl. Sın. İhmal Edildi	CSM	Z2	4,6209
			Z3	3,4879
			Z4	3,1594

İncelenen yapı sistemleri için göçme noktasında hesaplanan sistem süneklik oranları Tablo 4.12 den izlenebilmektedir.

Tablo 4.12 Sistem Süneklik Oranları

Sistem No	Boyutlandırma Kriteri	Analiz Yöntemi	Zemin Grubu	Süneklik Oranı
1	G+Q , G+Q±W , G+Q±E Kesitler Kompakt Değil	CSM	Z2	2,1105
			Z3	2,0933
			Z4	2,1470
1	G+Q , G+Q±W , G+Q±E	CSM	Z2	2,8803
			Z3	2,7728
			Z4	2,8096
1	G+Q , G+Q±W , G+Q±E	TDY'05	Z2	2,8803
			Z3	2,7728
			Z4	2,8096
1	G+Q , G+Q±W , G+nQ±E Depl. Sın. İhmal Edildi	CSM	Z2	2,8808
			Z3	2,8803
			Z4	2,8863
1	G+Q , G+Q±W , G+nQ±E	CSM	Z2	2,8808
			Z3	2,7085
			Z4	2,7725
1	G+Q , G+Q±W , G+nQ±E	TDY'05	Z2	2,8808
			Z3	2,7085
			Z4	2,7725
2	G+Q , G+Q±W , G+Q±E	CSM	Z2	2,9660
			Z3	3,2424
			Z4	3,1698
2	G+Q , G+Q±W , G+Q±E	TDY'05	Z2	2,9660
			Z3	3,2424
			Z4	3,1698
2	G+Q , G+Q±W , G+Q±E Depl. Sın. İhmal Edildi	CSM	Z2	2,8710
			Z3	2,9210
			Z4	3,2470

5 SONUÇLAR

Çelik Endüstri Yapılarının Deprem Performanslarının Belirlenmesi Üzerine Sayısal Bir İnceleme konulu tez çalışmasında elde edilen başlıca sonuçlar aşağıda açıklanmıştır.

1) Bu çalışmada, endüstriyel çelik yapı sistemlerini temsil etmek üzere seçilen taşıyıcı sistem modelleri ülkemizde yürürlükte olan yönetmeliklere göre boyutlandırılmış, boyutlandırılan sistemlerin deprem etkileri altındaki doğrusal olmayan davranışları incelenerek, deprem performansları, süneklik oranları ve göçme güvenlikleri belirlenmiştir. Elde edilen sayısal sonuçlar karşılaştırmalı olarak değerlendirilerek yönetmelik kriterleri irdelenmiştir.

2) Sayısal incelemeler, çelik endüstri yapılarını temsil etmek üzere seçilen farklı açıklıklı iki taşıyıcı sistem modeli üzerinde gerçekleştirilmiştir. Farklı yükleme kombinasyonları ve farklı deplasman kriterleri esas alınarak boyutlandırılan taşıyıcı sistem modellerinin deprem etkileri altındaki doğrusal olmayan davranışları, malzeme bakımından lineer olmayan teori çerçevesinde farklı zemin grupları için incelenmiş, süneklik düzeyleri ve göçme güvenlikleri belirlenmiştir. İncelenen taşıyıcı sistem modellerinin deprem performansları kapasite spektrumu yöntemine ve 2005 Türk deprem yönetmeliği taslağındaki yaklaşıma göre ayrı ayrı değerlendirilmiş, incelenen sistemler için analiz sonrasında elde edilen sonuçlar karşılaştırılmış, farklı boyutlandırma kriterleri, zemin sınıfları ve analiz yöntemlerinin sistem davranışına ve deprem performansına etkileri araştırılmıştır.

3) Çalışmanın sayısal incelemelerine dayanarak elde edilen başlıca sonuçlar aşağıda özetlenmiştir:

a- Ülkemizde yürürlükte olan yönetmeliklere uygun olarak boyutlandırılan yapı sistemlerinin performans seviyeleri, bazı özel haller dışında, hedeflenen düzeydedir.

b- Yerdeğiştirme kriterlerine bağlı olarak belirlenen yapı performansı, plastik mafsallardaki plastik dönmeler esas alınarak belirlenen performansa oranla daha elverişsiz sonuç vermektedir.

c- Zemin sınıfı Z2 den Z4 e doğru gittikçe, zemin sınıfının özelliklerini göz önüne alacak şekilde boyutlandırma yapılmasına karşılık, yapı performansında azalma meydana gelmektedir.

d- 1975 Türk deprem yönetmeliğine göre, bölgesel burkulma kriterleri göz önüne alınmaksızın boyutlandırılan sistemlerde, taban kesme kuvveti/yapı ağırlığı şeklinde tanımlanan deprem katsayısı genellikle daha büyük değer almakla beraber, performans sınırlarının düşük olması nedeniyle yapı performansı daha düşük düzeyde kalmaktadır.

e- 2005 Türk deprem yönetmeliği taslağındaki yaklaşım ile elde edilen performans noktalarına ait yatay yerdeğiştirmeler, kapasite spektrumu yöntemi ile bulunan performans noktası yerdeğiştirmelerinden daha büyük değerler almaktadır. Her iki yöntem arasındaki fark, zemin grubu Z4 e doğru ilerledikçe daha belirgin olmaktadır.

f- Yerdeğiştirme sınırlaması göz önüne alınmaksızın boyutlandırılan yapı sistemlerinde, özellikle yerdeğiştirmeler cinsinden belirlenen performans değerleri daha elverişsiz sonuçlar vermektedir.

g- Kapasite eğrisinde göçme noktası esas alınarak hesaplanan R taşıyıcı sistem davranış katsayısı değerleri, bazı özel haller dışında, genellikle $R \geq 8$ değerlerini almaktadır.

h- Yapı sisteminin yatay yük taşıma kapasitesinin tasarım yatay yüklerine oranı olarak tanımlanan ek dayanım katsayısının değerleri, zemin sınıfına bağlı olarak, 3-4 arasında değişmektedir.

4) Bina yüksekliği 10 m den daha az olan tek veya iki katlı çelik endüstri yapıları için yapılan inceleme, ikinci mertebe etkilerinin etkin olacağı çok katlı çelik yapıları kapsayacak şekilde genişletilmeye açıktır.

5) Bu çalışmada esas alınan inceleme yöntemi benzer şekilde uygulanmak suretiyle, çeşitli yönetmeliklerde yer alan analiz ve boyutlandırma kriterlerinin, doğrusal olmayan teori çerçevesinde irdelenmesi mümkün olabilmektedir.

KAYNAKLAR

[1] **ATC-40**, 1996. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, *Applied Technology Council,* California.

[2] **FEMA-273**, 1997. NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, *Federal Emergency Management Agency,* Washington.

[3] **FEMA-356**, 2000. Prestandart and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, *Federal Emergency Management Agency,* Washington.

[4] **FEMA-440**, 2005. Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, *Federal Emergency Management Agency,* Washington.

[5] **TDY-05 Taslağı**, 2005. Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, *Bayındırlık ve İskan Bakanlığı,* Ankara.

[6] **Çakıroğlu, A., Özden, E., Özmen, G.,** 1992. Yapı Sistemlerinin Hesabı İçin Matris Metotları ve Elektronik Hesap Makinası Programları, Cilt 1, 2, *İTÜ İnşaat Fakültesi Matbaası*, İstanbul.

[7] **Özer, E.**, 2004. Yapı Sistemlerinin Lineer Olmayan Analizi Ders Notları, *www.ins.itu.edu.tr/eozer*, İstanbul.

[8] **Çakıroğlu, A. ve Özer, E.**, 1980. Malzeme ve Geometri Değişimleri Bakımından Lineer Olmayan Sistemler, Cilt I, Matbaa Teknisyenleri Basımevi, İstanbul.

[9] **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.

[10] **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.

[11] **Özer, E.**, 1987. Determination of Second-Order Limit Load by a Method of Load Increments, *Bulletin of the Technical University of Istanbul,* 40(4), 815-836, İstanbul.

[12] **İrtem, E.**, 1991. Uzay Çubuk Sistemlerde İkinci Mertebe Limit Yükün Hesabı İçin Bir Yük Artımı Yöntemi**,** *Doktora Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

[13] **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.

[14] **Neal, B.G.,** 1956. The Plastic Methods of Structural Analysis, Chapman & Hall, London.

[15] **Hodge, P.G.,** 1959. Plastic Analysis of Structures, McGraw-Hill, New York.

[16] **TS-498**, 1997. Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.

[17] **ABYYHY**, 1998. Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (TDY-98), *Bayındırlık ve İskan Bakanlığı,* Ankara.

[18] **ABYYHY**, 1975. Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, *Bayındırlık ve İskan Bakanlığı,* Ankara.

[19] **DIN-4114**, 1952. Stahlbau, Stabilitätsfälle (Knickung, Kippung, Beulung), Berechnungs-grundlagen, Teil 1, *Deutsches Institut für Normung,* Berlin.

[20] **UBC97**, 1997. Uniform Building Code, *International Conference of Building Officials, Whittier*, Calfornia

[21] **SAP 2000**, 2000. Structural Analysis User's Manual, Computers and Structures Inc., Berkeley, California.

[22] **Özcihan, B.**, 2001. Merkezi ve Dışmerkez Çaprazlı Çelik Yapı Sistemlerinde Lineer Olmayan Davranışın İncelenmesi ve Süneklik Düzeyinin Belirlenmesi, *Yüksek Lisans Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

[23] **Gürhan, C.**, 1990. Comparison of Methods of Structural Analysis Second-order Elastic-plastic Analysis of Gable Frames**,** *M. S. Thesis,* I.T.U. Institute of Science and Technology, İstanbul.

EKLER

EK A

İNCELENEN YAPI SİSTEMLERİNİN

AYRINTILI PERFORMANS DEĞERLENDİRMESİ

İNCELENEN SİSTEM

SİSTEM: 1

BOYUTLANDIRMA KRİTERİ

G + Q, G + Q ± W, G + Q ± E

1975 Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik
(Kompakt Olmayan Kesit)

DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZ İÇİN KULLANILAN YÖNTEM

CSM

(KOD: O1)

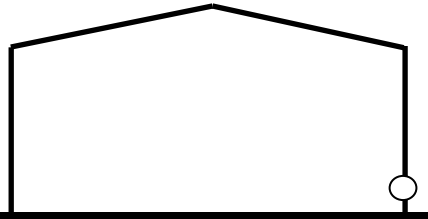
Tablo A.1 Z2 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 01)

		G + Q	G + Q ± W	G + Q ± E	
Kolon	350/10 * 270/12	1,16 t / cm^2	1,36 t / cm^2	**1,82** t / cm^2	$\mathbf{V_T / W}$ = 0,0866
Kiriş	390/8 * 270/10	**1,25** t / cm^2	1,25 t / cm^2	1,55 t / cm^2	

	δ_E		δ/h	UBC		δ/h	
δ_1	0,0107	m	0,0027	0,0143	m	0,0036	**T** = 0,7751 > 0,7
δ_2-δ_1	0,0129	m	0,0032	0,0143	m	0,0036	

Performans Noktası : δ = **0,1207** m **V = 18,054** t

V	$\Delta_{çatı}$	Sa	Sd	Δ_{lineer}	μ	
12,313	0,0634	0,2616	0,0397	0,0634	1	PM 1
18,054	0,1207	0,3836	0,0755	0,093	1,2981	**PN**
18,328	0,1234	0,3894	0,0772	0,0944	1,3076	PM2
18,817	0,1374	0,3998	0,086	0,0969	1,4181	PM 3
19,638	0,2134	0,4173	0,1336	0,1011	2,1105	**GN**



0,0117 rad
HK - CG

$\mathbf{V_T}$ =	4,6545 t	$\mathbf{V_{GN} / V_T}$ =	4,2191	$\mathbf{R_{(GN)}}$ =	9,0491
		$\mathbf{V_{PN} / V_T}$ =	3,8788	$\mathbf{R_{(PN)}}$ =	5,1168
$\mathbf{V_{PM1}}$=	12,313 t	$\mathbf{V_{PM1} / V_T}$ =	2,6454		

<u>% 2 yerdeğiştirme için</u>
δ = 0,2 m
R = 8,4809

$\delta_{çatı}$	0,1214	δ_2-δ_1	δ/h	
δ_2 (m)	0,1063	0,0654	0,0164	CG
δ_1 (m)	0,0408		0,0102	CG

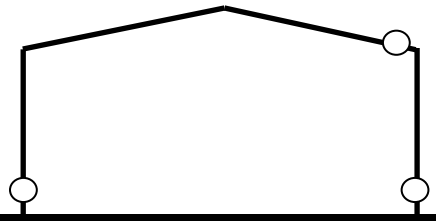
Tablo A.2 Z3 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 01)

		G + Q	G + Q ± W	G + Q ± E	
Kolon	380/10 * 270/12	1,07 t / cm^2	1,25 t / cm^2	1,81 t / cm^2	**V_T / W =** 0,1085
Kiriş	390/8 * 270/10	**1,25** t / cm^2	1,25 t / cm^2	1,63 t / cm^2	

	δ_E		**δ/h**	**UBC**		**δ/h**	
δ_1	0,0115	m	0,0029	0,0143	m	0,0036	**T** = 0,72205 > 0,7
δ_2-δ_1	0,0144	m	0,0036	0,0143	m	0,0036	

Performans Noktası : δ = **0,1457** m **V = 20,203** t

V	**$\Delta_{çatı}$**	**Sa**	**Sd**	**Δ_{lineer}**	**μ**		
13,434	0,06	0,2879	0,0373	0,06	1	PM 1	0,0046 rad HK - CG
19,759	0,116	0,4235	0,0721	0,0882	1,3145	PM 2	
19,912	0,12	0,4268	0,0746	0,0889	1,3493	PM 3	
20,203	0,1457	0,433	0,0906	0,0902	1,6151	**PN**	0,0041 rad HK - CG / 0,0148 rad **CG - GÖ**
20,75	0,194	0,4447	0,1206	0,0927	2,0933	**GN**	



V_T =	5,8309	t	**V_{GN} / V_T** =	3,5587	**$R_{(GN)}$** = 7,4876	<u>% 2 yerdeğiştirme için</u>
			V_{PN} / V_T =	3,4649	**$R_{(PN)}$** = 5,6247	δ = 0,2 m
V_{PM1}=	13,434	t	**V_{PM1} / V_T** =	2,304		**R** = 7,7192

$\delta_{çatı}$	0,146	**δ_2-δ_1**	**δ/h**	
δ_2 (m)	0,1301	0,0754	0,0189	CG
δ_1 (m)	0,0547		0,0137	CG

Tablo A.3 Z4 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 01)

		G + Q	G + Q ± W	G + Q ± E	
Kolon	430/12 * 270/12	0,9 t / cm^2	1,04 t / cm^2	**1,85** t / cm^2	V_T / W = 0,16
Kiriş	430/8 * 270/10	**1,11** t / cm^2	1,11 t / cm^2	1,6 t / cm^2	

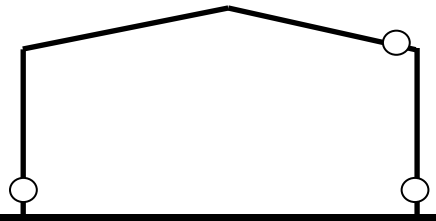
	δ_E		δ/h	UBC		δ/h	
δ_1	0,0126	m	0,0032	0,0179	m	0,0045	**T** = 0,62518 < 0,7
δ_2-δ_1	0,0161	m	0,004	0,0179	m	0,0045	

Performans Noktası : δ = **0,1224** m **V = 24,412** t

V	$\Delta_{çatı}$	Sa	Sd	Δ_{lineer}	μ	
17,179	0,058	0,37	0,0359	0,058	1	PM 1
23,717	0,1033	0,5107	0,064	0,0801	1,2901	PM 2
24,31	0,1153	0,5235	0,0714	0,0821	1,4048	PM 3
24,412	0,1224	0,5257	0,0758	0,0824	1,4848	**PN**
25,287	0,1833	0,5446	0,1136	0,0854	2,147	**GN**

0,0014 rad HK - CG

0,0033 rad HK - CG



0,0114 rad **CG -GÖ**

V_T =	8,5997	t	V_{GN} / V_T =	2,9405	$R_{(GN)}$ =	6,3629	% 2 yerdeğiştirme için
			V_{PN} / V_T =	2,8386	$R_{(PN)}$ =	4,2479	δ = 0,2 m
V_{PM1}=	17,179	t	V_{PM1} / V_T =	1,9977			**R** = 6,9426

$\delta_{çatı}$	0,1233	δ_2-δ_1	δ/h	
δ_2 (m)	0,1117	0,0644	0,0161	CG
δ_1 (m)	0,0473		0,0118	CG

İNCELENEN SİSTEM

SİSTEM: 1

BOYUTLANDIRMA KRİTERİ

G + Q, G + Q ± W, G + Q ± E

1998 Türk Deprem Yönetmeliği

DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZ İÇİN KULLANILAN YÖNTEM

CSM

(KOD: O2)

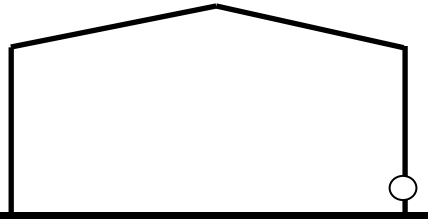
Tablo A.4 Z2 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 02)

		G + Q	G + Q ± W	G + Q ± E	
Kolon	350/12 * 200/14	1,27 t / cm^2	1,49 t / cm^2	**1,87** t / cm^2	V_T / W = 0,0709
Kiriş	400/8 * 200/12	**1,36** t / cm^2	1,36 t / cm^2	1,62 t / cm^2	

	δ_E		δ/h	UBC		δ/h	
δ_1	0,0096	m	0,0024	0,0143	m	0,0036	**T** = 0,81207 > 0,7
δ_2-δ_1	0,0115	m	0,0029	0,0143	m	0,0036	

Performans Noktası : δ = **0,1277** m **V = 17,018** t

V	$\Delta_{çatı}$	Sa	Sd	Δ_{lineer}	μ	
10,813	0,06	0,2294	0,0376	0,06	1	PM 1
17,018	0,1277	0,3611	0,0801	0,0944	1,3528	**PN**
17,042	0,128	0,3616	0,0802	0,0946	1,3536	PM 2
17,042	0,128	0,3616	0,0802	0,0946	1,3536	PM 3
18,77	0,3	0,3983	0,188	0,1042	2,8803	**GN**



0,0133
HK - CG

V_T =	3,814	t	V_{GN} / V_T =	4,9215	$R_{(GN)}$ =	14,165
			V_{PN} / V_T =	4,4621	$R_{(PN)}$ =	6,0315
V_{PM1}=	10,813	t	V_{PM1} / V_T =	2,8351		

% 2 yerdeğiştirme için
δ = 0,2 m
R = 9,4431

$\delta_{çatı}$	0,128	δ_2-δ_1	δ/h	
δ_2 (m)	0,1116	0,069	0,0173	CG
δ_1 (m)	0,0426		0,0106	CG

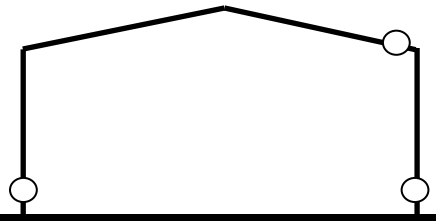
Tablo A.5 Z3 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 02)

		G + Q	G + Q ± W	G + Q ± E	
Kolon	390/12 * 200/16	1,07 t / cm^2	1,25 t / cm^2	**1,85** t / cm^2	V_T / W = 0,1096
Kiriş	410/8 * 200/12	**1,36** t / cm^2	1,36 t / cm^2	1,72 t / cm^2	

	δ_E		δ/h	UBC		δ/h	
δ_1	0,0111	m	0,0028	0,0143	m	0,0036	T = 0,707247 > 0,7
δ_2-δ_1	0,0141	m	0,0035	0,0143	m	0,0036	

Performans Noktası : δ = **0,1422** m **V = 20,428** t

V	$\Delta_{çatı}$	Sa	Sd	Δ_{lineer}	μ		
14,411	0,0631	0,3099	0,0391	0,0631	1	PM 1	0,0068 rad HK - CG
19,312	0,1051	0,4153	0,0652	0,0846	1,2429	PM 2	
20,141	0,1171	0,4331	0,0726	0,0882	1,3278	PM 3	
20,428	0,1422	0,4393	0,0882	0,0894	1,5897	**PN**	0,0032 rad HK
21,835	0,2651	0,4696	0,1644	0,0956	2,7728	**GN**	0,0135 rad HK - CG



V_T =	5,892	t	V_{GN} / V_T =	3,7059	$R_{(GN)}$ = 10,514
			V_{PN} / V_T =	3,4671	$R_{(PN)}$ = 5,6394
V_{PM1}=	14,411	t	V_{PM1} / V_T =	2,4458	

<u>% 2 yerdeğiştirme için</u>
δ = 0,2 m
R = 7,9319

$\delta_{çatı}$	0,1411	δ_2-δ_1	δ/h	
δ_2 (m)	0,1247	0,0737	0,0184	CG
δ_1 (m)	0,0509		0,0127	CG

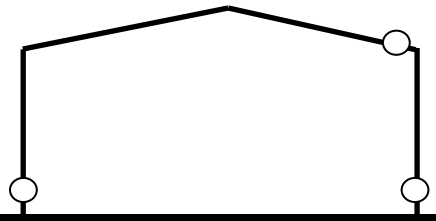
Tablo A.6 Z4 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 02)

		G + Q	G + Q ± W	G + Q ± E	
Kolon	420/12 * 200/16	1 t / cm^2	1,17 t / cm^2	**1,84** t / cm^2	V_T / **W** = 0,125
Kiriş	420/8 * 200/12	**1,34** t / cm^2	1,34 t / cm^2	1,72 t / cm^2	

	δ_E	δ/h	UBC	δ/h	
δ_1	0,0109 m	0,0027	0,0179 m	0,0045	**T** = 0,658946 < 0,7
δ_2-δ_1	0,0142 m	0,0035	0,0179 m	0,0045	

Performans Noktası : δ = **0,1365** m **V = 22,216** t

V	$\Delta_{çatı}$	Sa	Sd	Δ_{lineer}	μ	
16,063	0,0617	0,3473	0,0381	0,0617	1	PM 1
21,1	0,0997	0,4563	0,0616	0,081	1,2302	PM 2
21,884	0,1097	0,4732	0,0678	0,0841	1,3051	PM 3
22,216	0,1365	0,4804	0,0843	0,0853	1,5991	**PN**
23,694	0,2557	0,5123	0,158	0,091	2,8096	**GN**



V_T =	6,7205 t	V_{GN} / V_T =	3,5256	$R_{(GN)}$ =	10,183
		V_{PN} / V_T =	3,3056	$R_{(PN)}$ =	5,4343
V_{PM1}=	16,063 t	V_{PM1} / V_T =	2,3902		

<u>% 2 yerdeğiştirme için</u>
δ = 0,2 m
R = 7,965

$\delta_{çatı}$	0,1357	δ_2-δ_1	δ/h	
δ_2 (m)	0,1204	0,0709	0,0177	CG
δ_1 (m)	0,0495		0,0124	CG

İNCELENEN SİSTEM

SİSTEM: 1

BOYUTLANDIRMA KRİTERİ

G + Q, G + Q ± W, G + Q ± E

1998 Türk Deprem Yönetmeliği

DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZ İÇİN KULLANILAN YÖNTEM

TDY'05

(KOD: O3)

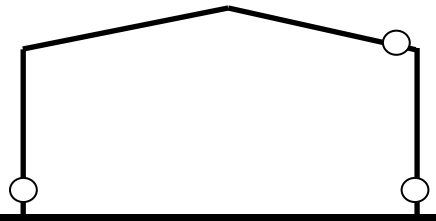
Tablo A.7 Z2 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 03)

		G + Q	G + Q ± W	G + Q ± E	
Kolon	350/12 * 200/14	1,27 t / cm^2	1,49 t / cm^2	**1,87** t / cm^2	V_T / W = 0,0709
Kiriş	400/8 * 200/12	**1,36** t / cm^2	1,36 t / cm^2	1,62 t / cm^2	

	δ_E		δ/h	UBC		δ/h	
δ_1	0,0096	m	0,0024	0,0143	m	0,0036	**T** = 0,81207 > 0,7
δ_2-δ_1	0,0115	m	0,0029	0,0143	m	0,0036	

Performans Noktası : δ = **0,1484** m **V = 17,249** t

V	$\Delta_{çatı}$	Sa	Sd	Δ_{lineer}	μ		
10,813	0,06	0,2294	0,0376	0,06	1	PM 1	0,0034 rad HK - CG
17,042	0,128	0,3616	0,0802	0,0946	1,3536	PM 2	
17,042	0,128	0,3616	0,0802	0,0946	1,3536	PM 3	
17,249	0,1484	0,366	0,093	0,0957	1,5504	**PN**	0,0028 rad HK — 0,016 rad HK - CG
18,77	0,3	0,3983	0,188	0,1042	2,8803	**GN**	



V_T =	3,814	t	V_{GN} / V_T =	4,9215	$R_{(GN)}$ =	14,165
			V_{PN} / V_T =	4,4621	$R_{(PN)}$ =	6,0315
V_{PM1}=	10,813	t	V_{PM1} / V_T =	2,8351		

<u>% 2 yerdeğiştirme için</u>
δ = 0,2 m
R = 9,4431

$\delta_{çatı}$	0,148	δ_2-δ_1	δ/h	
δ_2 (m)	0,1303	0,0771	0,0193	CG
δ_1 (m)	0,0532		0,0133	CG

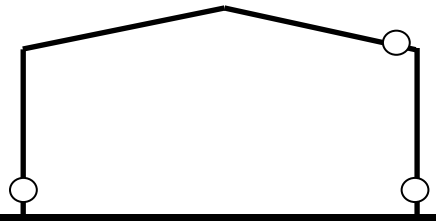
Tablo A.8 Z3 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 03)

		G + Q	G + Q ± W	G + Q ± E	
Kolon	390/12 * 200/16	1,07 t / cm^2	1,25 t / cm^2	**1,85** t / cm^2	V_T / W = 0,1096
Kiriş	410/8 * 200/12	**1,36** t / cm^2	1,36 t / cm^2	1,72 t / cm^2	

	δ_E		δ/h	UBC		δ/h	
δ_1	0,0111	m	0,0028	0,0143	m	0,0036	T = 0,707247 > 0,7
δ_2-δ_1	0,0141	m	0,0035	0,0143	m	0,0036	

Performans Noktası : δ = **0,1811** m V = **20,874** t

V	$\Delta_{çatı}$	Sa	Sd	Δ_{lineer}	μ		
14,411	0,0631	0,3099	0,0391	0,0631	1	PM 1	0,0138 rad HK - CG
19,312	0,1051	0,4153	0,0652	0,0846	1,2429	PM 2	
20,141	0,1171	0,4331	0,0726	0,0882	1,3278	PM 3	
20,874	0,1811	0,4489	0,1123	0,0914	1,9811	**PN**	0,0085 rad HK - CG / 0,0189 rad HK - CG
21,835	0,2651	0,4696	0,1644	0,0956	2,7728	**GN**	



V_T =	5,892	t	V_{GN} / V_T =	3,7059	$R_{(GN)}$ =	10,514
			V_{PN} / V_T =	3,4671	$R_{(PN)}$ =	5,6394
V_{PM1}=	14,411	t	V_{PM1} / V_T =	2,4458		

<u>% 2 yerdeğiştirme için</u>
δ = 0,2 m
R = 7,9319

$\delta_{çatı}$	0,1811	δ_2-δ_1	δ/h	
δ_2 (m)	0,1619	0,0904	**0,0226**	**GÖ**
δ_1 (m)	0,0716		0,0179	CG

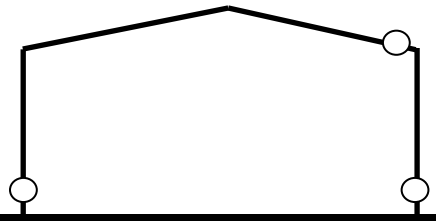
Tablo A.9 Z4 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 03)

		G + Q	G + Q ± W	G + Q ± E	
Kolon	420/12 * 200/16	1 t / cm^2	1,17 t / cm^2	**1,84** t / cm^2	V_T / W = 0,125
Kiriş	420/8 * 200/12	**1,34** t / cm^2	1,34 t / cm^2	1,72 t / cm^2	

	δ_E		δ/h	UBC		δ/h	
δ_1	0,0109	m	0,0027	0,0179	m	0,0045	T = 0,658946 < 0,7
δ_2-δ_1	0,0142	m	0,0035	0,0179	m	0,0045	

Performans Noktası : δ = **0,2137** m V = **23,174** t

V	$\Delta_{çatı}$	Sa	Sd	Δ_{lineer}	μ		
16,063	0,0617	0,3473	0,0381	0,0617	1	PM 1	0,0207 CG - GÖ
21,1	0,0997	0,4563	0,0616	0,081	1,2302	PM 2	
21,884	0,1097	0,4732	0,0678	0,0841	1,3051	PM 3	
23,174	0,2137	0,5011	0,132	0,0890	2,4004	**PN**	0,0139 HK - CG / 0,0232 HK - CG
23,694	0,2557	0,5123	0,158	0,091	2,8096	**GN**	



V_T =	6,7205	t	V_{GN} / V_T =	3,5256	$R_{(GN)}$ =	10,183
			V_{PN} / V_T =	3,3056	$R_{(PN)}$ =	5,4343
V_{PM1}=	16,063	t	V_{PM1} / V_T =	2,3902		

% 2 yerdeğiştirme için
δ = 0,2 m
R = 7,965

$\delta_{çatı}$	0,2137	δ_2-δ_1	δ/h	
δ_2 (m)	0,1929	0,1033	**0,0258**	**GÖ**
δ_1 (m)	0,0896		**0,0224**	**GÖ**

İNCELENEN SİSTEM

SİSTEM: 1

BOYUTLANDIRMA KRİTERİ

G + Q, G + Q ± W, G + nQ ± E

(Deplasman sınırı ihmal edildi)

DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZ İÇİN KULLANILAN YÖNTEM

CSM

(KOD: O4)

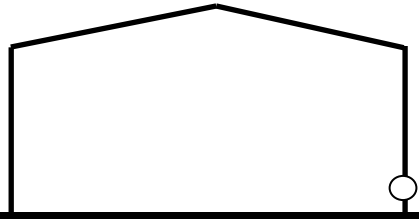
Tablo A.10 Z2 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 04)

		G + Q	G + Q ± W	G + nQ ± E	
Kolon	350/12 * 200/14	**1,27** t / cm^2	1,49 t / cm^2	1,44 t / cm^2	V_T / **W** = 0,0709
Kiriş	400/8 * 200/12	**1,36** t / cm^2	1,36 t / cm^2	1,04 t / cm^2	

	δ_E		δ/h	UBC		δ/h	
δ_1	0,0096	m	0,0024	0,0143	m	0,0036	**T** = 0,812065 > 0,7
δ_2-δ_1	0,0115	m	0,0029	0,0143	m	0,0036	

Performans Noktası : δ = **0,1278** m **V = 17,041** t

V	$\Delta_{çatı}$	Sa	Sd	Δ_{lineer}	μ	
10,826	0,06	0,2297	0,0376	0,06	1	PM 1
17,041	0,1278	0,3616	0,0801	0,0944	1,3531	**PN**
17,06	0,128	0,362	0,0802	0,0946	1,3538	PM 2
17,06	0,128	0,362	0,0802	0,0946	1,3538	PM 3
18,79	0,3	0,3987	0,188	0,1041	2,8808	**GN**



0,0133 rad
HK - CG

V_T =	3,814	t	V_{GN} / V_T =	4,9267	$R_{(GN)}$ =	14,165
			V_{PN} / V_T =	4,4681	$R_{(PN)}$ =	6,0338
V_{PM1}=	10,826	t	V_{PM1} / V_T =	2,8385		

<u>% 2 yerdeğiştirme için</u>
δ = 0,2 m
R = 9,4431

$\delta_{çatı}$	0,128	δ_2-δ_1	δ/h	
δ_2 (m)	0,1116	0,069	0,0172	CG
δ_1 (m)	0,0426		0,0106	CG

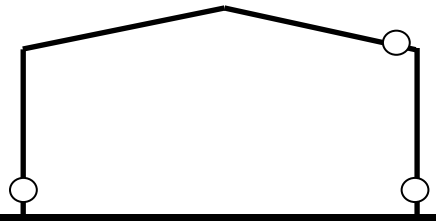
Tablo A.11 Z3 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 04)

		G + Q	G + Q ± W	G + nQ ± E	
Kolon	350/12 * 200/14	**1,27** t / cm^2	1,49 t / cm^2	1,67 t / cm^2	V_T / W = 0,0981
Kiriş	400/8 * 200/12	**1,36** t / cm^2	1,36 t / cm^2	1,14 t / cm^2	

	δ_E		δ/h	UBC		δ/h	
δ_1	0,0133	m	0,0033	0,0143	m	0,0036	T = 0,812065 > 0,7
δ_2-δ_1	**0,0159**	m	0,004	0,0143	m	0,0036	

Performans Noktası : δ = **0,1701** m **V = 17,464** t

V	$\Delta_{çatı}$	Sa	Sd	Δ_{lineer}	μ		
10,813	0,06	0,2294	0,0376	0,06	1	PM 1	0,0069 rad HK - CG
17,042	0,128	0,3616	0,0802	0,0946	1,3536	PM 2	
17,042	0,128	0,3616	0,0802	0,0946	1,3536	PM 3	
17,464	0,1701	0,3706	0,1066	0,0969	1,7548	**PN**	0,0055 rad HK
18,77	0,3	0,3983	0,188	0,1042	2,8803	**GN**	0,0188 rad HK - CG



V_T =	5,2753	t	V_{GN} / V_T =	3,5581	$R_{(GN)}$ =	10,241	% 2 yerdeğiştirme için
			V_{PN} / V_T =	3,3106	$R_{(PN)}$ =	5,8051	δ = 0,2 m
V_{PM1}=	10,813	t	V_{PM1} / V_T =	2,0497			R = 6,8272

$\delta_{çatı}$	0,168	δ_2-δ_1	δ/h	
δ_2 (m)	0,149	0,0853	**0,0213**	**GÖ**
δ_1 (m)	0,0638		0,0159	CG

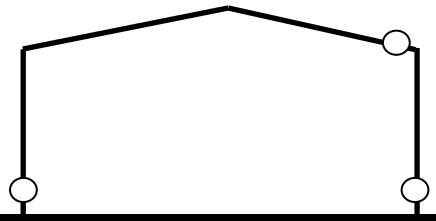
Tablo A.12 Z4 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 04)

		G + Q	G + Q ± W	G + nQ ± E	
Kolon	350/12 * 200/15	1,21 t / cm^2	1,42 t / cm^2	**1,83** t / cm^2	V_T / W = 0,125
Kiriş	400/8 * 200/12	**1,37** t / cm^2	1,37 t / cm^2	1,23 t / cm^2	

	δ_E		δ/h	UBC		δ/h	
δ_1	**0,0163**	m	0,0041	0,0143	m	0,0036	**T** = 0,79671 > 0,7
δ_2-δ_1	**0,0197**	m	0,0049	0,0143	m	0,0036	

Performans Noktası : δ = **0,2524** m **V = 18,337** t

V	$\Delta_{çatı}$	Sa	Sd	Δ_{lineer}	μ		
10,931	0,0596	0,2324	0,0373	0,0596	1	PM 1	0,0218 rad **CG - GÖ**
17,044	0,1255	0,3624	0,0785	0,0929	1,3505	PM 2	
17,044	0,1255	0,3624	0,0785	0,0929	1,3505	PM 3	
18,337	0,2524	0,39	0,1579	0,1	2,5245	**PN**	0,0176 rad HK - CG / 0,0303 rad HK - CG
18,776	0,2955	0,3993	0,1849	0,1024	2,8863	**GN**	



V_T =	6,7205	t	V_{GN} / V_T =	2,7939	$R_{(GN)}$ =	8,2038	<u>% 2 yerdeğiştirme için</u>
			V_{PN} / V_T =	2,7285	$R_{(PN)}$ =	7,0075	δ = 0,2 m
V_{PM1}=	10,931	t	V_{PM1} / V_T =	1,6264			**R** = 5,5525

$\delta_{çatı}$	0,2515	δ_2-δ_1	δ/h	
δ_2 (m)	0,2274	0,1189	**0,0297**	**GÖ**
δ_1 (m)	0,1085		**0,0271**	**GÖ**

İNCELENEN SİSTEM

SİSTEM: 1

BOYUTLANDIRMA KRİTERİ

G + Q, G + Q ± W, G + nQ ± E

DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZ İÇİN KULLANILAN YÖNTEM

CSM

(KOD: O5)

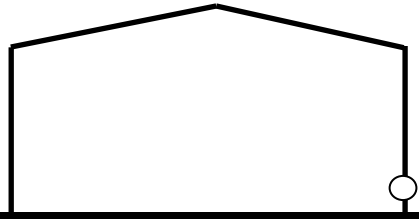
Tablo A.13 Z2 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 05)

		G + Q	G + Q ± W	G + nQ ± E	
Kolon	350/12 * 200/14	1,18 t / cm^2	1,44 t / cm^2	1,42 t / cm^2	V_T / W = 0,0709
Kiriş	400/8 * 200/12	**1,36** t / cm^2	1,36 t / cm^2	1,04 t / cm^2	

	δ_E		δ/h	UBC		δ/h	
δ_1	**0,0096**	m	0,0024	0,0143	m	0,0036	**T** = 0,812065 > 0,7
δ_2-δ_1	**0,0115**	m	0,0029	0,0143	m	0,0036	

Performans Noktası : δ = **0,1278** m **V = 17,041** t

V	$\Delta_{çatı}$	Sa	Sd	Δ_{lineer}	μ	
10,826	0,06	0,2297	0,0376	0,06	1	PM 1
17,041	0,1278	0,3616	0,0801	0,0944	1,3531	**PN**
17,06	0,128	0,362	0,0802	0,0946	1,3538	PM 2
17,06	0,128	0,362	0,0802	0,0946	1,3538	PM 3
18,79	0,3	0,3987	0,188	0,1041	2,8808	**GN**



0,0133 rad
HK - CG

V_T =	3,814	t	V_{GN} / V_T =	4,9267	$R_{(GN)}$ =	14,165
			V_{PN} / V_T =	4,4681	$R_{(PN)}$ =	6,0338
V_{PM1}=	10,826	t	V_{PM1} / V_T =	2,8385		

<u>% 2 yerdeğiştirme için</u>
δ = 0,2 m
R = 9,4431

$\delta_{çatı}$	0,128	δ_2-δ_1	δ/h	
δ_2 (m)	0,1116	0,069	0,0172	CG
δ_1 (m)	0,0426		0,0106	CG

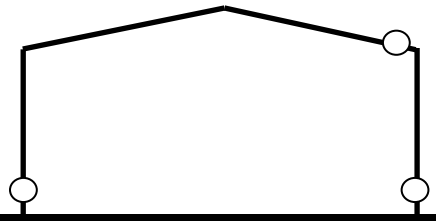
Tablo A.14 Z3 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 05)

		G + Q	G + Q ± W	G + nQ ± E	
Kolon	390/14 * 200/16	1 t / cm^2	1,16 t / cm^2	1,39 t / cm^2	**V_T / W =** 0,1101
Kiriş	400/8 * 200/12	**1,36** t / cm^2	1,36 t / cm^2	1,18 t / cm^2	

	δ_E		δ/h	UBC		δ/h	
δ_1	**0,011**	m	0,0027	0,0143	m	0,0036	**T** = 0,703105 > 0,7
δ_2-δ_1	**0,0142**	m	0,0035	0,0143	m	0,0036	

Performans Noktası : δ = **0,1411** m **V = 20,623** t

V	$\Delta_{çatı}$	Sa	Sd	Δ_{lineer}	μ	
14,921	0,0651	0,3224	0,0402	0,0651	1	PM 1
18,885	0,0991	0,4081	0,0613	0,0824	1,2027	PM 2
20,402	0,1211	0,4409	0,0749	0,089	1,3604	PM 3
20,623	0,1411	0,4457	0,0872	0,09	1,568	**PN**
21,925	0,2591	0,4738	0,1601	0,0957	2,7085	**GN**



V_T =	5,9198	t	V_{GN} / V_T =	3,7037	$R_{(GN)}$ =	10,296
			V_{PN} / V_T =	3,4837	$R_{(PN)}$ =	5,6064
V_{PM1}=	14,921	t	V_{PM1} / V_T =	2,5205		

<u>% 2 yerdeğiştirme için</u>
δ = 0,2 m
R = 7,9472

$\delta_{çatı}$	0,1411	δ_2-δ_1	δ/h	
δ_2 (m)	0,1237	0,0744	0,0186	CG
δ_1 (m)	0,0493		0,0123	CG

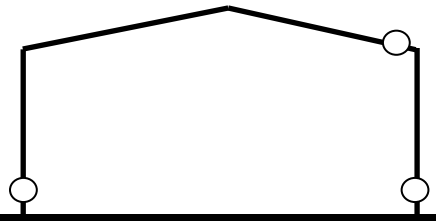
Tablo A.15 Z4 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 05)

		G + Q	G + Q ± W	G + nQ ± E	
Kolon	400/14 * 200/16	0,97 t / cm^2	1,14 t / cm^2	1,46 t / cm^2	V_T / W = 0,125
Kiriş	400/8 * 200/12	**1,37** t / cm^2	1,37 t / cm^2	1,24 t / cm^2	

	δ_E		δ/h	UBC		δ/h	
δ_1	0,0119	m	0,003	0,0179	m	0,0045	**T** = 0,687473 > 0,7
δ_2-δ_1	0,0155	m	0,0039	0,0179	m	0,0045	

Performans Noktası : δ = **0,151** m **V = 21,204** t

V	$\Delta_{çatı}$	Sa	Sd	Δ_{lineer}	μ		
15,026	0,062	0,3256	0,0382	0,062	1	PM 1	0,0106 rad HK - CG
19,141	0,096	0,4148	0,0592	0,079	1,2155	PM 2	
20,858	0,12	0,452	0,074	0,0861	1,3943	PM 3	
21,204	0,151	0,4596	0,0932	0,0875	1,7261	**PN**	0,0039 rad HK
22,377	0,256	0,485	0,1579	0,0923	2,7725	**GN**	0,0142 rad HK - CG



V_T =	6,7205	t	V_{GN} / V_T =	3,3296	$R_{(GN)}$ = 9,3431	% 2 yerdeğiştirme için
			V_{PN} / V_T =	3,1552	$R_{(PN)}$ = 5,512	δ = 0,2 m
V_{PM1}=	15,026	t	V_{PM1} / V_T =	2,2358		**R** = 7,2993

$\delta_{çatı}$	0,15	δ_2-δ_1	δ/h	
δ_2 (m)	0,1319	0,0782	0,0195	CG
δ_1 (m)	0,0538		0,0134	CG

İNCELENEN SİSTEM

SİSTEM: 1

BOYUTLANDIRMA KRİTERİ

G + Q, G + Q ± W, G + nQ ± E

DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZ İÇİN KULLANILAN YÖNTEM

TDY'05

(KOD: O6)

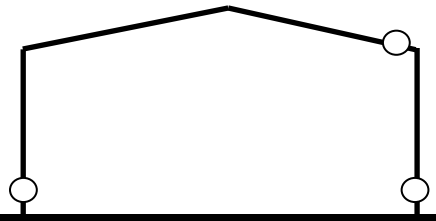
Tablo A.16 Z2 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 06)

		G + Q	G + Q ± W	G + nQ ± E	
Kolon	350/12 * 200/14	1,18 t / cm^2	1,44 t / cm^2	1,42 t / cm^2	V_T / W = 0,0709
Kiriş	400/8 * 200/12	**1,36** t / cm^2	1,36 t / cm^2	1,04 t / cm^2	

	δ_E		δ/h	UBC		δ/h	
δ_1	**0,0096**	m	0,0024	0,0143	m	0,0036	**T** = 0,812065 > 0,7
δ_2-δ_1	**0,0115**	m	0,0029	0,0143	m	0,0036	

Performans Noktası : δ = **0,1439** m **V = 17,221** t

V	$\Delta_{çatı}$	Sa	Sd	Δ_{lineer}	μ		
10,826	0,06	0,2297	0,0376	0,06	1	PM 1	0,0027 rad HK
17,06	0,128	0,362	0,0802	0,0946	1,3538	PM 2	
17,06	0,128	0,362	0,0802	0,0946	1,3538	PM 3	
17,221	0,1439	0,3654	0,0902	0,0954	1,508	**PN**	0,0022 rad HK
18,79	0,3	0,3987	0,188	0,1041	2,8808	**GN**	0,0155 rad HK - CG



V_T =	3,814	t	V_{GN} / V_T =	4,9267	$R_{(GN)}$ =	14,165
			V_{PN} / V_T =	4,4681	$R_{(PN)}$ =	6,0338
V_{PM1}=	10,826	t	V_{PM1} / V_T =	2,8385		

<u>% 2 yerdeğiştirme için</u>
δ = 0,2 m
R = 9,4431

$\delta_{çatı}$	0,144	δ_2-δ_1	δ/h	
δ_2 (m)	0,1266	0,0755	0,0189	CG
δ_1 (m)	0,0511		0,0128	CG

Tablo A.17 Z3 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 06)

		G + Q	G + Q ± W	G + nQ ± E	
Kolon	390/14 * 200/16	1 t / cm^2	1,16 t / cm^2	1,39 t / cm^2	V_T / W = 0,1101
Kiriş	400/8 * 200/12	**1,36** t / cm^2	1,36 t / cm^2	1,18 t / cm^2	

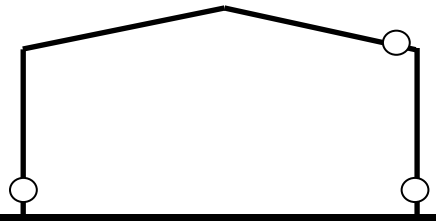
	δ_E		δ/h	UBC		δ/h	
δ_1	**0,011**	m	0,0027	0,0143	m	0,0036	**T** = 0,703105 > 0,7
δ_2-δ_1	**0,0142**	m	0,0035	0,0143	m	0,0036	

Performans Noktası : δ = **0,1731** m **V = 20,976** t

V	$\Delta_{çatı}$	Sa	Sd	Δ_{lineer}	μ	
14,921	0,0651	0,3224	0,0402	0,0651	1	PM 1
18,885	0,0991	0,4081	0,0613	0,0824	1,2027	PM 2
20,402	0,1211	0,4409	0,0749	0,089	1,3604	PM 3
20,976	0,1731	0,4533	0,107	0,0915	1,8915	**PN**
21,925	0,2591	0,4738	0,1601	0,0957	2,7085	**GN**

0,014 rad HK - CG

0,0069 rad HK - CG



0,0173 rad HK - CG

V_T =	5,9198	t	V_{GN} / V_T =	3,7037	$R_{(GN)}$ =	10,296	<u>% 2 yerdeğiştirme için</u>
			V_{PN} / V_T =	3,4837	$R_{(PN)}$ =	5,6064	δ = 0,2 m
V_{PM1}=	14,921	t	V_{PM1} / V_T =	2,5205			**R** = 7,9472

$\delta_{çatı}$	0,1731	δ_2-δ_1	δ/h	
δ_2 (m)	0,1535	0,0878	**0,0219**	**GÖ**
δ_1 (m)	0,0657		0,0164	CG

Tablo A.18 Z4 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 06)

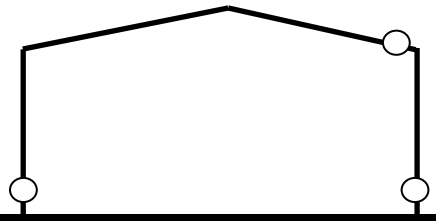
		G + Q	G + Q ± W	G + nQ ± E	
Kolon	400/14 * 200/16	0,97 t / cm^2	1,14 t / cm^2	1,46 t / cm^2	V_T / W = 0,125
Kiriş	400/8 * 200/12	**1,37** t / cm^2	1,37 t / cm^2	1,24 t / cm^2	

	δ_E		δ/h	UBC		δ/h	
δ_1	**0,0119**	m	0,003	0,0179	m	0,0045	**T** = 0,687473 > 0,7
δ_2-δ_1	**0,0155**	m	0,0039	0,0179	m	0,0045	

Performans Noktası : δ = **0,224** m **V = 22,018** t

V	$\Delta_{çatı}$	Sa	Sd	Δ_{lineer}	μ	
15,026	0,062	0,3256	0,0382	0,062	1	PM 1
19,141	0,096	0,4148	0,0592	0,079	1,2155	PM 2
20,858	0,12	0,452	0,074	0,0861	1,3943	PM 3
22,018	0,224	0,4772	0,1382	0,09085	2,4658	**PN**
22,377	0,256	0,485	0,1579	0,0923	2,7725	**GN**

0,0238 rad
CG - GÖ



0,0136 rad
HK - CG

0,0243 rad
HK - CG

V_T =	6,7205	t	V_{GN} / V_T =	3,3296	$R_{(GN)}$ = 9,3431
			V_{PN} / V_T =	3,1552	$R_{(PN)}$ = 5,512
V_{PM1}=	15,026	t	V_{PM1} / V_T =	2,2358	

<u>% 2 yerdeğiştirme için</u>
δ = 0,2 m
R = 7,2993

$\delta_{çatı}$	0,224	δ_2-δ_1	δ/h	
δ_2 (m)	0,2007	0,1092	**0,0273**	**GÖ**
δ_1 (m)	0,0915		**0,0229**	**GÖ**

İNCELENEN SİSTEM

SİSTEM: 2

BOYUTLANDIRMA KRİTERİ

G + Q, G + Q ± W, G + Q ± E

1998 Türk Deprem Yönetmeliği

DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZ İÇİN KULLANILAN YÖNTEM

CSM

(KOD: O7)

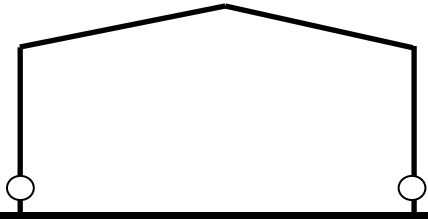
Tablo A.19 Z2 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 07)

		G + Q	G + Q ± W	G + Q ± E	
Kolon	280/12 * 200/15	1,02 t / cm^2	1,37 t / cm^2	1,65 t / cm^2	**V_T / W** = 0,063
Kiriş	280/8 * 200/12	0,93 t / cm^2	0,93 t / cm^2	1,24 t / cm^2	

	δ_E		δ/h	UBC		δ/h	
δ_1	**0,0121**	m	0,003	0,0143	m	0,0036	**T** = 0,941833 > 0,7
δ_2-δ_1	**0,0137**	m	0,0034	0,0143	m	0,0036	

Performans Noktası : δ = **0,1588** m **V = 13,385** t

V	$\Delta_{çatı}$	Sa	Sd	Δ_{lineer}	μ	
10,355	0,0921	0,2172	0,0583	0,0921	1	PM 1
12,966	0,1381	0,2719	0,0875	0,1153	1,1974	PM 2
13,385	0,1588	0,2807	0,1006	0,1191	1,3338	**PN**
13,694	0,1741	0,2872	0,1103	0,1218	1,4293	PM 3
15,242	0,4021	0,3197	0,2547	0,1356	2,966	**GN**



V_T =	3,2275	t	**V_{GN} / V_T** =	4,7224	**$R_{(GN)}$** =	15,545	% 2 yerdeğiştirme için
			V_{PN} / V_T =	4,147	**$R_{(PN)}$** =	6,1385	δ = 0,184 m
V_{PM1}=	10,355	t	**V_{PM1} / V_T** =	3,2082			**R** = 7,1132

$\delta_{çatı}$	0,1531	δ_2-δ_1	δ/h	
δ_2 (m)	0,1458	0,0815	**0,0204**	**GÖ**
δ_1 (m)	0,0643		0,0161	CG

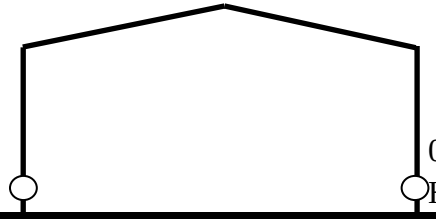
Tablo A.20 Z3 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 07)

		G + Q	G + Q ± W	G + Q ± E	
Kolon	360/12 * 200/15	0,77 t / cm^2	1,02 t / cm^2	1,56 t / cm^2	**V_T / W** = 0,1092
Kiriş	360/8 * 200/12	0,69 t / cm^2	0,69 t / cm^2	1,08 t / cm^2	

	δ_E		δ/h	UBC		δ/h	
δ_1	**0,012**	m	0,003	0,0143	m	0,0036	**T** = 0,710752 > 0,7
δ_2-δ_1	**0,0135**	m	0,0034	0,0143	m	0,0036	

Performans Noktası : δ = **0,1491** m **V = 20,202** t

V	$\Delta_{çatı}$	Sa	Sd	Δ_{lineer}	μ		
15,598	0,0732	0,3381	0,0439	0,0732	1	PM 1	
18,232	0,0972	0,3951	0,0583	0,0856	1,136	PM 2	
20,202	0,1491	0,4378	0,0895	0,0948	1,5731	**PN**	
20,812	0,1652	0,451	0,0991	0,0977	1,6915	PM 3	0,0085 rad
23,212	0,3532	0,5031	0,2119	0,1089	3,2424	**GN**	HK - CG



0,0131 rad
HK - CG

V_T =	5,5917	t	**V_{GN} / V_T** =	4,1511	**$R_{(GN)}$** =	13,847	<u>% 2 yerdeğiştirme için</u>
			V_{PN} / V_T =	3,6129	**$R_{(PN)}$** =	5,8467	δ = 0,184 m
V_{PM1}=	15,598	t	**V_{PM1} / V_T** =	2,7895			**R** = 7,2134

$\delta_{çatı}$	0,1456	δ_2-δ_1	δ/h	
δ_2 (m)	0,1414	0,0707	0,0177	CG
δ_1 (m)	0,0708		0,0177	CG

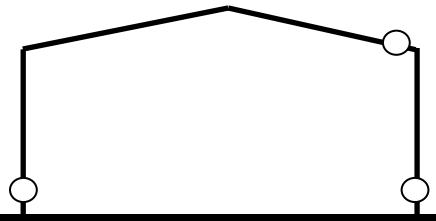
Tablo A.21 Z4 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 07)

		G + Q	G + Q ± W	G + Q ± E	
Kolon	360/12 * 200/16	0,73 t / cm^2	0,97 t / cm^2	1,6 t / cm^2	V_T / **W** = 0,125
Kiriş	360/8 * 200/12	0,69 t / cm^2	0,69 t / cm^2	1,14 t / cm^2	

	δ_E		δ/h	UBC		δ/h	
δ_1	**0,0132**	m	0,0033	0,0179	m	0,0045	**T** = 0,697657 < 0,7
δ_2-δ_1	**0,015**	m	0,0038	0,0179	m	0,0045	

Performans Noktası : δ = **0,1665** m **V = 21,464** t

V	$\Delta_{çatı}$	Sa	Sd	Δ_{lineer}	μ		
16,689	0,0767	0,3623	0,0459	0,0767	1	PM 1	0,0013 rad HK - CG
18,953	0,0967	0,4115	0,0579	0,0871	1,1101	PM 2	
21,364	0,1587	0,4638	0,095	0,0982	1,6164	PM 3	
21,464	0,1665	0,466	0,0997	0,0986	1,6876	**PN**	0,0112 rad HK - CG
23,799	0,3467	0,5167	0,2075	0,1094	3,1698	**GN**	0,0154 rad HK - CG



V_T =	6,4033	t	V_{GN} / V_T =	3,7167	$R_{(GN)}$ = 12,281	% 2 yerdeğiştirme için
			V_{PN} / V_T =	3,3521	$R_{(PN)}$ = 5,8972	δ = 0,184 m
V_{PM1}=	16,689	t	V_{PM1} / V_T =	2,6063		**R** = 6,5179

$\delta_{çatı}$	0,1629	δ_2-δ_1	δ/h	
δ_2 (m)	0,1586	0,0777	0,0194	CG
δ_1 (m)	0,0809		**0,0202**	**GÖ**

İNCELENEN SİSTEM

SİSTEM: 2

BOYUTLANDIRMA KRİTERİ

G + Q, G + Q ± W, G + Q ± E

1998 Türk Deprem Yönetmeliği

DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZ İÇİN KULLANILAN YÖNTEM

TDY'05

(KOD: O8)

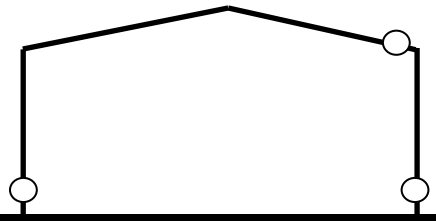
Tablo A.22 Z2 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 08)

		G + Q	G + Q ± W	G + Q ± E	
Kolon	280/12 * 200/15	1,02 t / cm^2	1,37 t / cm^2	1,65 t / cm^2	**V_T / W** = 0,063
Kiriş	280/8 * 200/12	0,93 t / cm^2	0,93 t / cm^2	1,24 t / cm^2	

	δ_E		δ/h	UBC		δ/h	
δ_1	**0,0121**	m	0,003	0,0143	m	0,0036	**T** = 0,941833 > 0,7
δ_2-δ_1	**0,0137**	m	0,0034	0,0143	m	0,0036	

Performans Noktası : δ = **0,1975** m **V = 13,851** t

V	$\Delta_{çatı}$	Sa	Sd	Δ_{lineer}	μ		
10,355	0,0921	0,2172	0,0583	0,0921	1	PM 1	0,0039 rad HK
12,966	0,1381	0,2719	0,0875	0,1153	1,1974	PM 2	
13,694	0,1741	0,2872	0,1103	0,1218	1,4293	PM 3	
13,851	0,1975	0,2905	0,1251	0,1232	1,6032	**PN**	0,0096 rad HK - CG
15,242	0,4021	0,3197	0,2547	0,1356	2,966	**GN**	0,0177 rad HK - CG



V_T =	3,2275	t	V_{GN} / V_T =	4,7224	$R_{(GN)}$ =	15,545
			V_{PN} / V_T =	4,147	$R_{(PN)}$ =	6,1385
V_{PM1}=	10,355	t	V_{PM1} / V_T =	3,2082		

% 2 yerdeğiştirme için
δ = 0,184 m
R = 7,1132

$\delta_{çatı}$	0,1927	δ_2-δ_1	δ/h	
δ_2 (m)	0,1844	0,0974	**0,0243**	**GÖ**
δ_1 (m)	0,0871		**0,0218**	**GÖ**

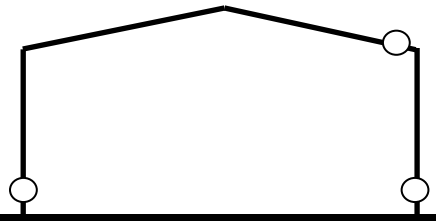
Tablo A.23 Z3 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 08)

		G + Q	G + Q ± W	G + Q ± E	
Kolon	360/12 * 200/15	0,77 t / cm^2	1,02 t / cm^2	1,56 t / cm^2	**V_T / W =** 0,1092
Kiriş	360/8 * 200/12	0,69 t / cm^2	0,69 t / cm^2	1,08 t / cm^2	

	δ_E		δ/h	UBC		δ/h	
δ_1	**0,012**	m	0,003	0,0143	m	0,0036	**T** = 0,710752 > 0,7
δ_2-δ_1	**0,0135**	m	0,0034	0,0143	m	0,0036	

Performans Noktası : δ = **0,1865** m **V = 21,082** t

V	$\Delta_{çatı}$	Sa	Sd	Δ_{lineer}	μ			
15,598	0,0732	0,3381	0,0439	0,0732	1	PM 1		0,0036 rad HK
18,232	0,0972	0,3951	0,0583	0,0856	1,136	PM 2		
20,812	0,1652	0,451	0,0991	0,0977	1,6915	PM 3		
21,082	0,1865	0,4569	0,1119	0,0989	1,8853	**PN**	0,0143 rad	0,0187 rad
23,212	0,3532	0,5031	0,2119	0,1089	3,2424	**GN**	**HK - CG**	HK - CG



V_T =	5,5917	t	**V_{GN} / V_T** =	4,1511	**$R_{(GN)}$** = 13,847	<u>% 2 yerdeğiştirme için</u>
			V_{PN} / V_T =	3,6129	**$R_{(PN)}$** = 5,8467	δ = 0,184 m
V_{PM1}=	15,598	t	**V_{PM1} / V_T** =	2,7895		**R** = 7,2134

$\delta_{çatı}$	0,1831	δ_2-δ_1	δ/h	
δ_2 (m)	0,1782	0,0856	**0,0214**	**GÖ**
δ_1 (m)	0,0925		**0,0231**	**GÖ**

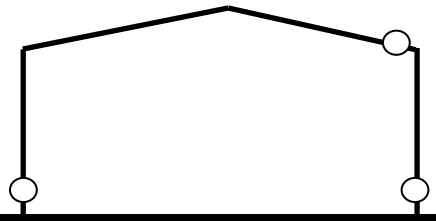
Tablo A.24 Z4 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 08)

		G + Q	G + Q ± W	G + Q ± E	
Kolon	360/12 * 200/16	0,73 t / cm^2	0,97 t / cm^2	1,6 t / cm^2	**V_T / W =** 0,125
Kiriş	360/8 * 200/12	0,69 t / cm^2	0,69 t / cm^2	1,14 t / cm^2	

	δ_E		δ/h	UBC		δ/h	
δ_1	**0,0132**	m	0,0033	0,0179	m	0,0045	**T** = 0,697657 < 0,7
δ_2-δ_1	**0,015**	m	0,0038	0,0179	m	0,0045	

Performans Noktası : δ = **0,2469** m **V = 22,505** t

V	$\Delta_{çatı}$	Sa	Sd	Δ_{lineer}	μ		
16,689	0,0767	0,3623	0,0459	0,0767	1	PM 1	0,0145 rad HK - CG
18,953	0,0967	0,4115	0,0579	0,0871	1,1101	PM 2	
21,364	0,1587	0,4638	0,095	0,0982	1,6164	PM 3	
22,505	0,2469	0,4886	0,1478	0,1034	2,3874	**PN**	0,0225 rad HK - CG / 0,025 rad HK - CG
23,799	0,3467	0,5167	0,2075	0,1094	3,1698	**GN**	



V_T =	6,4033	t	**V_{GN} / V_T** =	3,7167	**$R_{(GN)}$** = 12,281	<u>% 2 yerdeğiştirme için</u>
			V_{PN} / V_T =	3,3521	**$R_{(PN)}$** = 5,8972	δ = 0,184 m
V_{PM1}=	16,689	t	**V_{PM1} / V_T** =	2,6063		**R** = 6,5179

$\delta_{çatı}$	0,2418	δ_2-δ_1	δ/h	
δ_2 (m)	0,2345	0,1104	**0,0276**	**GÖ**
δ_1 (m)	0,1242		**0,031**	**GÖ**

İNCELENEN SİSTEM

SİSTEM: 2

BOYUTLANDIRMA KRİTERİ

G + Q, G + Q ± W, G + Q ± E

1998 Türk Deprem Yönetmeliği
(Deplasman sınırı ihmal edildi)

DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZ İÇİN KULLANILAN YÖNTEM

CSM

(KOD: O9)

Tablo A.25 Z2 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 09)

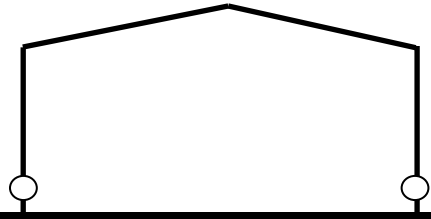
		G + Q	G + Q ± W	G + Q ± E	
Kolon	260/12 * 200/14	1,16 t / cm^2	1,57 t / cm^2	**1,84** t / cm^2	V_T / W = 0,058
Kiriş	260/8 * 200/12	**1,03** t / cm^2	1,03 t / cm^2	1,34 t / cm^2	

	δ_E		δ/h	UBC		δ/h	
δ_1	0,0138	m	0,0034	0,0143	m	0,0036	T = 1,044235 > 0,7
δ_2-δ_1	**0,0154**	m	0,0039	0,0143	m	0,0036	

Performans Noktası : δ = **0,1733** m **V = 12,094** t

V	$\Delta_{çatı}$	Sa	Sd	Δ_{lineer}	μ	
8,8646	0,0905	0,1918	0,0544	0,0905	1	PM 1
11,582	0,1445	0,2506	0,0869	0,1182	1,2221	PM 2
12,094	0,1733	0,2617	0,1042	0,1235	1,4037	**PN**
12,47	0,1945	0,2699	0,1169	0,1273	1,5278	PM 3
13,732	0,4025	0,2972	0,242	0,1402	2,871	**GN**

0,0049 rad HK



0,0155 rad HK - CG

V_T =	2,9717	t	V_{GN} / V_T =	4,6209	$R_{(GN)}$ = 13,793
			V_{PN} / V_T =	4,0697	$R_{(PN)}$ = 5,939
V_{PM1}=	8,8646	t	V_{PM1} / V_T =	2,983	

<u>% 2 yerdeğiştirme için</u>
δ = 0,184 m
R = 6,3052

$\delta_{çatı}$	0,169	δ_2-δ_1	δ/h	
δ_2 (m)	0,1602	0,0877	**0,0401**	**GÖ**
δ_1 (m)	0,0725		0,0181	CG

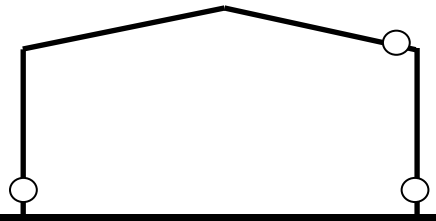
Tablo A.26 Z3 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 09)

		G + Q	G + Q ± W	G + Q ± E	
Kolon	260/12 * 200/16	0,99 t / cm^2	1,34 t / cm^2	**1,83** t / cm^2	V_T / W = 0,0844
Kiriş	260/8 * 200/12	**0,97** t / cm^2	0,97 t / cm^2	1,4 t / cm^2	

	δ_E		δ/h	UBC		δ/h	
δ_1	**0,0176**	m	0,0044	0,0143	m	0,0036	**T** = 0,980974 > 0,7
δ_2-δ_1	**0,0199**	m	0,005	0,0143	m	0,0036	

Performans Noktası : δ = **0,2248** m **V = 13,913** t

V	$\Delta_{çatı}$	Sa	Sd	Δ_{lineer}	μ	
10,261	0,0936	0,2225	0,0561	0,0936	1	PM 1
12,753	0,1376	0,2765	0,0825	0,1163	1,1828	PM 2
13,643	0,1836	0,2958	0,1101	0,1245	1,4752	PM 3
13,913	0,2248	0,3017	0,1348	0,1269	1,771	**PN**
15,072	0,4016	0,3268	0,2409	0,1375	2,921	**GN**



V_T =	4,3211	t	V_{GN} / V_T =	3,4879	$R_{(GN)}$ =	10,69	% 2 yerdeğiştirme için
			V_{PN} / V_T =	3,2198	$R_{(PN)}$ =	5,9832	δ = 0,184 m
V_{PM1}=	10,261	t	V_{PM1} / V_T =	2,3746			**R** = 4,8978

$\delta_{çatı}$	0,2198	δ_2-δ_1	δ/h	
δ_2 (m)	0,2102	0,1073	**0,0526**	**GÖ**
δ_1 (m)	0,1029		**0,0257**	**GÖ**

Tablo A.27 Z4 Zemin Grubu İçin Ayrıntılı Performans Değerlendirmesi (Kod: 09)

		G + Q	G + Q ± W	G + Q ± E	
Kolon	320/12 * 200/16	0,84 t / cm^2	1,12 t / cm^2	**1,85** t / cm^2	V_T / W = 0,125
Kiriş	320/8 * 200/12	**0,8** t / cm^2	0,8 t / cm^2	1,3 t / cm^2	

	δ_E		δ/h	UBC		δ/h	
δ_1	0,0172	m	0,0043	0,0179	m	0,0045	T = 0,796096 > 0,7
δ_2-δ_1	**0,0196**	m	0,0049	0,0179	m	0,0045	

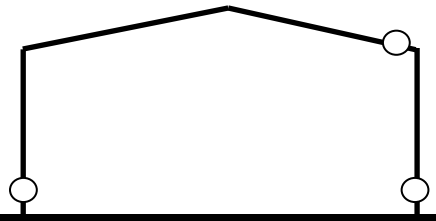
Performans Noktası : δ = **0,2388** m **V = 18,732** t

V	$\Delta_{çatı}$	Sa	Sd	Δ_{lineer}	μ	
13,745	0,0815	0,2985	0,0488	0,0815	1	PM 1
16,352	0,1115	0,3551	0,0667	0,097	1,15	PM 2
18,023	0,1675	0,3914	0,1002	0,1069	1,5674	PM 3
18,732	0,2388	0,4068	0,1429	0,1111	2,1499	**PN**
20,231	0,3895	0,4393	0,2331	0,12	3,247	**GN**

0,0118 rad HK - CG

0,0193 rad HK - CG

0,0244 rad HK - CG



V_T =	6,4033	t	V_{GN} / V_T =	3,1594	$R_{(GN)}$ =	10,596
			V_{PN} / V_T =	2,9253	$R_{(PN)}$ =	6,4959
V_{PM1}=	13,745	t	V_{PM1} / V_T =	2,1465		

<u>% 2 yerdeğiştirme için</u>
δ = 0,184 m
R = 5,0054

$\delta_{çatı}$	0,2342	δ_2-δ_1	δ/h	
δ_2 (m)	0,2263	0,1095	**0,0566**	**GÖ**
δ_1 (m)	0,1168		**0,0292**	**GÖ**

ÖZGEÇMİŞ

1978 yılında İstanbul'da doğan Yeşim Apaydın, ilköğrenimini Ataköy Muhittin Üstündağ İlköğretim Okulu, orta ve lise öğrenimini bir yıl Almanca hazırlık okuyarak Cağaloğlu Anadolu Lisesi'nde tamamladı. 1996 yılında İ.T.Ü İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü'ne girmeye hak kazandı. Bir yıl İngilizce hazırlık okuyarak 2001 yılında lisans eğitimini 8.'likle tamamladıktan sonra, İ.T.Ü Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Ana Bilim Dalı, Yapı Analizi ve Boyutlandırma Programı'na girmeye hak kazanarak yüksek lisans öğrenimine başladı.