İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

DAHA GÜÇLÜ KOLON TASARIMINDA EUROCODE 8 YAKLAŞIMININ LİNEER OLMAYAN TEORİ ÇERÇEVESİNDE İRDELENMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. Hüsnü SAÇAK

Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Programı : YAPI MÜHENDİSLİĞİ

MAYIS 2002

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

DAHA GÜÇLÜ KOLON TASARIMINDA EUROCODE 8 YAKLAŞIMININ LİNEER OLMAYAN TEORİ ÇERÇEVESİNDE İRDELENMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. Hüsnü SAÇAK
(501991215)

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 13 Mayıs 2002
Tezin Savunulduğu Tarih : 31 Mayıs 2002

Tez Danışmanı :	**Prof. Dr. Erkan ÖZER**
Diğer Jüri Üyeleri	**Doç. Dr. Necdet TORUNBALCI (İTÜ)**
	Yrd. Doç. Dr. Konuralp GİRGİN (İTÜ)

MAYIS 2002

ÖNSÖZ

Yüksek Lisans Tezi olarak sunulan bu çalışmada, betonarme yapılarda daha güçlü kolon tasarımını öngören çeşitli yöntemler ve özellikle Eurocode 8 yaklaşımı lineer olmayan teori çerçevesinde değerlendirilmiştir. Tez çalışmalarım süresince sabır ve hoşgörü ile bilgi ve deneyimlerinden yararlanma fırsatını bana veren danışman hocam Prof. Dr. Erkan ÖZER başta olmak üzere, bilgisayar programlarını kullandığım Yrd. Doç. Dr. Konuralp GİRGİN'e ve yardımlarından dolayı Araş. Gör. M. Günhan AKSOYLU'ya en içten teşekkürlerimi sunarım. Bugüne kadar bana verdikleri maddi ve manevi destekten dolayı aileme ve yazım sırasındaki yardımlarından dolayı kardeşim Pelin SAÇAK'a da çok teşekkür ederim.

Mayıs 2002 Hüsnü SAÇAK

İÇİNDEKİLER

Sayfa No

ÖNSÖZ **ii**

TABLO LİSTESİ **vi**

ŞEKİL LİSTESİ **vii**

SEMBOL LİSTESİ **ix**

ÖZET **xii**

SUMMARY **xiv**

1. GİRİŞ **1**

1.1 Konu 1
1.1.1 Depreme Dayanıklı Yapı Sistemlerinden Beklenen Özellikler 1
1.1.2 Daha Güçlü Kolon Tasarımı 3
1.1.3 Betonarme Yapı Sistemlerinin Dış Yükler Altındaki Lineer Olmayan Davranışı 5
1.2 Çalışmanın Amacı ve Kapsamı 7

2. BETONARME YAPI SİSTEMLERİNDE LİMİT YÜKLERİN VE GÖÇME GÜVENLİĞİNİN BELİRLENMESİ İÇİN BİR YÜK ARTIMI YÖNTEMİ **9**

2.1 Betonarme Çubuklarda Lineer Olmayan Davranışın İdealleştirilmesi 9
2.1.1 Temel Varsayımlar 9
2.1.2 Bileşik Eğilme Etkisindeki Betonarme Kesitlerde İç Kuvvet Şekildeğiştirme Bağıntılarının İdealleştirilmesi 12
2.1.3 Bileşik Eğilme Etkisindeki Betonarme Kesitlerde Akma Koşulları (Karşılıklı Etki Diyagramları) 14
2.1.4 Dönme Kapasitesinin Belirlenmesi 16
2.2 Betonarme Yapı Sistemlerinin Lineer Olmayan Teoriye Göre Hesabı İçin Bir Yük Artımı Yöntemi 17
2.2.1 Varsayımlar 17
2.2.2 Yük Artımı Yönteminin Esasları 19
2.2.3 Akma Koşulları ve Akma Vektörünün İncelenmesi 20
2.2.4 Yöntemin Matematik Formülasyonu 23
2.2.4.1 Denge Denklemleri 23
2.2.4.2 Plastik Kesitlerdeki Akma Koşulları 25

2.2.4.3 Denklem Takımının Genişletilmesi, Çözümü ve Bilinmeyenlerin Bulunması 26
2.2.4.4 Çubuk Uç Kuvvetlerinin ve İç Kuvvetlerin Hesabı 27
2.2.4.5 Plastik Kesitin ve Yük Parametresinin Belirlenmesi 27
2.2.5 Limit Yüklerin ve Göçme Yükünün Belirlenmesi 27
2.2.5.1 Birinci Mertebe Limit Yükün Belirlenmesi 27
2.2.5.2 İkinci Mertebe Limit Yükün Belirlenmesi 28
2.2.5.3 Göçme Yükünün Belirlenmesi 28
2.2.6 Hesapta İzlenen Yol 29
2.2.7 Bilgisayar Programları 31
2.2.7.1 Beke-3 Programı 31
2.2.7.2 Parcs Programı 31
2.2.7.3 Check Programı 32

3. DAHA GÜÇLÜ KOLON TASARIMINDA EUROCODE 8 YAKLAŞIMI 33

3.1 Daha Güçlü Kolon Tasarımı İlkesinin Önemi 33
3.2 Çeşitli Yönetmeliklerde Daha Güçlü Kolon Tasarımı Yaklaşımları 36
3.3 Eurocode 8 Yönetmeliğinde Daha Güçlü Kolon Tasarımı Yaklaşımı 40

4. SAYISAL İNCELEMELER 45

4.1 On Katlı Betonarme Düzlem Çerçeve Sistem 45
4.1.1 Taşıyıcı Sistem Modelinin Çeşitli Tasarım İlkelerine Göre Boyutlandırılması 51
4.1.1.1 Daha Güçlü Kolon Tasarımı İlkesi Gözönünde Tutulmaksızın Boyutlandırılan Sistem (Sistem I) 51
4.1.1.2 Eurocode 8 Yönetmeliğindeki Daha Güçlü Kolon Tasarımı İlkesi Gözönüne Alınarak Boyutlandırılan Sistem (Sistem II) 53
4.1.1.3 Türk Deprem Yönetmeliğindeki Daha Güçlü Kolon Tasarımı İlkesi Gözönüne Alınarak Boyutlandırılan Sistem (Sistem III) 55
4.1.2 Boyutlandırılan Taşıyıcı Sistem Modellerinin Lineer Olmayan Teoriye Göre Hesabı 55
4.1.2.1 Sistem I İçin Elde Edilen Sonuçlar 56
4.1.2.2 Sistem II İçin Elde Edilen Sonuçlar 58
4.1.2.3 Sistem III İçin Elde Edilen Sonuçlar 60
4.1.3 Sayısal Sonuçların Değerlendirilmesi 61
4.2 Altı Katlı Betonarme Düzlem Çerçeve Sistem 64
4.2.1 Taşıyıcı Sistem Modelinin Çeşitli Tasarım İlkelerine Göre Boyutlandırılması 69
4.2.1.1 Daha Güçlü Kolon Tasarımı İlkesi Gözönünde Tutulmaksızın Boyutlandırılan Sistem (Sistem IV) 69
4.2.1.2 Eurocode 8 Yönetmeliğindeki Daha Güçlü Kolon Tasarımı İlkesi Gözönüne Alınarak Boyutlandırılan Sistem -Alternatif:I(SistemVa) 71
4.2.1.3 Eurocode 8 Yönetmeliğindeki Daha Güçlü Kolon Tasarımı İlkesi Gözönüne Alınarak Boyutlandırılan Sistem-Alternatif:II(SistemVb) 73
4.2.1.4 Türk Deprem Yönetmeliğindeki Daha Güçlü Kolon Tasarımı İlkesi Gözönüne Alınarak Boyutlandırılan Sistem (Sistem VI) 74

4.2.2 Boyutlandırılan Taşıyıcı Sistem Modellerinin Lineer Olmayan Teoriye Göre Hesabı 74
4.2.2.1 Sistem IV İçin Elde Edilen Sonuçlar 75
4.2.2.2 Sistem Va İçin Elde Edilen Sonuçlar 77
4.2.2.3 Sistem Vb İçin Elde Edilen Sonuçlar 78
4.2.2.4 Sistem VI İçin Elde Edilen Sonuçlar 80
4.2.3 Sayısal Sonuçların Değerlendirilmesi 81

5. SONUÇLAR 85

KAYNAKLAR 87

ÖZGEÇMİŞ 89

TABLO LİSTESİ

			Sayfa No
Tablo 4.1	:	Kiriş Enkesit Boyutları	46
Tablo 4.2	:	Kolon Enkesit Boyutları	46
Tablo 4.3	:	Deprem Yüklerine Esas Olan Kat Ağırlıkları	50
Tablo 4.4	:	Kat Döşemelerine Etkiyen Eşdeğer Deprem Kuvvetleri	50
Tablo 4.5	:	Sistem I İçin Kolon Donatıları	51
Tablo 4.6	:	Sistem I İçin Kiriş Donatıları	52
Tablo 4.7	:	Sistem II İçin Kolon Donatıları	54
Tablo 4.8	:	Sistem III İçin Kolon Donatıları	55
Tablo 4.9	:	Limit Yükler ve Plastik Kesitlerin Oluşumu (Sistem I)	58
Tablo 4.10	:	Limit Yükler ve Plastik Kesitlerin Oluşumu (Sistem II)	59
Tablo 4.11	:	Limit Yükler ve Plastik Kesitlerin Oluşumu (Sistem III)	61
Tablo 4.12	:	Kolon Boyuna Donatılarının Karşılaştırılması	61
Tablo 4.13	:	Birinci ve İkinci Mertebe Limit Yük Parametreleri	62
Tablo 4.14	:	Plastik Kesit Sayıları	64
Tablo 4.15	:	Kiriş Enkesit Boyutları	64
Tablo 4.16	:	Kolon Enkesit Boyutları	65
Tablo 4.17	:	Deprem Yüklerine Esas Olan Kat Ağırlıkları	68
Tablo 4.18	:	Kat Döşemelerine Etkiyen Eşdeğer Deprem Kuvvetleri	68
Tablo 4.19	:	Sistem IV İçin Kolon Donatıları	69
Tablo 4.20	:	Sistem IV İçin Kiriş Donatıları	70
Tablo 4.21	:	Sistem Va İçin Kolon Donatıları	72
Tablo 4.22	:	Sistem Vb İçin Kolon Donatıları	73
Tablo 4.23	:	Sistem VI İçin Kolon Donatıları	74
Tablo 4.24	:	Limit Yükler ve Plastik Kesitlerin Oluşumu (Sistem IV)	77
Tablo 4.25	:	Limit Yükler ve Plastik Kesitlerin Oluşumu (Sistem Va)	78
Tablo 4.26	:	Limit Yükler ve Plastik Kesitlerin Oluşumu (Sistem Vb)	80
Tablo 4.27	:	Limit Yükler ve Plastik Kesitlerin Oluşumu (Sistem VI)	81
Tablo 4.28	:	Kolon Boyuna Donatılarının Karşılaştırılması	82
Tablo 4.29	:	Birinci Mertebe Limit Yük Parametreleri	83
Tablo 4.30	:	Plastik Kesit Sayıları	84

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa No

Şekil 1.1 : Kiriş-Kolon Birleşim Bölgesinde Oluşan Etkiler 4
Şekil 1.2 : Yük Parametresi-Yerdeğiştirme (P-δ) Bağıntıları 5
Şekil 2.1 : Beton Çeliğinin σ-ε Diyagramı 10
Şekil 2.2 : Betonarme Çubuğun Eğilmesinde Dış Basınç Lifindeki Betonun σ-ε Diyagramı 11
Şekil 2.3 : Gerçek ve İdealleştirilmiş M-χ Bağıntıları 13
Şekil 2.4 : Tek Eksenli Bileşik Eğilme Halinde Akma Eğrisi (Karşılıklı Etki Diyagramı) 15
Şekil 2.5 : Tek Eksenli Bileşik Eğilme Halinde Gerçek ve İdealleştirilmiş Akma Koşulları 15
Şekil 2.6 : İdealleştirilmiş İç Kuvvet-Şekildeğiştirme Bağıntıları 18
Şekil 3.1 : Çerçeve Sistemlerde Göçme Şekilleri 34
Şekil 3.2 : Kiriş-Kolon Birleşim Bölgesi Hasarları 34
Şekil 3.3 : Deprem Yönüne Göre Kiriş ve Kolonlarda Oluşan Deprem Uç Momentleri 39
Şekil 3.4 : Kiriş ve Kolon Uç Momentleri ve Pozitif Yönler 42
Şekil 3.5 : Moment Yön Değiştirme Faktörüne Esas Olan Kiriş Uç Momentleri 43
Şekil 4.1 : Çerçeve Düşey Enkesiti 46
Şekil 4.2 : Kiriş Enkesit Boyutlarını Tanımlayan Büyüklükler ve Donatı Yerleşim Düzeni 47
Şekil 4.3 : Kirişlerde Boyuna ve Enine Donatının Yerleşim Düzeni 47
Şekil 4.4 : Kolon Enkesit Boyutlarını Tanımlayan Büyüklükler ve Donatı Yerleşim Düzeni 48
Şekil 4.5 : Eşdeğer Deprem Kuvvetleri 51
Şekil 4.6 : Türk Deprem Yönetmeliğine Göre Daha Güçlü Kolon Tasarımını Sağlamayan Düğüm Noktaları (Sistem I) 53
Şekil 4.7 : Türk Deprem Yönetmeliğine Göre Daha Güçlü Kolon Tasarımını Sağlamayan Düğüm Noktaları (Sistem II) 54
Şekil 4.8 : Birinci ve İkinci Mertebe Teorilerine Göre Elde Edilen Yatay Yük Parametresi-Yerdeğiştirme Diyagramları (Sistem I) 56
Şekil 4.9 : İkinci Mertebe Limit Yük İçin Plastik Kesitlerin Yerleri (Sistem I) 57
Şekil 4.10 : Birinci ve İkinci Mertebe Teorilerine Göre Elde Edilen Yatay Yük Parametresi-Yerdeğiştirme Diyagramları (Sistem II) 58
Şekil 4.11 : İkinci Mertebe Limit Yük İçin Plastik Kesitlerin Yerleri (Sistem II) 59
Şekil 4.12 : Birinci ve İkinci Mertebe Teorilerine Göre Elde Edilen Yatay Yük Parametresi-Yerdeğiştirme Diyagramları (Sistem III) 60
Şekil 4.13 : İkinci Mertebe Limit Yük İçin Plastik Kesitlerin Yerleri (Sistem III) 60
Şekil 4.14 : Çerçeve Düşey Enkesiti 65
Şekil 4.15 : Kirişlerde Boyuna ve Enine Donatının Yerleşim Düzeni 66
Şekil 4.16 : Eşdeğer Deprem Kuvvetleri 69

Şekil 4.17 : Türk Deprem Yönetmeliğine Göre Daha Güçlü Kolon Tasarımını Sağlamayan Düğüm Noktaları (Sistem IV) 71
Şekil 4.18 : Türk Deprem Yönetmeliğine Göre Daha Güçlü Kolon Tasarımını Sağlamayan Düğüm Noktaları (Sistem Va) 72
Şekil 4.19 : Türk Deprem Yönetmeliğine Göre Daha Güçlü Kolon Tasarımını Sağlamayan Düğüm Noktaları (Sistem Vb) 73
Şekil 4.20 : Birinci Mertebe Teorisine Göre Elde Edilen Yatay Yük Parametresi Yerdeğiştirme Diyagramı (Sistem IV) 75
Şekil 4.21 : Birinci Mertebe Limit Yük İçin Plastik Kesitlerin Yerleri (Sistem IV) 76
Şekil 4.22 : Birinci Mertebe Teorisine Göre Elde Edilen Yatay Yük Parametresi Yerdeğiştirme Diyagramı (Sistem Va) 77
Şekil 4.23 : Birinci Mertebe Limit Yük İçin Plastik Kesitlerin Yerleri (Sistem Va) 78
Şekil 4.24 : Birinci Mertebe Teorisine Göre Elde Edilen Yatay Yük Parametresi Yerdeğiştirme Diyagramı (Sistem Vb) 79
Şekil 4.25 : Birinci Mertebe Limit Yük İçin Plastik Kesitlerin Yerleri (Sistem Vb) 79
Şekil 4.26 : Birinci Mertebe Teorisine Göre Elde Edilen Yatay Yük Parametresi-Yerdeğiştirme Diyagramı (Sistem VI) 80
Şekil 4.27 : Birinci Mertebe Limit Yük İçin Plastik Kesitlerin Yerleri (Sistem VI) 81

SEMBOL LİSTESİ

$\mathbf{A_0}$: Etkin yer ivmesi katsayısı
$\mathbf{A_1}$, $\mathbf{A_2}$, $\mathbf{B}$: Lineerleştirilmiş akma koşulu katsayıları
$\mathbf{A_c}$: Brüt beton enkesit alanı
$\mathbf{A_c f_{ck}}$: Nominal eksenel kuvvet taşıma gücü
$\mathbf{A_s}$: Kesitteki toplam donatı alanı
$\mathbf{b}$: Enkesit genişliği
$\mathbf{b}$, $\mathbf{h}$: Çerçeve düzlemi içindeki kolon enkesit genişliği ve yüksekliği
$\mathbf{b_w}$: Kiriş gövde genişliği
$\vec{\mathbf{d}}(\phi, \Delta)$: Akma vektörü
$\mathbf{[d]}$: Düğüm noktalarının yerdeğiştirme bileşenleri matrisi
$\mathbf{EI}$: Enkesit eğilme rijitliği
$\mathbf{E_s}$: Beton çeliğinin elastisite modülü
$\mathbf{f_{ck}}$: Betonun karakteristik basınç dayanımı
$\mathbf{f_{yd}}$: Donatının tasarım akma dayanımı
$\mathbf{f_{yk}}$: Beton çeliğinin akma gerilmesi
$\mathbf{h_f}$: Döşeme kalınlığı
$\mathbf{I}$: Yapı önem katsayısı
$\mathbf{K(M, N,T)}$: Malzeme karakteristikleri ile enkesit ve donatı özelliklerine bağlı olarak belirlenen lineer olmayan bir fonksiyon
$\mathbf{[k]_{ii}}$, $\mathbf{[k]_{ij}}$,.. : Çubuk eksenlerindeki eleman rijitlik matrisleri
$\mathbf{[k]_{ixix}}$, $\mathbf{[k]_{ixjx}}$: Sistem eksenlerindeki eleman rijitlik matrisleri
$\mathbf{l}$: Çubuk boyu
$\mathbf{l_p}$: Plastik bölge uzunluğu
$\mathbf{m}$: Plastik kesit sayısı
$\mathbf{M_0}$: Kesitin basit eğilme halindeki moment taşıma gücü
$\mathbf{M_{ARd}}$, $\mathbf{M_{BRd}}$: Mevcut çekme donatısı alanı esas alınarak hesaplanan kiriş eğilme momenti taşıma güçleri
$\mathbf{M_{ASd}}$, $\mathbf{M_{BSd}}$: Deprem etkilerini içeren yük birleştirmesinden elde edilen kiriş uç momentleri
$\mathbf{M_b}$: Düğüm noktasına birleşen kirişlerin kapasite ilkesine göre hesaplanan eğilme momenti
$\mathbf{M_c}$: Düğüm noktasına birleşen kolonların kapasite ilkesine göre hesaplanan eğilme momenti
$\mathbf{M_{CSd}}$, $\mathbf{M_{DSd}}$: Deprem etkilerini içeren yük birleştirmesinden elde edilen kolon momentleri
$\mathbf{M_{dc1}}$: Belirli bir eksenel kuvvet altındaki kolonun yeter güvenlikli eğilme momenti taşıma gücü
$\mathbf{M_e}$: Düğüm noktasına birleşen kolonların tasarım eğilme momentleri
$\mathbf{M_g}$: Düğüm noktasına birleşen kirişlerin tasarım eğilme momentleri
$\mathbf{M_{ib}}$: Kirişlerin nominal eğilme dayanımları
$\mathbf{M_{ic1}}$: Tasarım eksenel kuvveti altında kolon kesitinin nominal eğilme dayanımı

$\mathbf{M_p}$: Betonarme kesitin eğilme momenti taşıma gücü (plastik moment)

$\mathbf{M_{pb}}$: Plastik mafsalların kirişlerde oluşması halinde, düğüm noktasındaki kiriş eğilme kapasitesi

$\mathbf{M_{ra}}$, $\mathbf{M_{rü}}$: Sırasıyla kolonun serbest yüksekliğinin alt ve üst ucunda f_{cd} ve f_{yd} ye göre hesaplanan taşıma gücü momentleri

$\mathbf{M_{ri}}$, $\mathbf{M_{rj}}$: Sırasıyla kirişin sol i ve sağ j uçlarındaki kolon yüzünde f_{cd} ve f_{yd} ye göre hesaplanan pozitif veya negatif taşıma gücü momentleri

$\mathbf{M_{L1}}$: Betonun dış basınç lifinde veya çekme donatısında plastik şekildeğiştirmelerin başlamasına karşı gelen eğilme momenti

$\mathbf{M_{L2}}$: Betonun dış basınç lifinde veya çekme donatısında izin verilen en büyük boy değişimlerine ulaşıldığı andaki eğilme momenti

$\mathbf{N}$: Normal kuvvet

$\mathbf{N_0}$: Sabit eksenel kuvvet

$\mathbf{N_{0b}}$: Kesitin eksenel basınç halindeki normal kuvvet taşıma gücü

$\mathbf{N_{oç}}$: Kesitin eksenel çekme halindeki normal kuvvet taşıma gücü

$\mathbf{n}$: Hareketli yük katılım katsayısı

$\mathbf{P}$: Yük Parametresi

$\mathbf{P_G}$: Göçme yükü parametresi

$\mathbf{P_{G1}}$: Birinci mertebe göçme yükü parametresi

$\mathbf{P_{G2}}$: İkinci mertebe göçme yükü parametresi

$\mathbf{P_{L1}}$: Birinci mertebe limit yük parametresi

$\mathbf{P_{L2}}$: İkinci mertebe limit yük parametresi

$\mathbf{[p_0]}$: Çubuk yüklerinden oluşan uç kuvvetlerin kolon matrisi

$\mathbf{[p_0]_i}$, $\mathbf{[p_0]_j}$: Çubuk yüklerinden oluşan çubuk eksenlerindeki uç kuvvetleri kolon matrisleri

$\mathbf{[p_0]_{ix}}$, $\mathbf{[p_0]_{jx}}$: Çubuk yüklerinden oluşan sistem eksenlerindeki uç kuvvetleri kolon matrisleri

$\mathbf{[p_{ø0}]}$: m elemanlı bir kolon matrisi

$\mathbf{q}$: Yapı davranış katsayısı (Eurocode 8)

$\mathbf{R}$: Taşıyıcı sistem davranış katsayısı

$\mathbf{[q]}$: Düğüm noktaları yükleri matrisi

$\mathbf{S(T)}$: Spektrum katsayısı

$\mathbf{(S_{dd})_{\alpha\beta}}$: Sistem rijitlik matrisinin bir elemanı

$\mathbf{[S_{dd}]}$: Üzerinde plastik kesitler bulunmayan sistemin rijitlik matrisi

$\mathbf{[S_{dø}]}$: Plastik şekildeğiştirme parametrelerinin birim değerlerinden meydana gelen uç kuvvetlerinin denge denklemlerine katkısını ifade eden matris

$\mathbf{[S_{øø}]}$: Plastik kesitlerdeki birim plastik şekildeğiştirmelerin denge denklemlerine etkisini ifade eden bir dikdörtgen matris

$\mathbf{T_A}$,$\mathbf{T_B}$: Spektrum karakteristik periyotları

$\mathbf{T}$: Bina doğal titreşim periyodu

$\mathbf{W}$: Çerçeve toplam ağırlığı

$\mathbf{V}$: Taban kesme kuvveti

$\mathbf{V_{is}}$: Binanın i inci katında gözönüne alınan deprem doğrultusunda hesaplanan kesme kuvvetlerinin toplamı

$\mathbf{V_{ik}}$: Binanın i inci katında tüm kolonlarda gözönüne alınan deprem doğrultusunda hesaplanan kesme kuvvetlerinin toplamı

$\mathbf{z}$: Plastik kesitin moment sıfır noktasından uzaklığını

$\mathbf{\alpha_{CD1}}$,$\mathbf{\alpha_{CD2}}$: Depremin her iki yönü için kiriş eğilme momenti kapasiteleri toplamının kolon eğilme momenti toplamına oranını veren katsayı

α_i : Herhangi bir i inci katta hesaplanan V_{is}/V_{ik} oranı

ε : Şekildeğiştirme

ε_{co} : Betonda plastik şekildeğiştirmelerin başlamasına karşı gelen birim kısalma

ε_{cu} : Betonda izin verilen en büyük birim kısalma

ε_{sy} : Beton çeliğinde akmaya karşı gelen birim boy değişmesi

ε_{su} : Beton çeliğinde izin verilen en büyük birim boy değişimi

Φ : M eğilme momenti doğrultusundaki sonlu plastik şekildeğiştirmeler

Φ_0 : Plastik şekildeğiştirme parametresi

$[\Phi]$: Plastik kesitlerdeki m adet bilinmeyen plastik şekildeğiştirme parametresini içeren bir kolon matris

Δ : N normal kuvveti doğrultusundaki sonlu plastik şekildeğiştirmeler

δ : Yerdeğiştirme

δ_1, δ_2 : Moment yön değiştirme katsayısı

θ_p : Dönme kapasitesi

γ_c : Betonarme betonu için malzeme katsayısı

γ_s : Beton çeliği için malzeme katsayısı

γ_{Rd} : Donatının akma gerilmesindeki değişkenliği ve olası pekleşme özelliğini dikkate alan bir katsayı

λ_{c1} : Deprem etkileri altındaki çerçevenin lineer olmayan dinamik davranışına bağlı moment dağılım katsayısı

ρ_s : Hacimsel sargı donatısı oranı

σ : Gerilme

φ_{pb} : Kirişler için malzemeye bağlı bir dayanım katsayısı

φ_c : Kolonlar için kapasite küçültme faktörü

χ : Eğrilik

χ_{L1} : Betonarme kesitte plastik şekildeğiştirmelerin başladığı duruma karşı gelen eğrilik

χ_{L2} : Betonarme kesitte kırılmaya karşı gelen eğrilik

DAHA GÜÇLÜ KOLON TASARIMINDA EUROCODE 8 YAKLAŞIMININ LİNEER OLMAYAN TEORİ ÇERÇEVESİNDE İRDELENMESİ

ÖZET

Yüksek Lisans Tezi olarak sunulan bu çalışmada, betonarme yapılarda daha güçlü kolon tasarımını öngören çeşitli yöntemler ve özellikle Eurocode 8 yaklaşımı lineer olmayan teori çerçevesinde değerlendirilmiştir.

Beş bölüm halinde sunulan çalışmanın birinci bölümünde, konunun açıklanması, çalışmanın amacı ve kapsamı yer almaktadır. Depreme dayanıklı ve ekonomik yapı tasarımının temel öğeleri belirtildikten sonra, tasarım sınır durumları açıklanmış ve bu sınır durumlara karşı öngörülen bir güvenliğin sağlandığı, depreme dayanıklı yapı sistemlerinin içermesi gereken özellikler verilmiştir. Daha sonra, betonarme yapı sistemlerinde daha güçlü kolon tasarımı kriterleri özetlenmiştir. Bu bölümde ayrıca, betonarme yapı sistemlerinin dış yükler altındaki lineer olmayan davranışları da açıklanmıştır.

İkinci bölüm, betonarme çubukların lineer olmayan davranışlarının idealleştirilmesine ve betonarme düzlem çubuk sistemlerin düşey ve yatay yükler altındaki lineer olmayan davranışının incelenmesi, limit ve göçme yüklerinin bulunması amacıyla geliştirilen bir yük artımı yöntemine ayrılmıştır. Bu bölümde, önce betonarmenin temel varsayımları verilmiş, bileşik eğilme etkisindeki betonarme kesitlerde iç kuvvet- şekildeğiştirme bağıntıları ve bileşik iç kuvvet durumuna ait taşıma güçlerini ifade eden akma koşulları incelenerek, bu bağıntı ve koşulların nasıl idealleştirilebileceği açıklanmıştır. Daha sonra, betonarme düzlem çubuk sistemlerde ikinci mertebe limit yükün hesabı ve göçme güvenliğinin belirlenmesi amacıyla geliştirilen ve bu çalışmada uygulanan bir yük artımı yönteminin dayandığı varsayımlar, yöntemin esasları, formülasyonu ve yöntemin uygulanmasında izlenen yol açıklanmıştır. Yöntemde, düşey işletme yüklerinin bu yükler için öngörülen bir güvenlik katsayısı ile çarpımından oluşan belirli değerleri altında, aralarındaki oran sabit kalacak şekilde monoton olarak artan yatay yüklere göre hesap yapılarak incelenen sistemin lineer olmayan davranışı belirlenmekte, limit ve göçme yükleri hesaplanmaktadır.

Üçüncü bölüm, Eurocode 8 Deprem Yönetmeliğindeki daha güçlü kolon tasarımı yaklaşımına ayrılmıştır. Bu bölümde, betonarme yapı sistemlerinde daha güçlü kolon tasarımının önemi ve uygulamalarda karşılaşılan zorluklar açıklanmıştır. Ayrıca, Türk Deprem Yönetmeliği ve çeşitli deprem yönetmeliklerinde daha güçlü kolon tasarımı uygulamaları anlatılmıştır. Bu bölümde son olarak, Eurocode 8 Deprem Yönetmeliğindeki daha güçlü kolon tasarımı (moment arttırma yöntemi) ayrıntılı olarak incelenmiştir.

Dördüncü bölümde sayısal incelemeler yer almaktadır. Sayısal incelemeler, betonarme konut ve ofis binalarını temsil etmek üzere seçilen betonarme taşıyıcı sistem modelleri üzerinde gerçekleştirilmiştir. Taşıyıcı sistem modelleri, ilk olarak TS500 kriterlerine göre, daha güçlü kolon tasarımı terkedilerek

boyutlandırılmışlardır. Sonra, aynı taşıyıcı sistemler Eurocode 8 Deprem Yönetmeliğinde yer alan daha güçlü kolon tasarımı ilkelerine göre boyutlandırılmışlardır. Son olarak, Türk Deprem Yönetmeliğindeki daha güçlü kolon tasarımı kriteri esas alınarak boyutlandırma tekrarlanmıştır. Bu şekilde boyutlandırılan sistemler, esasları ikinci bölümde açıklanan yük artımı yöntemi ile, malzeme ve geometri değişimleri bakımından lineer olmayan teoriye göre hesaplanarak artan dış yükler altındaki davranışları elde edilmiş ve limit yükleri bulunmuştur. Bölümün sonunda, elde edilen sayısal sonuçlar değerlendirilerek tartışılmıştır.

Beşinci bölüm, bu çalışmada elde edilen sonuçları kapsamaktadır. Çalışmanın başlıca özellikleri, elde edilen sayısal sonuçlara dayanarak daha güçlü kolon tasarımını öngören çeşitli yaklaşımların ve özellikle Eurocode 8 yönetmeliği yönteminin topluca değerlendirilmesi ve çalışmanın olası genişleme alanları bu bölümde yer almaktadır.

EVALUATION OF EUROCODE 8 STRONG COLUMN-WEAK BEAM DESIGN APPROACH IN THE FRAME OF NON-LINEAR THEORY

SUMMARY

In this study, which is presented as a Master of Science Thesis, various strong column-weak beam approaches for reinforced concrete structures especially that is proposed by Eurocode 8 are evaluated in the frame of non-linear theory.

The first chapter of the study, which is composed of five chapters, covers the description of the subject, the aim and scope of the study. After stating the basic elements of the earthquake resistant and economical structural design, the design limit states are described. The required characteristics of earthquake resistant structures which provide sufficient safety against these limit states, are given. Then, various strong column-weak beam approaches are outlined. Furthermore, the non-linear behavior of reinforced concrete structural systems subject to external loads is investigated.

The second chapter presents the idealization of non-linear behavior of reinforced concrete frame elements and basic features of a load increment method developed for the determination of non-linear behavior and limit (collapse) loads of reinforced concrete plane frames subject to gravity and lateral loads. In this section, first the main assumptions of reinforced concrete design are introduced. Then, internal force-deformation relationships for reinforced concrete sections subject to bending combined with axial force and yield conditions expressing the ultimate limit states are investigated and idealized. Later, the assumptions, basic principles, mathematical formulation and the analysis procedure of the load increments method developed in order to determine the second order-limit load and collapse safety of reinforced concrete plane frame systems and used in this study, are described. The method involves monotonically and proportionally increasing lateral forces acting together with factored gravity loads, and analyzes the structural system in order to determine the non-linear behavior, limit and collapse loads of the system.

The third chapter presents the strong column-weak beam design approach given in Eurocode 8 Earthquake Code. In this chapter, the importance of strong column-weak beam design in reinforced concrete structures and difficulties that are encountered in applications, are explained. Furthermore, the strong column-weak beam design methods given by the Turkish Earthquake Code and various codes are summarized. Finally, the method imposed by the Eurocode 8 Earthquake Code (moment magnification method) is explained in details.

The fourth chapter is devoted to numerical investigations. The numerical investigations are carried out on reinforced concrete plane frames, that are selected to represent both residential and office buildings. First, the structural systems are designed, in accordance with the TS500 standard by neglecting the strong column-weak beam principle. Then, the design is repeated in accordance with the principles of the strong column-weak beam design given in Eurocode 8 Earthquake Code.

Finally, according to the criteria imposed by the Turkish Earthquake Code, the systems are designed, again. The structural systems designed by three different approaches are analyzed according to the materially and geometrically non-linear theory by means of the load increments method, which is outlined in the second chapter. Thus the non-linear behavior and limit loads of the systems are determined. The numerical results obtained in the study are discussed and evaluated at the end of the chapter.

The fifth chapter covers the conclusions accomplished in this study. The main characteristics of the study, the evaluation of various strong column-weak beam approaches, including that is given in Eurocode 8, based on the results of the numerical study and proposals for future research areas are presented.

1. GİRİŞ

1.1 Konu

Aktif bir deprem kuşağı üzerinde yer alan ülkemizde, yapıların yeterli bir güvenlik altında ve ekonomik olarak tasarımı önem kazanmaktadır. Yeter güvenlikli ve ekonomik tasarım ise, yapı taşıyıcı sistemlerinin deprem etkileri altındaki lineer olmayan davranışlarının yakından izlenebilmesi ile mümkün olmaktadır.

Yapı malzemelerinin orantı sınırından sonraki lineer olmayan davranışını ve geometri değişimlerinin denge denklemlerine etkisini (ikinci mertebe etkisi) gözönüne alan ileri hesap yöntemlerinde meydana gelen gelişmeler, yapı sistemlerinin dış yükler altındaki davranışlarının yakından izlenmesine ve göçme güvenliklerinin daha gerçekçi bir şekilde belirlenmesine olanak sağlamışlardır, [1,2].

Bu hususlar gözönünde tutularak, yapı sistemlerine yeterli bir süneklik ve belirli bir göçme güvenliği sağlayan daha güçlü kolon tasarımı için Eurocode 8 yönetmeliğinde yeralan yaklaşımın lineer olmayan teori çerçevesinde değerlendirilmesi amacıyla bir araştırma gerçekleştirilmiştir. Bu tez çalışması sözkonusu araştırmanın esaslarını, ayrıntılarını ve sonuçlarını kapsamaktadır.

1.1.1 Depreme Dayanıklı Yapı Sistemlerinden Beklenen Özellikler

Bir yapı sisteminin depreme dayanıklı olarak boyutlandırılmasında, aşağıda açıklanan koşulların gerçekleştirilmesi istenir, [3].

1) Kullanılabilirlik: Yapının ömrü boyunca çok sayıda tekrarlanan sık ve küçük şiddetteki depremler altında, taşıyıcı sistemde ve taşıyıcı olmayan elemanlarda hasar meydana gelmemeli ve yapının şekildeğiştirmeleri elastik sınırlar içinde kalmalıdır.

2) Hasarların onarılabilir olması: Orta şiddetteki depremler altında, yapı sisteminde ve/veya yapısal olmayan elemanlarda, onarılması gereken hasarların meydana gelmesine izin verilebilir. Örneğin, betonarme yapılarda meydana gelebilen ve yapının ömrünü ve kullanımını etkileyen çatlaklar, beton dökülmeleri, yapısal

olmayan elemanlarda oluşan çatlaklar bu hasarlar arasında sayılabilir. Ancak bu hasarların ekonomik olarak onarılabilir düzeyde kalması gerekmektedir.

3) Göçmenin ve can kaybının meydana gelmemesi: Yapının ömrü boyunca ancak bir kere meydana gelebilen çok şiddetli deprem altında ise, yapı sisteminde ve yapısal olmayan elemanlarda büyük hasarlar meydana gelebilir. Bazı hallerde bu büyük hasarların onarılması da ekonomik bakımdan mümkün olmayabilir. Bununla beraber, depreme dayanıklı olarak boyutlandırılan ve inşa edilen bir yapı sisteminin çok şiddetli depremler altında dahi göçmemesi ve can kaybının olmaması gerekmektedir. Bu koşulun sağlanabilmesi için yapı sisteminin yeterli bir dayanıma sahip olması ve göçme yükünden önce, yeterli düzeyde elastik olmayan şekildeğiştirme yapabilmesi istenir. Böylece deprem enerjisinin bir bölümünün lineer olmayan şekildeğiştirmeler yoluyla söndürülmesi amaçlanmaktadır.

Bu koşulları sağlayan depreme dayanıklı bir yapı sisteminin aşağıdaki özellikleri içermesi beklenmektedir, [4].

a) Geometri: Yapılan gözlemler, basit olarak düzenlenen yapıların depreme karşı dayanımının da aynı oranda yüksek olduğunu göstermektedir. Basit ve düzenli yapıların yapımı kolaydır ve yapımda hata yapma olasılığı düşüktür. Bu tür yapıların depremdeki davranışlarını tahmin etmek ve çözümlemek de daha kolaydır. Karmaşık ve düzensiz yapıları modellemek ve ek olarak ortaya çıkan burulma etkilerini gözönüne almak uzun işlemleri gerektirmekte ve tasarımda hata yapılması olasılığını arttırmaktadır.

b) *Süreklilik:* Taşıyıcı sistemde bulunan elemanların dayanımlarının ve rijitliklerinin planda ve düşey düzlemde süreklilik sağlayacak şekilde düzenlenmesi yapının davranışını olumlu yönde etkiler. Kolon ve kirişlerin planda düzgün olarak dağılması, sistemin belirli bölgelerinin aşırı zorlanmasını önler. Taşıyıcı sistemdeki süreklilik ile yapı elemanları arasında yardımlaşma ve iç kuvvetlerin yeniden dağılımı sağlanırken, elastik davranışın ötesindeki taşıma kapasitesi de arttırılmış olur. Ayrıca, yeniden dağılım sırasında meydana gelen plastik şekildeğiştirmeler nedeniyle deprem enerjisinin büyük oranda söndürülmesi sağlanır.

c) *Rijitlik ve dayanım:* Düşey ve yatay işletme yükleri altında, yapının yerdeğiştirmeleri elastik bölgede kalmalı ve sınırlı olmalıdır. Rijitliğin arttırılması ile katların göreli yatay ötelenmesi sınırlandırılarak, özellikle taşıyıcı olmayan

elemanlarda meydana gelebilecek hasarı sınırlandırmak mümkündür. Bunun yanında, özellikle yüksek yapılarda, deprem sırasında düşey yüklerin ikinci mertebe etkilerini sınırlı tutmak için yerdeğiştirmelerin sınırlandırılması amacıyla rijitliğin arttırılması da gerekli olabilir. Öngörülen deprem etkisine karşı taşıyıcı sistemin gerekli dayanıma sahip olması, boyutlamanın temelidir.

d) *Göçme Modu:* Deprem etkisine karşı tasarımda, kesitler öngörülen etkilere karşı koyacak şekilde boyutlandırılırken, özellikle düşey taşıyıcıların dayanımlarını kaybederek tüm sistemin göçmesi veya burkulma gibi ani göçme modlarından uzak kalınması istenir. Bu amaçla, kuvvetli bir deprem durumunda, sistemin elastik ötesi davranışı gözönüne alınarak göçme durumunun incelenmesi gerekir. Bazı durumlarda, kolonlar gibi düşey yük taşıyan elemanların güç tükenmeleri ile kesme veya basınç kuvveti taşıyan diğer elemanların göçmelerinin sünek olmayacağı gözönünde tutularak, bu tür güç tükenmelerinin önlenmesi için önlem alınması yoluna gidilebilir. Genel olarak, bir birleşim bölgesinde, kolonlar yerine kirişlerin kesitlerinde plastik mafsallar oluşarak güç tükenmesinin ortaya çıkması tercih edilmektedir.

e) Süneklik: Yapının ömrü boyunca çok az sayıda meydana gelebilecek şiddetli depremlerin etkisini, yapı sisteminin elastik sınırın ötesinde şekil değiştirerek karşılaması öngörülür. Böyle bir durumda ise lineer olmayan davranış önem kazanır. Yapının, elastik sınırın ötesinde, kesit zorlarında önemli artmalar olmadan şekildeğiştirme yapması istenir. Yapı sisteminin göçmeden önce lineer olmayan şekildeğiştirme yapabilme yeteneği olarak tanımlanan süneklik sayesinde, dış etkilerin aşırı artması sırasında akmaya ulaşan kesitlerdeki plastik şekildeğiştirmeler ile deprem enerjisi söndürülürken iç kuvvetlerin daha az zorlanan kesitlere dağılması sağlanabilmektedir.

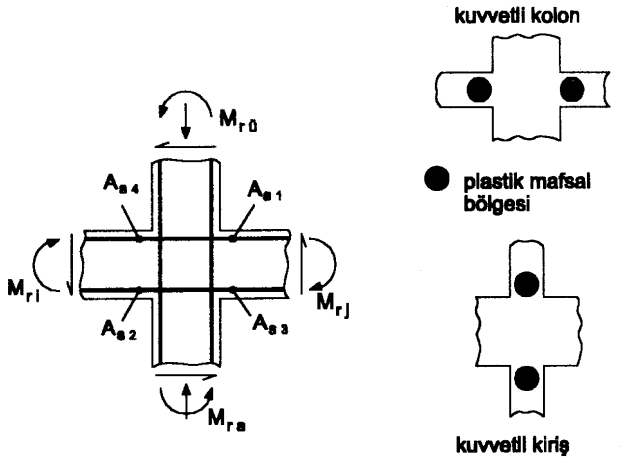
1.1.2 Daha Güçlü Kolon Tasarımı

Deprem etkileri altında, kolon-kiriş birleşim bölgelerindeki kolon kesitlerinin kapasitelerine erişerek güç tükenmesinin ortaya çıkması, taşıyıcı sistemin ani olarak göçmesine neden olabilir. Bu ise, yapı güvenliği bakımından istenilmeyen bir durumdur. Bunun yerine, aşırı zorlanma durumunda, birleşim bölgelerindeki kiriş mesnet kesitlerinde güç tükenmesinin meydana gelmesi, taşıyıcı sistemde toptan göçme riskinin ortadan kalkmasına ve daha büyük oranda deprem enerjisinin

söndürülmesine neden olur. Bunu sağlamak için, kolonların kirişlerden daha güçlü olması ve böylece plastik mafsalların kirişlerde oluşması amacıyla, Şekil 1.1 de gösterilen kiriş-kolon birleşim bölgesindeki $M_{ra}+M_{rü}$ kolon eğilme momenti kapasiteleri toplamının $M_{ri}+M_{rj}$ kiriş eğilme momenti kapasiteleri toplamından belirli bir oranda (örneğin % 20) daha büyük olması öngörülmektedir. Daha güçlü kolon tasarımı adı verilen bu tasarım ilkesi, Türk Deprem Yönetmeliğinde

$$(M_{ra} + M_{rü}) \geq 1.2\,(M_{ri} + M_{rj}) \tag{1.1}$$

bağıntısı ile ifade edilmektedir, [5].



Şekil 1.1 Kiriş-Kolon Birleşim Bölgesinde Oluşan Etkiler

UBC 1997 Amerikan Deprem Yönetmeliğinde, sadece çerçevelerden oluşan taşıyıcı sistemler için, her kolon-kiriş düğüm noktasına birleşen kolonların taşıma gücü momentlerinin toplamının, aynı düğüm noktasına birleşen kirişlerin taşıma gücü momentleri toplamının en az 6/5 katından daha büyük olması öngörülmektedir, [6].

$$\sum M_e \geq (6/5)\sum M_g \tag{1.2}$$

Bu bağıntıda

ΣM_e : sözkonusu düğüm noktasına birleşen kolonların eğilme momenti dayanımları toplamıdır. Kolonların eğilme momenti dayanımları hesaplanırken, yatay kuvvetlerin doğrultusu gözönüne alınarak, en küçük eğilme momenti dayanımını veren normal kuvvet esas alınır.

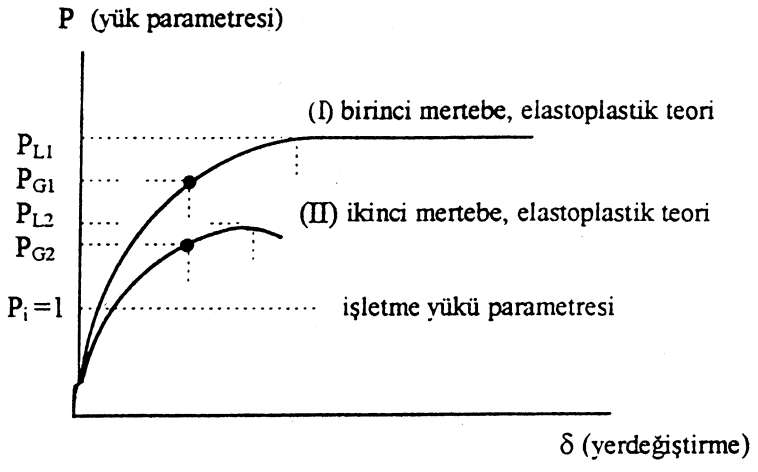
ΣM_g : sözkonusu düğüm noktasına birleşen kirişlerin eğilme momenti dayanımları toplamıdır.

(1.2) eşitsizliği her deprem doğrultusunda ve depremin her iki yönü için elverişsiz sonuç verecek şekilde ayrı ayrı uygulanmaktadır.

Eurocode 8 Avrupa Deprem Yönetmeliğine [7] göre, kolonlarda plastik mafsalların oluşma olasılığını azaltmak amacıyla, her iki doğrultudaki deprem hesapları sonucunda elde edilen kolon uç momentleri bazı parametrelere bağlı katsayılar ile çarpılarak büyütülmekte ve tasarıma esas olan kolon momentleri elde edilmektedir. Bu yaklaşımın ayrıntıları, Bölüm 3 de ayrıntılı olarak ele alınacaktır.

1.1.3 Betonarme Yapı Sistemlerinin Dış Yükler Altındaki Lineer Olmayan Davranışı

Düşey ve yatay yükler etkisindeki bir betonarme yapı sisteminin lineer olmayan teoriye göre hesabı ile elde edilen yük parametresi-yerdeğiştirme (P-δ) bağıntıları Şekil 1.2 de şematik olarak gösterilmiştir,[8].



Şekil 1.2 Yük Parametresi – Yerdeğiştirme (P-δ) Bağıntıları

Bir yapı sisteminin dış yükler altındaki davranışının lineer olmaması genel olarak iki sebepten meydana gelmektedir:

a) malzemenin lineer-elastik olmaması nedeniyle iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntılarının (bünye denklemlerinin) lineer olmaması

b) geometri değişimlerinin etkisi nedeniyle denge denklemlerinin lineer olmaması.

Malzemenin lineer olmayan davranışının gözönüne alındığı teoriye *elastoplastik teori,* geometri değişimlerinin denge denklemlerine etkisinin gözönüne alındığı teoriye *ikinci mertebe teorisi,* lineerliği bozan her iki etkinin birlikte hesaba katıldığı teoriye ise *ikinci mertebe elastoplastik teori* denilmektedir.

Lineer olmayan malzemeden yapılmış sistemlerde, artan dış yükler altında iç kuvvetler de artarak bazı kesitlerde lineer-elastik sınırı aşmakta ve bu kesitler dolaylarında plastik şekildeğiştirmeler meydana gelmektedir. Çelik yapı sistemlerine benzer olarak, yeterli düzeyde süneklik özelliği gösteren betonarme yapılarda da plastik şekildeğiştirmelerin *plastik kesit* adı verilen belirli kesitlerde toplandığı, bunların dışındaki bölgelerde sistemin lineer-elastik davrandığı varsayılabilir. Bu varsayıma dayanan plastik kesit kavramı ile, tek eksenli basit eğilmenin etkin olduğu düzlem sistemlere uygulanabilen *plastik mafsal* hipotezi bileşik iç kuvvet durumunu da içerecek şekilde genişletilmiş olmaktadır.

Plastik kesit kavramının geçerli olduğu varsayılan bir betonarme yapı sisteminin birinci mertebe teorisine göre elastoplastik hesabı sonucu elde edilen yük parametresi-yerdeğiştirme (P-δ) bağıntısı Şekil 1.2 de (I) eğrisi ile gösterilmiştir. Bu teoride, oluşan plastik kesitler nedeniyle sistemin bir bölümü veya tümü mekanizma durumuna gelerek taşıma gücü sona ermektedir. Bu duruma karşı gelen yük parametresi *birinci mertebe limit yük* (P_{L1}) olarak tanımlanır.

Lineerliği bozan her iki etkinin birlikte gözönüne alınması halinde, yani yapı sisteminin ikinci mertebe elastoplastik teoriye göre hesabı ile elde edilen P-δ diyagramı Şekil 1.2 de (II) eğrisi ile gösterilmiştir. Görüldüğü gibi, bu eğri başlangıçta (I) eğrisine teğet olmakta, daha sonra ikinci mertebe etkileri ve bunlara bağlı olarak artan plastik şekildeğiştirmeler nedeniyle yerdeğiştirmeler hızla artmaktadır. Yükler artarak bir P_{L2} sınır değerine eşit olunca, meydana gelen plastik kesitler nedeniyle rijitliği azalan sistemin burkulma yükü dış yük parametresinin altına düşer, diğer bir deyişle, P-δ diyagramında artan yerdeğiştirmelere azalan yük parametreleri karşı gelir. Yapının stabilite yetersizliği nedeniyle taşıma gücünü yitirmesine sebep olan bu yük parametresine *ikinci mertebe limit yük* denilmektedir.

Özellikle betonarme yapılarda, dış yük parametresi limit yüke erişmeden önce, yapı sistemi çeşitli nedenlerle göçebilmektedir.Bu nedenlerden başlıcaları

a) plastik kesitlerdeki şekildeğiştirmelerin öngörülen plastik kesit şekildeğiştirme kapasitelerini aşması

b) büyük yerdeğiştirmelerin meydana gelmesi

c) sistemde büyük çatlakların oluşmasıdır.

Betonarme yapı sistemlerinin gerçek göçme güvenliklerinin belirlenmesi, limit yükün yanında, çok kere bu yükten daha küçük olan göçme yükünün (P_{G1} veya P_{G2}) hesabını da gerektirmektedir.

1.2 Çalışmanın Amacı ve Kapsamı

Bu çalışmanın amacı, geometri değişimlerinin denge denklemlerine etkilerini ve betonarmenin lineer olmayan davranışını gözönüne alan lineer olmayan teori çerçevesinde, daha güçlü kolon tasarımını öngören çeşitli yaklaşımlara ve özellikle Eurocode 8 yönetmeliğine göre boyutlandırılan betonarme yapıların lineer olmayan davranışları ile göçme güvenliklerinin belirlenmesi ve elde edilen sonuçlara dayanarak sözkonusu yaklaşımların değerlendirilmesidir.

Bu amaca yönelik olarak, betonarme konut ve ofis binalarını temsil etmek üzere seçilen taşıyıcı sistem modelleri, daha güçlü kolon ilkesi gözönüne alınmaksızın ve bu ilkeyi esas olan çeşitli yaklaşımlara göre boyutlandırılmıştır. Daha sonra, boyutlandırılan yapı sistemleri düşey yükler ve deprem etkilerini temsil eden eşdeğer statik yatay kuvvetler altında, malzeme ve geometri değişimleri bakımından lineer olmayan teoriye göre hesaplanarak artan dış yükler altındaki davranışları incelenmiş ve göçme güvenlikleri belirlenmiştir.

Elde edilen sayısal sonuçlara dayanarak, daha güçlü kolon tasarımı esas alan çeşitli yaklaşımlar ve özellikle Eurocode 8 yönetmeliği yaklaşımı değerlendirilmiştir.

Çalışmada izlenen yol şu aşamalardan oluşmaktadır:

a) betonarme yapı elemanlarının lineer olmayan davranışlarının idealleştirilmesi

b) betonarme yapı sistemlerinin lineer olmayan teoriye göre hesabı ve göçme yüklerinin bulunması amacıyla geliştirilen ve bu çalışmada uygulanan bir yük artımı yöntemi ile bu yöntemin pratik uygulamaları amacıyla hazırlanan bilgisayar programlarının açıklanması

c) daha güçlü kolon tasarımını esas alan çeşitli yaklaşımların ve özellikle Eurocode 8 yaklaşımının incelenmesi

d) taşıyıcı sistem modelleri üzerindeki sayısal incelemeler

e) sonuçların değerlendirilmesi ve önerilerin belirlenmesi.

Aşağıdaki bölümlerde bu aşamalar ayrıntılı olarak açıklanacaktır.

2. BETONARME YAPI SİSTEMLERİNDE LİMİT YÜKLERİN VE GÖÇME GÜVENLİĞİNİN BELİRLENMESİ İÇİN BİR YÜK ARTIMI YÖNTEMİ

Bu bölümde, betonarme yapı sistemlerinin lineer olmayan davranışlarının incelenmesi, limit yüklerinin ve göçme güvenliklerinin belirlenmesi amacıyla geliştirilen ve bu çalışmada esas alınan bir yük artımı yöntemine esas oluşturan iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntıları ve akma (kırılma) koşulları ile bu yöntemin dayandığı varsayımlar, yöntemin esasları ve matematik formülasyonu, limit yüklerin ve göçme güvenliğinin belirlenmesinde izlenen yol kısaca gözden geçirilecektir, [2]. İnceleme, betonarme düzlem çubuk sistemler ile sınırlı tutulacaktır.

2.1 Betonarme Çubuklarda Lineer Olmayan Davranışın İdealleştirilmesi

Aşağıdaki bölümlerde, eğilme momenti ve eksenel kuvvet etkisindeki betonarme düzlem çubuk elemanların lineer olmayan davranışları incelenerek iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntılarının ve bileşik iç kuvvet durumuna ait taşıma güçlerini ifade eden akma (kırılma) koşullarının nasıl idealleştirilebileceği gözden geçirilmiştir.

2.1.1 Temel Varsayımlar

Betonarme çubuk elemanların elastoplastik davranışlarının incelenmesinde betonarmenin şu temel varsayımları esas alınacaktır, [9].

a) Düzlem kesitler şekildeğiştirdikten sonra da düzlem kalmaktadır.

b) Beton ve donatı çeliği arasında tam aderans vardır.

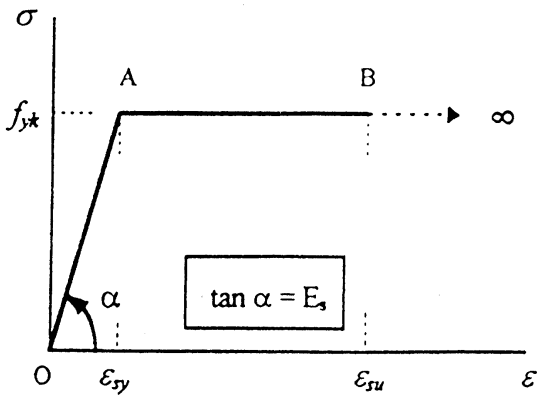
c) Çatlamış betonun çekme dayanımı terkedilmektedir.

d) Beton çeliğinin gerilme-şekildeğiştirme bağıntısının ideal elastoplastik malzeme tanımına uygun olduğu varsayılmaktadır.Buna göre, σ-ε bağıntısı

OA : $0 \le \varepsilon \le \varepsilon_{sy}$ için $\sigma = E_s \varepsilon$ (2.1a)

AB : $\varepsilon_{sy} < \varepsilon < \infty$ için $\sigma = f_{yk}$ (2.1b)

şeklinde iki doğru parçasından oluşmaktadır, Şekil 2.1.



Şekil 2.1 Beton Çeliğinin σ-ε Diyagramı

Burada f_{yk} , E_s ve ε_{sy} sırasıyla beton çeliğinin akma gerilmesini, elastisite modülünü ve akmaya karşı gelen birim boy değişmesini göstermektedir.

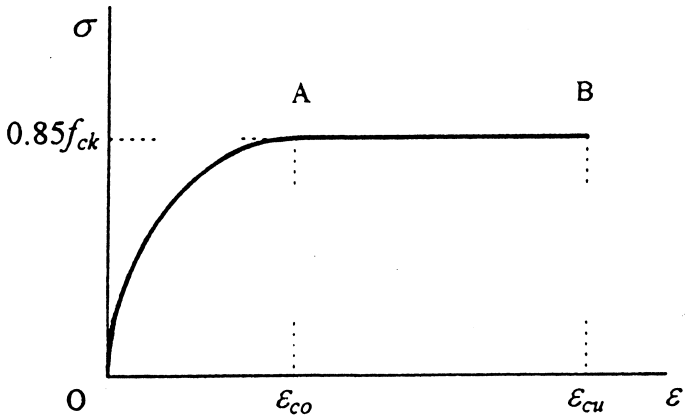
Beton çeliğinin büyük şekildeğiştirmelerine izin verilmediği durumlarda, σ-ε bağıntısı bir ε_{su} değeri ile sınırlandırılır. Bu sınır için Avrupa Beton Komitesi [10] ve Fransız Betonarme Yönetmeliği [11] tarafından $\varepsilon_{su} = 0.01$ değeri önerilmiştir. Betonarme yapı sistemlerinin lineer olmayan davranışlarının incelenmesinde ve plastik kesitlerin dönme kapasitelerinin tayininde bu sınır arttırılabilmektedir. Bu çalışmanın sayısal uygulamalarında, ε_{su} sınır değeri $\varepsilon_{su} = 0.01$ olarak alınmıştır.

e) Eğilme etkisindeki bir betonarme çubuğun dış basınç lifindeki betonun σ-ε bağıntısı için parabol+dikdörtgen modeli esas alınmıştır. Bu modele göre, beton basınç gerilmesi ile birim kısalma arasındaki bağıntı

OA : $0 \le \varepsilon \le \varepsilon_{co}$ için $\sigma = 0.85 f_{ck} \dfrac{\varepsilon}{\varepsilon_{co}} \left[2 - \dfrac{\varepsilon}{\varepsilon_{co}} \right]$ (2.2a)

AB : $\varepsilon_{co} < \varepsilon \le \varepsilon_{cu}$ için $\sigma = 0.85 f_{ck}$ (2.2b)

şeklindedir, Şekil 2.2.



Şekil 2.2 Betonarme Çubuğun Eğilmesinde Dış Basınç Lifindeki Betonun σ-ε Diyagramı

Betonarme betonunun σ-ε bağıntısını tanımlayan büyüklükler aşağıda açıklanmıştır.

f_{ck} : Betonun karakteristik basınç dayanımıdır.

ε_{co} : Betonda plastik şekildeğiştirmelerin başlamasına karşı gelen birim kısalmayı ifade eder. Kısa süreli yükler altında, betonda plastik şekildeğiştirmelerin

$\varepsilon_{co} = 0.002$

değerinde başladığı gözönünde tutulmaktadır.

ε_{cu} : Betonda izin verilen en büyük birim kısalmayı gösterir. Sargısız betonda, kısa süreli yüklerden oluşan birim kısalmanın

$\varepsilon_{cu} = 0.003 \sim 0.004$

sınır değerine erişmesi halinde, betonun ezilerek taşıma gücünü yitirdiği varsayılmaktadır.

Sargı donatısı (etriye) ile sarılmış betonlarda, aşağıda açıklandığı gibi, ε_{cu} sınırı daha büyük değerler alabilir.

Sargılı Betonun Davranışı

Enine donatı ile sarılı bir betonarme çubuk elemanın çekirdek kısmı, artan eksenel basınç kuvvetleri altında, kuvvetin etkime doğrultusuna dik düzlem içinde genişler. Bundan dolayı üzerinde çekme kuvveti oluşan enine donatı çekirdek betonuna yanal basınç kuvveti uygular. Böylece çekirdek betonunun sünekliği ve dayanımı artar.

Enine donatı olarak çoğu zaman etriyeler kullanılmaktadır. Etriye miktarı arttırılarak elemanın süneklik düzeyi yükseltilebilir. Bununla beraber, etriye aralıklarının belirli bir değerden (örneğin 5 cm den) daha az olmamasına dikkat edilmelidir.

Enine donatı ile sarılmış betonun süneklik ve dayanımını olumlu yönde etkileyen yanal basınç kuvvetlerini arttıran etkenler şunlardır:

a) hacimsel etriye oranının arttırılması

   al) çubuk boyunca etriye aralığının azaltılması

   a2) bir kesitteki etriye enkesit alanının arttırılması

b) etriyelerin kapalı olması

c) yüksek dayanımlı etriye kullanılması

d) boyuna donatı miktarının arttırılması ve böylece enine donatı ile birlikte bir ağ oluşturularak çubuk boyunca çekirdek betonunun daha iyi sarılmasının sağlanması.

Betonda izin verilen maksimum birim kısalma, sargısız betonda $\varepsilon_{cu} = 0.003 \sim 0.004$, normal sargılı betonda $\varepsilon_{cu} = 0.006$ iken, sargı donatısının artmasıyla 0.01 veya daha yüksek değerlere çıkabilmektedir. Bu çalışmanın sayısal uygulamalarında, ε_{cu} sınır değeri $\varepsilon_{cu} = 0.006$ olarak alınmıştır.

2.1.2 Bileşik Eğilme Etkisindeki Betonarme Kesitlerde İç Kuvvet Şekildeğiştirme Bağıntılarının İdealleştirilmesi

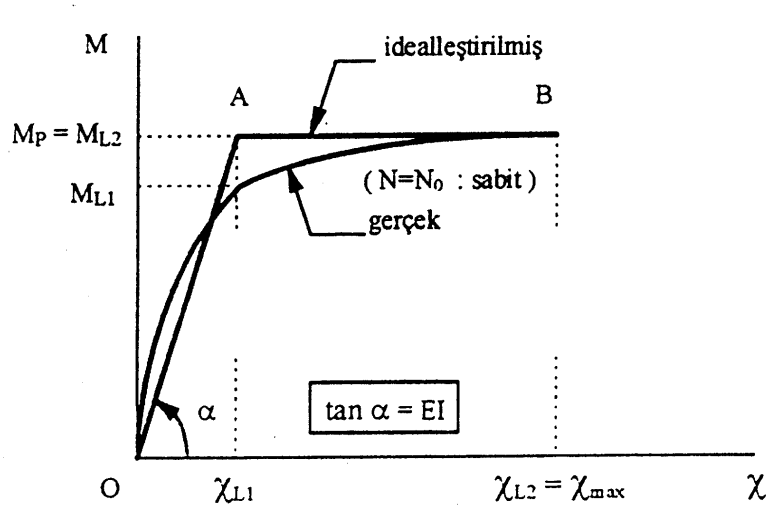
Sabit eksenel kuvvet $(N = N_0)$ altında, artan eğilme momenti ile zorlanan bir betonarme kesite ait gerçek ve idealleştirilmiş eğilme momenti-eğrilik $(M\text{-}\chi)$ bağıntıları Şekil 2.3 te birarada gösterilmişlerdir.

Bu çalışmada uygulanan yük artımı yönteminde, idealleştirilmiş $M\text{-}\chi$ bağıntısının

$$\text{OA}: \quad 0 \le \chi \le \chi_{L1} \quad \text{için} \quad M = EI\chi \tag{2.3a}$$

$$\text{AB}: \quad \chi_{L1} < \chi \le \chi_{L2} \quad \text{için} \quad M = M_p \tag{2.3b}$$

şeklinde tanımlanan iki doğru parçasından oluştuğu varsayılmaktadır. Burada M_p, kesitin $N=N_0$ eksenel kuvveti altındaki eğilme momenti taşıma gücünü, χ_{L1} ve χ_{L2} ise sırasıyla kesitte plastik şekildeğiştirmelerin başladığı duruma ve kesitin taşıma gücünü yitirmesine karşı gelen eğrilikleri göstermektedir.



Şekil 2.3 Gerçek ve İdealleştirilmiş M-χ Bağıntıları

Şekil 2.3 üzerinde gösterilen idealleştirme uyarınca, eğilme rijitliği

$$EI = \frac{M_p}{\chi_{L1}} \tag{2.4}$$

şeklinde belirlenir. Görüldüğü gibi, (2.4) bağıntısı ile hesaplanan eğilme rijitliği brüt beton kesitin eğilme rijitliğinden farklıdır ve yeterli bir yaklaşımla, betonarme kesitin gerçek davranışını temsil etmektedir.

Eğilme momenti-eğrilik bağıntısına benzer olarak, normal kuvvet-birim boy değişmesi *(N-ε)* diyagramı da iki doğru parçasından oluşacak şekilde idealleştirilebilir.

(2.3) ifadeleri ile tanımlanan idealleştirilmiş eğilme momenti-eğrilik bağıntısının OA bölümünde şekildeğiştirmeler lineer-elastiktir. Buna karşılık, iç kuvvet durumunun AB doğru parçası üzerinde bulunduğu kesitlerde lineer olmayan şekildeğiştirmeler meydana gelir. Yeter derecede süneklik özelliği gösteren yapı sistemlerine uygulanabilen bu idealleştirmeye göre lineer olmayan şekildeğiştirmelerin *plastik kesit* adı verilen belirli kesitlerde toplandığı, bunların dışındaki bölgelerde ise sistemin lineer-elastik davrandığı varsayılabilir. Bu varsayımın geçerli olduğu yapı sistemlerinde, artan dış etkilere bağlı olarak, plastik kesitlerdeki iç kuvvetler akma koşulunu sağlayacak şekilde değişebilmekte; buna karşılık iç kuvvetler doğrultularında sonlu plastik şekildeğiştirmeler meydana gelmektedir. Görüldüğü

gibi, esasları yukarıda açıklanan plastik kesit kavramı ile, tek eksenli basit eğilmenin etkin olduğu düzlem yapı sistemlerine uygulanabilen *plastik mafsal hipotezi* bileşik iç kuvvet durumunu da kapsayacak şekilde genişletilmiş olmaktadır.

Sınırlı düzeyde süneklik özelliği gösteren betonarme yapı elemanlarında, plastik kesitlerde toplandığı varsayılan lineer olmayan eğilme şekildeğiştirmelerinin *dönme kapasitesi* adı verilen bir sınır değeri aşmaması istenir. Betonarme yapı elemanlarında dönme kapasitesinin hesabı Bölüm 2.1.4 de incelenecektir.

2.1.3 Bileşik Eğilme Etkisindeki Betonarme Kesitlerde Akma Koşulları (Karşılıklı Etki Diyagramları)

Eksenel kuvvet ile birlikte tek eksenli eğilme momenti etkisindeki betonarme kesitlerde taşıma gücünü ifade eden karşılıklı etki diyagramı Şekil 2.4 te şematik olarak gösterilmiştir.

Lineer olmayan şekildeğiştirmelerin plastik kesit adı verilen belirli kesitlerde toplandığı kabul edilen betonarme sistemlerde, iç kuvvet durumunun bu eğri üzerinde bulunması bir plastik kesitin oluştuğunu ve bu kesitte sonlu plastik şekildeğiştirmelerin meydana geldiğini (yani kesitin aktığını) ifade etmektedir. Bu nedenle, akma koşulunu ifade eden bu eğriye *akma eğrisi* de denilmektedir.

$$K_1 = (M, N) = 0 \tag{2.5}$$

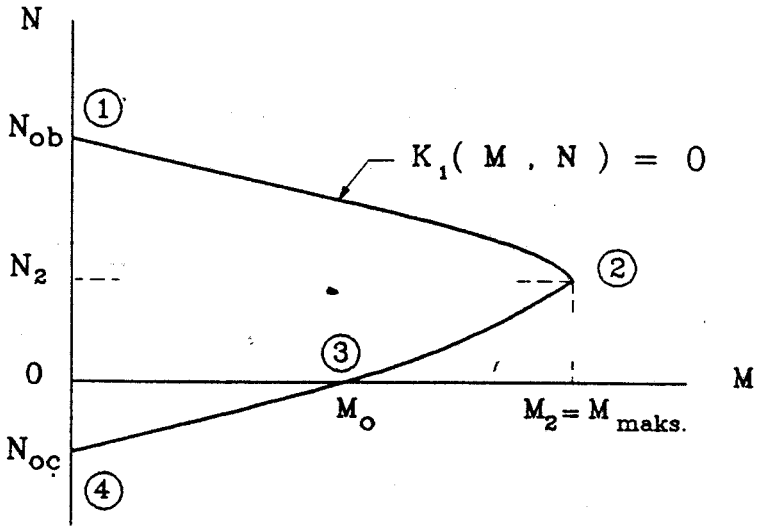
bağıntısı ile tanımlanan akma eğrisinde, M ve N kesite etkiyen eğilme momenti ve eksenel kuvveti, M_0 kesitin basit eğilme halindeki moment taşıma gücünü, N_{ob} ve $N_{oç}$ sırasıyla kesitin eksenel basınç ve eksenel çekme hallerindeki normal kuvvet taşıma güçlerini göstermektedir.

Simetrik donatılı simetrik kesitlerde, A_c brüt beton enkesit alanını, A_s ise kesitteki toplam donatı alanını göstermek üzere, N_{ob} ve $N_{oç}$ taşıma güçleri

$$N_{ob} = 0.85 f_{ck} A_c + f_{yk} A_s \tag{2.6a}$$

$$N_{oç} = f_{yk} A_s \tag{2.6b}$$

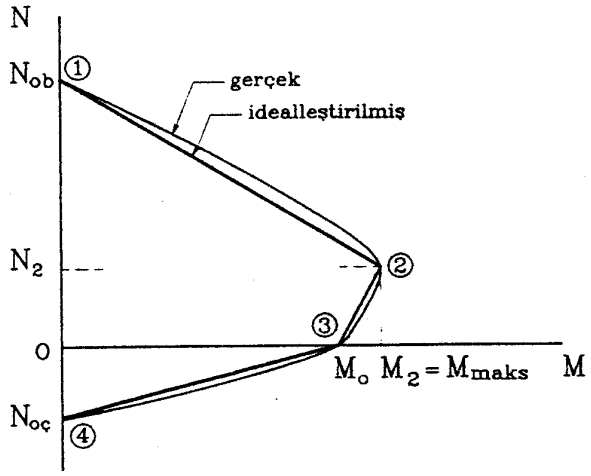
bağıntıları ile hesaplanırlar. Bu bağıntılarda malzeme güvenlik katsayıları yer almamaktadır.



Şekil 2.4 Tek Eksenli Bileşik Eğilme Halinde Akma Eğrisi (Karşılıklı Etki Diyagramı)

Şekil 2.4 de görüldüğü gibi, akma eğrisi dört karakteristik noktası ile tanımlanmaktadır. Akma eğrisinin lineerleştirilmesinde yararlanılacak olan bu noktalar, eksenel basınç, basit eğilme ve eksenel çekme hallerine karşı gelen (1), (3) ve (4) noktaları ile kesitin en büyük moment taşıma gücüne sahip olduğu dengeli duruma karşı gelen (2) noktasıdır.

Eksenel kuvvet ve tek eksenli eğilme momenti etkisindeki bir betonarme kesitte taşıma gücünü ifade eden gerçek akma eğrisi ile bu çalışmada uygulanan idealleştirilmiş akma koşulu Şekil 2.5 de gösterilmiştir,[2].



Şekil 2.5 Tek Eksenli Bileşik Eğilme Halinde Gerçek ve İdealleştirilmiş Akma Koşulları

Şekil 2.5 de görüldüğü gibi, pozitif eğilme momentlerine karşı gelen idealleştirilmiş akma koşulunun (1), (2), (3) ve (4) noktalarını birleştiren üç doğru parçasından oluştuğu varsayılmaktadır. Bu noktaların tanımları yukarıda açıklanmıştır. Bilindiği gibi, enkesit geometrisi ve donatı yerleşim düzeni bakımından simetrik olan kesitlerde, gerçek ve idealleştirilmiş akma koşulları N eksenine göre simetriktir.

2.1.4 Dönme Kapasitesinin Belirlenmesi

Bölüm 2.1.2 de belirtildiği gibi, sınırlı düzeyde süneklik özelliği gösteren betonarme yapı elemanlarında, plastik kesitlerde toplandığı varsayılan lineer olmayan eğilme şekildeğiştirmelerinin *dönme kapasitesi* adı verilen bir sınır değeri aşmaması gerekmektedir. Bu sınır değerin aşılması, büyük plastik şekildeğiştirmeler nedeniyle yapının göçmesine neden olmaktadır.

Eğilme etkisindeki betonarme yapı elemanlarının plastik şekildeğiştirme özelliğini ifade eden dönme kapasitesi çeşitli etkenlere bağlıdır. Bunlar

a) betonarme betonu ve beton çeliğinin σ-ε bağıntılarını belirleyen ε_{co}, ε_{cu} ve ε_{sy}, ε_{su} birim boydeğişmeleri

b) betonarme betonunun ε_{cu} sınır birim boy değişmesini etkileyen sargı donatısının miktarı, şekli ve yerleşim düzeni

c) boyuna donatının yerleşim düzeni

d) plastik bölge uzunluğunu etkileyen enkesit boyutları ve eğilme momenti diyagramlarının şeklidir.

Tek eksenli bileşik eğilme etkisindeki bir betonarme kesitte, dönme kapasitesi

$$\theta_p = (\chi_{L2} - \chi_{L1}) l_p \tag{2.7}$$

bağıntısı ile hesaplanabilir. Burada χ_{L1} ve χ_{L2}, sırasıyla kesitte plastik şekildeğiştirmelerin başladığı duruma ve kesitin kırılmasına karşı gelen eğrilikleri, l_p ise plastik bölge uzunluğunu göstermektedir.

(2.7) bağıntısındaki χ_{L1} terimi kesitin lineer şekildeğiştirmesini göstermektedir. χ_{L1} değerinin hesabı için, betonarme betonu ve beton çeliğine ait ε_{co} , ε_{sy} birim boy değişmelerinden ve sözkonusu sınır durum için belirlenen tarafsız eksenin konumundan yararlanılır.

χ_{L2} terimi kesitin toplam şekildeğiştirmesini ifade etmektedir. Bu terimin hesabı için, genellikle betonarme betonuna ait ε_{cu} sınır birim boy değişmesi ve kırılma durumu için belirlenen tarafsız eksenin konumu esas alınır.

Dönme kapasitelerinin hesabında esas alınan ε_{cu} ve l_p büyüklüklerinin belirlenmesi amacıyla yürütülen kuramsal ve deneysel çalışmalar sonunda önerilen çeşitli yaklaşık bağıntılar [2] de özetlenmiştir.

Örneğin, ε_{cu} büyüklüğünün hesabı için

$$\varepsilon_{cu} = 0.003 + 0.02\frac{b}{z} + 0.2\rho_s \tag{2.8}$$

bağıntısı önerilmektedir,[12]. Burada,

b : enkesit genişliğini

z : plastik kesitin moment sıfır noktasından uzaklığını

ρ_s : hacimsel sargı donatısı oranını göstermektedir.

Paulay ve Priestley, h eğilme düzlemi içindeki enkesit yüksekliği olmak üzere, kolon ve kirişlerdeki plastik bölge uzunluğunun

$$l_p \cong 0.5h \tag{2.9}$$

yaklaşık bağıntısı ile hesaplanabileceğini belirtmişlerdir, [3].

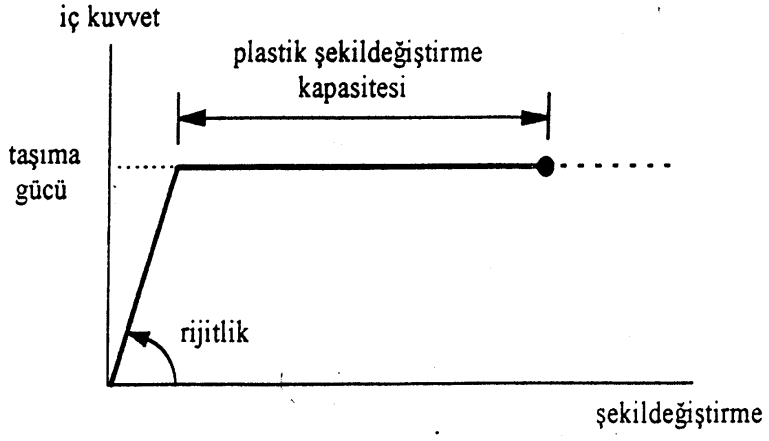
2.2 Betonarme Yapı Sistemlerinin Lineer Olmayan Teoriye Göre Hesabı İçin Bir Yük Artımı Yöntemi

Bu bölümde, betonarme düzlem çubuk sistemlerin lineer olmayan teoriye göre hesabı, birinci ve ikinci mertebe limit yükleri ile göçme güvenliğinin belirlenmesi amacıyla geliştirilen ve bu çalışmada esas alınan bir yük artımı yöntemi kısaca gözden geçirilecektir, [2]. Ayrıca, bu yöntemin pratik uygulamalarına olanak sağlamak amacıyla geliştirilen bilgisayar programlarının esasları açıklanacaktır.

2.2.1 Varsayımlar

Yük artımı yönteminin geliştirilmesinde gözönünde tutulan başlıca varsayımlar aşağıda sıralanmıştır.

a) Betonarme çubuk elemanlarda iç kuvvet-şekil değiştirme bağıntılarının, Şekil 2.6 da gösterildiği gibi, iki doğru parçasından meydana gelecek şekilde idealleştirilebileceği varsayılmaktadır.



Şekil 2.6 İdealleştirilmiş İç Kuvvet-Şekildeğiştirme Bağıntıları

b) Lineer olmayan eğilme ve uzama şekildeğiştirmelerinin *plastik kesit* adı verilen belirli kesitlerde toplandığı, bu kesitler dışındaki bölgelerde sistemin lineer-elastik davrandığı varsayımı yapılmıştır. Böylece, basit eğilme etkisindeki düzlem çubuk sistemlere uygulanabilen plastik mafsal hipotezi, bileşik iç kuvvet durumunu da içerecek şekilde genişletilmiş olmaktadır.

c) Kesme kuvvetinin akma koşuluna etkisi terkedilmiştir.

d) Bileşik eğilme durumunda, akma vektörünün akma yüzeyine dik olduğu varsayılmaktadır.

e) Yapı sistemlerinin narinliğine ve normal kuvvetlerin büyüklüğüne bağlı olarak birinci veya ikinci mertebe teorilerinden biri uygulanabilmektedir.

f) Sistemi oluşturan çubuklar doğru eksenli, sabit enkesitlidir ve normal kuvvet çubuk boyunca sabittir. Bu koşulların sağlanmadığı çubuklar doğru eksenli, sabit enkesitli olan ve normal kuvveti sabit varsayılabilen yeter derecede küçük parçalara ayrılarak idealleştirilebilirler.

g) Yayılı yükler yeter sayıda, statikçe eşdeğer tekil kuvvetlere dönüştürülerek hesap yapılmaktadır.

2.2.2 Yük Artımı Yönteminin Esasları

Lineer olmayan teoriye dayanan hesap yöntemlerinden yapı sistemlerinin göçme yükü esasına göre boyutlandırılmalarında ve boyutlandırılan yapıların dış etkiler altındaki lineer olmayan davranışlarının incelenerek göçme güvenliklerinin belirlenmesinde yararlanılmakta, her iki halde de sistemin göçme yükünün hesabına gerek olmaktadır.

Bir yapı sisteminin göçme yükü iki şekilde hesaplanabilir.

a) Orantılı olarak artan düşey ve yatay yükler için ortak bir göçme yükü bulunur.

b) Düşey yükler için öngörülen sabit bir güvenlik altında, yapı sisteminin göçmesine neden olan yatay yükler hesaplanır.

Genellikle rüzgar ve deprem etkilerini temsil eden yatay yüklerin değişme olasılığının, önemli bir bölümü yapı öz ağırlığından oluşan düşey yüklere oranla daha fazla olduğu gözönünde tutularak, geliştirilen yük artımı yönteminde ikinci yol uygulanmıştır. Ayrıca bu şekilde, aşağıda açıklanacağı gibi, problemin lineerleştirilmesine de katkı sağlanabilmektedir.

Sabit düşey yükler için hesapta, düşey yükler öngörülen bir güvenlik katsayısı ile çarpılarak sisteme etkitilmekte, daha sonra aralarındaki oran sabit kalacak şekilde monoton olarak artan yatay yükler için hesap yapılarak göçmeye neden olan yatay yük parametresi tayin edilmektedir.

Sisteme etkiyen düşey yüklerin bilinmesi halinde, büyük ölçüde denge denklemlerine bağlı olan normal kuvvetler kolaylıkla tahmin edilebilirler. Böylece, tahmin edilen normal kuvvetlere bağlı olarak hesaplanan ikinci mertebe çubuk rijitlik ve yükleme matrislerinden yararlanarak ikinci mertebe etkileri lineerleştirilebilmektedir.

Bu çalışmada uygulanan yöntem, sistemde plastik kesitlerin oluşumunu izleyen bir yük artımı yöntemidir. Her yük artımı, herhangi bir kesitteki iç kuvvet durumunun akma koşulunun belirlediği sınır durumuna erişmesi halinde, diğer bir deyişle sistemde bir plastik kesitin oluşumu ile sona ermektedir.

Artan dış yükler altında plastik kesitlerdeki iç kuvvetler akma (kırılma) koşullarını sağlayacak şekilde değişebilmekte, buna karşılık iç kuvvetler doğrultularında sonlu plastik şekildeğiştirmeler meydana gelmektedir. Bileşik eğilme etkisindeki bir plastik kesitte oluşan plastik şekildeğiştirmeler, akma vektörünün diklik özelliği nedeni ile,

plastik şekildeğiştirme parametresi adı verilen tek bir plastik şekildeğiştirme bileşenine bağlı olarak ifade edilebilirler.

Uygulanan yük artımı yönteminde, her plastik kesitin oluşumundan sonra, o kesitteki plastik şekildeğiştirmeleri ifade eden plastik şekildeğiştirme parametresinin yeni bir bilinmeyen olarak alınması ve iç kuvvet durumunun akma koşulunu sağladığını ifade eden yeni bir denklemin denklem takımına ilave edilmesi öngörülmüştür. Ayrıca, akma koşullarının doğru parçalarından oluşacak şekilde idealleştirilmesi suretiyle, ilave edilen denklemin lineer olması da sağlanabilmektedir.

Bir önceki adıma ait denklem takımı indirgenmiş olduğundan, sözkonusu yük artımına ait çözüm, sadece yeni bilinmeyenin ve o bilinmeyene karşı gelen yeni denklemin indirgenmesi ile elde edilebilmektedir.

Homojen malzemeden yapılmış yapı sistemlerinden farklı olarak, betonarme yapı sistemlerinde enkesitlerin eğilme rijitlikleri enkesit geometrisine, enkesitteki donatı miktarına ve yerleşim düzenine, normal kuvvetin değerine ve simetrik olmayan kesitlerde eğilme momentinin yönüne bağlı olarak değişmektedir. Bu çalışmada uygulanan yöntemde, betonarme kesitlerin eğilme rijitlikleri gerçek iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntılarından yararlanarak hesaplanmakta ve böylece, yeterli bir yaklaşımla kesitin gerçek davranışı temsil edilebilmektedir.

Özellikle betonarme yapı sistemlerinde, dış yükler limit yüke erişmeden önce, büyük yerdeğiştirmeler ve plastik kesitlerdeki büyük plastik şekildeğiştirmeler nedeniyle sistem göçebilmektedir. Uygulanan yük artımı yönteminde sistemin yerdeğiştirmeleri ve plastik şekildeğiştirmeler bilinmeyenler olarak alındıklarından, göçme yükünün bulunması için bu büyüklüklerin ayrıca hesabına gerek kalmamaktadır.

2.2.3 Akma Koşulları ve Akma Vektörünün İncelenmesi

Yeterli düzeyde sünekliğe sahip olan yapı sistemlerinde, bir kesitteki iç kuvvetler artarak akma koşulunun belirlendiği sınır duruma erişince kesitin taşıma gücü sona erer ve iç kuvvetler doğrultularında sonlu plastik şekil değiştirmeler meydana gelir.

Düzlem çubuk sistemlerde akma koşulu genel olarak üç tane iç kuvvet bileşeni cinsinden

$$K(M,N,T)=0 \tag{2.10}$$

şeklinde ifade edilebilir. Bu bağıntıda *M* eğilme momentini, *N* normal kuvveti, *T* kesme kuvvetini, *K(M, N, T)* ise malzeme karakteristikleri ile enkesit ve donatı özelliklerine bağlı olarak belirlenen lineer olmayan bir fonksiyonu göstermektedir.

Bölüm 2.2.1 de belirtildiği gibi, kesme kuvvetinin etkisi terkedilerek akma koşulunun eğilme momentine ve normal kuvvete bağlı olarak ifade edilmesi halinde (2.10) bağıntısı

$$K_1(M, N) = 0 \tag{2.11}$$

şeklini alır.

(2.11) bağıntısı ile verilen akma koşulundaki iç kuvvetlerden birinin terkedilebilir mertebede veya sıfır olması halinde akma koşulu diğer iç kuvvete bağlı olarak ifade edilir. Örneğin, *M* eğilme momentinin sıfır olduğu plastik kesitlerdeki akma koşulu

$$K_1(N) = 0 \tag{2.12}$$

şeklindedir. Benzer şekilde, *N* normal kuvvetinin sıfır olduğu veya terkedildiği plastik kesitler için

$$K_1(M) = M - M_p = 0 \tag{2.13}$$

akma koşulu yazılabilir. Burada M_p, kesitin taşıyabileceği en büyük eğilme momentidir ve *plastik moment* adını alır. Bilindiği gibi, geleneksel plastik mafsal hipotezinde, *M* eğilme momentinin M_p plastik momentine eşit olduğu kesitler *plastik mafsal* olarak tanımlanmaktadır.

Lineer olmayan şekildeğiştirmelerin plastik kesitlerde toplandığı ve bu kesitler dışında sistemin lineer-elastik davrandığı varsayıldığından, (2.11) akma koşulunun belirlediği akma eğrisi içindeki bir iç kuvvet durumu için şekildeğiştirmeler lineer elastiktir. İç kuvvet durumunun akma eğrisi üzerinde bulunması halinde kesit plastikleşmekte ve iç kuvvetler doğrultularında sonlu plastik şekildeğiştirmeler meydana gelmektedir.

Artan dış yüklere bağlı olarak bir plastik kesitteki iç kuvvet durumu akma eğrisi üzerinde hareket edebilir veya akma eğrisinin içine doğru yönelebilir, ancak bu eğrinin dışına çıkamaz.

İç kuvvet durumunun akma eğrisi üzerinde kalma özelliği

$$dK_1 = \frac{\partial K_1}{\partial M} dM + \frac{\partial K_1}{\partial N} dN = 0 \qquad (2.14)$$

bağıntısı ile ifade edilir.

Bileşik eğilme durumunda, plastik kesitlerde toplandığı varsayılan plastik şekildeğiştirmeler $\vec{d}(\phi, \Delta)$ *akma vektörü* ile tanımlanırlar. Akma vektörünün ϕ ve Δ bileşenleri sırasıyla M eğilme momentini ve N normal kuvveti doğrultularındaki sonlu plastik şekildeğiştirmeleri göstermektedirler.

İdeal-elastoplastik malzemeden yapılmış homojen kesitlerde akma vektörünün akma yüzeyine dik olduğu bilinmektedir, [13,14]. Buna karşılık, bileşik eğilme etkisindeki betonarme kesitlerde, diklik özelliği bazı koşullar altında ve yaklaşık olarak geçerli sayılabilir, [15].

Akma vektörünün akma eğrisine dik olduğunun varsayılması halinde, iç kuvvetler doğrultularındaki plastik şekildeğiştirme bileşenleri

$$\phi = \phi_0 \frac{\partial K_1}{\partial M} \quad , \quad \Delta = \phi_0 \frac{\partial K_1}{\partial N} \qquad (2.15)$$

şeklinde tek bir ϕ_0 *plastik şekildeğiştirme parametresine* bağlı olarak ifade edilebilirler.

Bu çalışmada uygulanan yöntemde, basit eğilme etkisindeki betonarme kesitlerde (2.11) bağıntısı ile tanımlanan akma yüzeyinin doğru parçalarından oluşacak şekilde idealleştirilmesi öngörülmektedir. Buna göre, akma koşulu için

$$K_1(M, N) \cong A_1 M + A_2 N + B = 0 \qquad (2.16)$$

lineer bağıntısı yazılabilir. Burada A_1, A_2 ve B malzeme karakteristiklerine, enkesit özelliklerine, boyuna donatı miktarına ve donatı yerleşim düzenine göre belirlenen katsayıları ve sabiti göstermektedir.

(2.16) bağıntısı ile verilen lineerleştirilmiş akma koşulu için, iç kuvvet durumunun akma yüzeyi üzerinde kalma özelliği

$$\Delta K_1 = A_1 \Delta M + A_2 \Delta N = 0 \qquad (2.17)$$

ve iç kuvvetler doğrultularındaki oluşan ϕ, Δ plastik şekildeğiştirme bileşenleri

$$\phi = \phi_0 \frac{\partial K_1}{\partial M} = \phi_0 A_1 \quad , \qquad \Delta = \phi_0 \frac{\partial K_1}{\partial N} = \phi_0 A_2 \tag{2.18}$$

şeklinde ifade edilir.

2.2.4 Yöntemin Matematik Formülasyonu

Bu çalışmada uygulanan yük artımı yönteminin herhangi bir adımında, üzerinde plastik kesitler bulunan sistemin bir yük artımı için hesabı gerekmektedir.

Yöntemin matematik formülasyonu için Matris Yerdeğiştirme Yönteminden yararlanılmıştır, [16]. Bu yöntemde, plastik kesitleri gözönüne almak üzere gerekli düzenlemeler yapıldığında, bilinmeyenler iki gruptan oluşurlar:

a) düğüm noktalarının yerdeğiştirme bileşenleri

b) plastik kesitlerdeki lineer olmayan şekildeğiştirmeleri temsil eden *m* adet $(\phi_0)_k$ plastik şekildeğiştirme parametreleri.

Bu bilinmeyenleri tayin etmek için kullanılan denklemler de iki gruptan oluşurlar:

a) düğüm noktalarının yerdeğiştirme bileşenleri doğrultularında yazılan moment ve izdüşüm denge denklemleri

b) plastik kesitlerdeki iç kuvvet durumlarının akma koşullarını sağladığını ifade eden, *m* sayıdaki akma koşulu denklemi.

Görüldüğü gibi, bilinmeyenlerin ve denklemlerin sayıları birbirine eşittir.

2.2.4.1 Denge Denklemleri

Düğüm noktalarının yerdeğiştirme bileşenleri doğrultularında yazılan moment ve izdüşüm denge denklemlerinin sistem eksen takımındaki matris gösterilimi

$$[S_{dd}]\,[d] + [S_{d\phi}]\,[\phi] + [p_0] = [q] \tag{2.19}$$

şeklindedir.

Bu denklem takımındaki matrislerin tanımları ve nasıl elde edilecekleri aşağıda açıklanmıştır.

$[S_{dd}]$: üzerinde plastik kesitler bulunmayan sistemin rijitlik matrisidir. *n* adet düğüm noktası içeren bir düzlem çubuk sistemde $[S_{dd}]$ matrisi *3n x 3n* boyutundadır. Lineer teorinin uygulandığı sistemlerde, *Betti Karşıtlık Teoremi* uyarınca $[S_{dd}]$ matrisi esas köşegenine göre simetriktir. Bu matrisin $(S_{dd})_{\alpha\beta}$ sayılı elemanı, dış yükler ve diğer yerdeğiştirme bileşenleri sıfir iken, β sayılı yerdeğiştirme bileşeninin birim değerinden dolayı α sayılı yerdeğiştirme bileşeni doğrultusunda oluşan çubuk uç kuvvetleri toplamını göstermektedir.

$[S_{dd}]$ matrisi, sistemi oluşturan çubukların sistem eksen takımındaki $[k]_{ixix}$, $[k]_{ixjx}$, $[k]_{jxix}$, $[k]_{jxjx}$ alt matrislerinin ilgili yerlere yazılması ve üst üste gelen alt matrislerin toplanması suretiyle elde edilir.

$[p_0]$: üzerinde plastik kesitler bulunmayan sistemde, düğüm noktalarının yerdeğiştirme bileşenleri sıfır iken, çubuklara etkiyen dış yüklerden dolayı sistem eksen takımında meydana gelen çubuk uç kuvvetlerini içeren *3n* elemanlı bir kolon matristir. Bu matrisin oluşturulması için, önce üzerinde yük bulunan çubukların çubuk eksen takımındaki $[p_0]_i$, $[p_0]_j$ uç kuvvetleri matrisleri hesaplanarak sistem eksen takımına dönüştürülür, daha sonra bu şekilde elde edilen $[p_0]_{ix}$, $[p_0]_{jx}$ uç kuvvetleri matrisleri $[p_0]$ matrisinde kendilerine ait yerlere yazılır ve üst üste gelen terimler toplanır.

İkinci mertebe teorisine göre hesapta $[S_{dd}]$ ve $[p_0]$ matrislerinin elemanları çubukların

$$\alpha = l\sqrt{\frac{|N|}{EI}} \tag{2.20}$$

büyüklüklerine bağlı olarak tayin edilirler, [17]. Burada *N* eksenel basınç kuvvetini, *l* çubuk boyunu, *EI* ise çubuğun eğilme rijitliğini göstermektedir.

$[q]$: dış yük matrisi, düğüm noktalarına etkiyen dış yüklerin sistem eksen takımındaki bileşenlerinden meydana gelen *3n* elemanlı bir kolon matristir.

$[\phi]$: plastik kesitlerdeki *m* adet bilinmeyen plastik şekildeğiştirme parametresini içeren bir kolon matristir.

$[S_{d\phi}]$: plastik kesitlerdeki birim plastik şekildeğiştirmelerin denge denklemlerine etkisini ifade eden bir dikdörtgen matristir. Üzerinde *m* sayıda plastik kesit bulunan *n* düğüm noktalı bir düzlem çubuk sistemde, bu matrisin boyutu *3n x m* dir. $[S_{d\phi}]$matrisinin *k* sayılı kolonu, *k* sayılı plastik kesitteki plastik şekildeğiştirme parametresinin $(\phi_0)_k = 1$ değeri için, diğer plastik kesitlerdeki plastik şekildeğiştirme parametreleri ve düğüm noktalarının yerdeğiştirme bileşenleri sıfır iken, düğüm noktalarına etkiyen çubuk uç kuvvetleri toplamından oluşmaktadır.

2.2.4.2 Plastik Kesitlerdeki Akma Koşulları

Plastik kesitlerdeki akma koşulu denklemleri, bir yük artımı sırasında plastik kesitlerdeki iç kuvvetlerin akma koşulunu sağladığını ifade eden denklemlerdir. Akma koşulu denklemleri tüm sistem için matris formunda yazılırsa

$$[S_{\phi d}]\,[d]+[S_{\phi\phi}]\,[\phi]+[p_{\phi 0}]=[0] \tag{2.21}$$

şeklini alır. Burada,

$[S_{\phi d}]$: dış yüksüz sistemde plastik şekildeğiştirmeler sıfır iken, yalnız düğüm noktalarının yerdeğiştirme bileşenlerinden dolayı plastik kesitlerde oluşan iç kuvvetlerin akma koşullarına etkisini içeren bir matristir. Üzerinde *m* sayıda plastik kesit bulunan *n* düğüm noktalı bir düzlem çubuk sistemde, bu matrisin boyutu *m x 3n* dir. Bu matrisin β sayılı kolonu, sistemdeki β sayılı yerdeğiştirme bileşeni bir, diğerleri sıfır iken, bileşik eğilme etkisindeki plastik kesitlerdeki

$$A_1\Delta M + A_2\Delta N \tag{2.22}$$

iç kuvvet değişimlerinin alt alta yazılması ile elde edilmektedir. Akma vektörünün akma yüzeyine dik olması veya dik olduğunun varsayılması durumunda Betti karşıtlık teoremi uyarınca

$$[S_{\phi d}]=[S_{d\phi}]^T \tag{2.23}$$

olduğundan, $[S_{\phi d}]$ matrisinin ayrıca hesaplanmasına gerek yoktur, [1].

$[S_{\phi\phi}]$: *m* x *m* boyutunda bir kare matristir. Bu matrisin *k* sayılı kolonu, dış yüksüz sistemde düğüm noktalarının yerdeğiştirme bileşenleri sıfır iken, *k* sayılı plastik

kesitteki plastik şekildeğiştirme parametresinin birim değeri için tüm plastik kesitlerdeki

$$A_1 \Delta M + A_2 \Delta N \tag{2.22}$$

iç kuvvet değişimlerini göstermektedir. Betti karşıtlık teoremine göre $[S_{\phi\phi}]$ matrisi esas köşegenine göre simetriktir. Sistemi oluşturan çubukların herbirinde birden fazla plastik kesit bulunmadığı sürece, $[S_{\phi\phi}]$ matrisinin sadece esas köşegeni üzerindeki terimleri sıfırdan farklı olmaktadır.

$[p_{\phi 0}]$: *m* elemanlı bir kolon matristir. Bu matrisin $(p_{\phi 0})_k$ sayılı elemanı, düğüm noktalarının yerdeğiştirme bileşenleri ve plastik şekildeğiştirme parametreleri sıfır iken, *k* sayılı plastik kesitin bulunduğu çubuk üzerindeki dış yüklerden dolayı bu plastik kesitteki iç kuvvet değişimlerinden oluşmaktadır.

Yukarıda açıklanan denge denklemleri ve akma koşulları birarada yazıldığında, sisteme ait genişletilmiş denklem takımı

$$\begin{bmatrix} [S_{dd}] & [S_{d\phi}] \\ [S_{\phi d}] & [S_{\phi\phi}] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} [d] \\ [\phi] \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} [p_0] \\ [p_{\phi 0}] \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} [q] \\ [0] \end{bmatrix} \tag{2.24}$$

şeklinde elde edilir. Bu denklemin katsayılar matrisi *3n + m* mertebesindedir ve esas köşegenine göre simetriktir.

2.2.4.3 Denklem Takımının Genişletilmesi, Çözümü ve Bilinmeyenlerin Bulunması

Uygulanan yük artımı yönteminin herhangi bir adımı sonunda, sistemde *k* sayılı plastik kesitin oluşumundan sonra, $\Delta P_{k+1}=1$ yük artımı için yeni sisteme ait denklem takımının yeniden kurulup çözülmesine gerek yoktur. Bunun yerine, son plastik kesitin oluşumundan sonra, o kesitteki plastik şekildeğiştirmeleri ifade eden bir $(\phi_0)_k$ bilinmeyeni ile bu bilinmeyene ait yeni kolon ve satır bir önceki adıma ait denklem takımına eklenerek genişletilmiş denklem takımı elde edilir.

Bir önceki yük artımına ait çözüm elde edilirken denklem takımının katsayılar ve sabitler matrisleri indirgenmiş olduğundan, genişletilmiş denklem takımının çözümü için sadece ilave kolon ve satırın indirgenmesi yeterli olmaktadır.

Böylece $\Delta P_{k+1}=1$ yük artımından meydana gelen, $[d]$ düğüm noktalarının yerdeğiştirme bileşenleri matrisi ve $[\phi]$ plastik şekildeğiştirme parametreleri matrisi elde edilir.

2.2.4.4 Çubuk Uç Kuvvetlerinin ve İç Kuvvetlerin Hesabı

$\Delta P_{k+1}=1$ yük artımı için bilinmeyen $[d]$ ve $[\phi]$ matrisleri tayin edildikten sonra bir *ij* çubuğunun uç kuvvetleri, uç kuvvetleri ile uç deplasmanları ve plastik şekildeğiştirme parametreleri arasındaki bağıntılardan yararlanarak elde edilir, [2].

ij çubuğunun herhangi bir kesitindeki iç kuvvetler ise, uç kuvvetlerine ve çubuk üzerindeki yüklere bağlı olarak denge denklemleri ile hesaplanabilirler.

2.2.4.5 Plastik Kesitin ve Yük Parametresinin Belirlenmesi

Sistemdeki bütün çubukların uç kuvvetleri ve iç kuvvetler hesaplandıktan sonra *(k+1)* sayılı yük artımı sonucunda oluşan plastik kesitin yeri ve bunu meydana getiren yük parametresi belirlenir. Bunun için, plastik kesit oluşabilecek bütün kritik kesitlerde akma koşullan yazılır. Sistemde en küçük yük artımı ile meydana gelen plastik kesitin yeri ve bu plastik kesitin oluşumuna neden olan ΔP_{k+1} yük artımı bulunur.

2.2.5 Limit Yüklerin ve Göçme Yükünün Belirlenmesi

2.2.5.1 Birinci Mertebe Limit Yükün Belirlenmesi

Lineer olmayan şekildeğiştirmelerin plastik kesitlerde toplandığı varsayılan, buna karşılık geometri değişimlerinin denge denklemlerine etkisi terkedilen yapı sistemlerinde, oluşan plastik kesitler nedeniyle sistemin bir bölümü veya tümü mekanizma durumuna gelebilir. Sistemin taşıma gücünün sona erdiği bu yüke *birinci mertebe limit yük* (P_{L1}) denilmektedir. Kiriş mekanizması olarak tanımlanan bölgesel mekanizmalara karşı gelen durumlar dışında, birinci mertebe limit yük için katsayılar matrisinin determinant değeri

$$\det [S] = 0 \qquad (2.25)$$

olmaktadır.

Birinci mertebe limit yükün bulunması için, artan yükler için hesap yapılarak, yük parametresi ile sistemin şekildeğiştirme durumunu tanımlayan kritik bir yerdeğiştirmesi arasındaki *P-δ* bağıntısı elde edilir. Bu bağıntıda, yük parametresindeki çok küçük bir artmanın çok büyük yerdeğiştirme artımına neden olması sistemin katsayılar matrisinin determinant değerinin sıfıra yaklaştığını ifade eder. Bu duruma ait yük parametresinin değeri, yeterli bir yaklaşımla, sistemin *birinci mertebe limit* yükünü verir.

2.2.5.2 İkinci Mertebe Limit Yükün Belirlenmesi

Geometri değişimlerinin denge denklemlerine etkisinin gözönüne alındığı ve lineer olmayan şekildeğiştirmelerin plastik kesitlerde toplandığı varsayılan sistemlerde, dış yükler artarak *ikinci mertebe limit yük* (P_{L2}) değerine ulaştığında sistem burkularak göçer.

Burkulma oluşan plastik kesitler nedeniyle rijitliği azalan sistemin kritik yükünün dış yük parametresinin altına düşmesi ile meydana gelir. Bu durumda katsayılar matrisinin determinant değeri

$$\det\left[S\right] \le 0 \qquad (2.26)$$

olmakta ve yük parametresinin P_{L2} değerinden sonra *P-δ* bağıntısında artan yerdeğiştirmelere azalan yük parametreleri karşı gelmektedir. Bu duruma ait yük parametresi sistemin ikinci mertebe limit yükü olarak alınır.

2.2.5.3 Göçme Yükünün Belirlenmesi

Özellikle betonarme yapılarda, dış yük parametresi limit yüke erişmeden önce, kırılma, büyük yerdeğiştirmeler, büyük plastik şekildeğiştirmeler ve/veya büyük çatlaklar oluşarak sistem göçebilmektedir. Bu nedenle betonarme yapı sistemlerinin gerçek göçme güvenliklerinin belirlenmesi, birinci veya ikinci mertebe limit yükün yanında, çok kere bu yüklerden daha küçük olan *göçme yükünün* (P_G) de hesabını gerektirmektedir.

Bu çalışmada uygulanan yük artımı yönteminin her adımında, sistemin göçmesine neden olabilecek çeşitli sınır durumlar için kontrollar yapılmaktadır. Bu sınır durumlar

a) plastik kesitlerdeki eğilme şekildeğiştirmelerinin öngörülen dönme kapasitelerini aşması

b) sistemin seçilen kritik noktalarındaki yerdeğiştirme bileşenlerinin veya katların göreli (rölatif) yerdeğiştirmelerinin öngörülen sınır değerden daha büyük değerler almasıdır.

Bu sınır durumlardan birine erişilmesi haline karşı gelen yük parametresi bulunarak sistemin P_G göçme yükü belirlenir.

2.2.6 Hesapta İzlenen Yol

Geliştirilen yük artımı yönteminin, sabit düşey yükler ve monoton olarak artan yatay yükler etkisindeki betonarme yapı sistemlerinin limit ve göçme yüklerinin hesabına uygulanmasında izlenen yol şu adımlardan oluşmaktadır.

1. Düşey işletme yükleri, bu yükler için öngörülen güvenlik katsayıları ile çarpılarak düşey hesap yükleri elde edilir.

2. Düşey hesap yüklerinden oluşan çubuk normal kuvvetleri tahmin edilir. Normal kuvvetler büyük ölçüde denge denklemlerine bağlı olduklarından, bunların tahmininde birinci mertebe teorisine göre hesaptan yararlanılabileceği gibi, doğrudan doğruya denge denklemleri ile tahmin edilmeleri de çok kere yeterli olmaktadır.

Tahmin edilen normal kuvvetlere bağlı olarak, ikinci mertebe teorisine ait çubuk rijitlik ve yükleme matrisleri hesaplanır.

3. Sistem düşey yük parametresinin birim değeri için ikinci mertebe teorisine göre hesaplanarak çubuk uç kuvvetleri ve iç kuvvetler bulunur. Tüm kritik kesitlerdeki iç kuvvet durumları akma koşullarının belirlediği sınır durumlarla karşılaştırılarak ilk plastik kesitin oluşacağı düşey yük parametresi tayin edilir. Bu değer düşey işletme yüklerinden daha büyük ise, sistemde düşey yüklerden dolayı plastik kesit meydana gelmediği anlaşılır ve yatay yükler için hesaba geçilir. Aksi halde, düşey yük parametresi düşey işletme yüklerine eşit oluncaya kadar, düşey yüklerden meydana gelen her plastik kesit için 5-9 sayılı adımlarda verilen işlemler tekrarlanarak uygulanır. Sistemin düşey yükler altında hesabı tamamlandıktan sonra yatay yükler için hesaba başlanır.

4. Sistem yatay yük parametresinin birim değeri için hesaplanır. Bunun için, yatay yüklerden oluşan $[p_0]$ ve $[q]$ matrisleri ile, varsa plastik kesitlere ait $[p_{\phi 0}]$ matrisleri

hesaplanarak denklem takımındaki yerlerine yazılır. Bir önceki adımda indirgenmiş olan katsayılar matrisinden yararlanarak sadece bu matrisler indirgenir. Denklem takımı çözülerek bilinmeyenler tayin edildikten sonra, Bölüm 2.2.4.4 te belirtildiği gibi, çubuk uç kuvvetleri ve iç kuvvetler hesaplanır. Tüm kritik kesitlerdeki iç kuvvet durumları akma koşullarının belirlediği sınır durumlarla karşılaştırılarak yatay yüklerden oluşan ilk plastik kesitin yeri ve buna karşı gelen yatay yük parametresi bulunur.

5. Yeni oluşan *k* sayılı plastik kesitteki $(\phi_0)_k$ plastik şekildeğiştirme parametresi yeni bilinmeyen olarak alınır, bu bilinmeyene bağlı olarak yazılan bir kolon ile plastik kesitteki iç kuvvet durumunun akma koşulunu sağladığını ifade eden bir satır, önceki adıma ait indirgenmiş denklem takımına eklenir. Sadece yeni eklenen satır ve kolon indirgenir.

6. Denklem takımının katsayılar matrisinin determinant değeri hesaplanır. Bu değerin sıfıra eşit veya sıfırdan küçük olması halinde, uygulanan teoriye bağlı olarak, birinci mertebe limit yüke (P_{L1}) veya ikinci mertebe limit yüke (P_{L2}) ulaşıldığı anlaşılır ve hesaba son verilir. Bu adımda ayrıca, bölgesel mekanizma ve bölgesel burkulma durumlarının da meydana gelip gelmediği kontrol edilir.

7. Denklem takımı çözülerek birim yük artımından oluşan $[d]$ ve $[\phi]$ bilinmeyenleri ile çubuk uç kuvvetleri ve iç kuvvetler bulunur.

8. Dördüncü adımda açıklanan işlemler benzer şekilde uygulanarak, *k+1* sayılı plastik kesitin oluştuğu toplam yük parametresi hesaplanır. Bu yüklerden meydana gelen toplam yerdeğiştirmeler, plastik şekildeğiştirmeler, çubuk uç kuvvetleri ve iç kuvvetler elde edilir.

9. Sistemin başlıca yerdeğiştirmeleri, göreli yerdeğiştirmeler, plastik kesitlerdeki eğilme şekildeğiştirmeleri kendilerine ait sınır değerlerle karşılaştırılır. Bu büyüklüklerden herhangi birinin kendisi için öngörülen sınır değere eşit olması halinde göçme yüküne (P_G) ulaşıldığı anlaşılır ve hesaba son verilir.

10. Limit yük veya göçme yükü elde edilinceye kadar, 5-9 sayılı adımlarda verilen işlemler tekrarlanır.

Hesap sonunda elde edilen normal kuvvetlere ve eğilme momentlerine bağlı olarak belirlenen eğilme rijitliklerinin ve ikinci mertebe çubuk rijitlik ve yükleme

matrislerinin başlangıçta esas alınan değerlerinden farklı olması ve bu farkın sonucu etkileyecek mertebede bulunması halinde, gerekirse bu büyüklükler esas alınarak hesap tekrarlanır.

2.2.7 Bilgisayar Programları

Bu çalışmanın sayısal incelemelerinde, bu bölümde esasları açıklanan yük artımı yönteminin pratik uygulamaları amacıyla hazırlanan bilgisayar programlarından yararlanılmıştır, [2].

Bu programların işlevleri aşağıda kısaca açıklanmıştır.

2.2.7.1 BEKE-3 Programı

BEKE-3 programının işlevi

a) en az bir simetri ekseni bulunan ve bileşik eğilme etkisinde olan betonarme kesitlerde gerçek iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntılarının ve akma koşullarının elde edilmesi

b) bu bilgilerden yararlanarak

b1) enkesit eğilme rijitliklerinin tayini

b2) basit eğilme etkisindeki betonarme kesitlerin (kirişlerin) taşıma güçlerinin hesabı

b3) bileşik eğilme etkisindeki betonarme kesitlerde idealleştirilmiş akma yüzeyinin belirlenmesidir.

2.2.7.2 PARCS Programı

PARCS bilgisayar programı, betonarme yapı sistemlerinde birinci ve ikinci mertebe limit yüklerin ve göçme güvenliğinin belirlenmesi amacıyla geliştirilen yük artımı yönteminin sayısal uygulamalarına olanak sağlamak üzere hazırlanmıştır.

Bu programdan yararlanarak, Bölüm 2.2.1 de verilen koşulları sağlayan düzlem çubuk sistemler ile döşemeleri kendi düzlemleri içinde sonsuz rijit varsayılan uzay çubuk sistemlerin sabit düşey yükler ve monoton olarak artan yatay yükler altında birinci ve ikinci mertebe teorilerine göre hesabı yapılarak limit yükleri tayin edilebilmektedir.

2.2.7.3 CHECK Programı

CHECK programının amacı, yük artımı yönteminin her adımında, plastik kesitlerde toplandığı varsayılan lineer olmayan eğilme şekildeğiştirmelerini temsil eden plastik dönmeleri kendilerine ait dönme kapasiteleri ile karşılaştırarak dönme kapasitelerinin aşıldığı kesitleri ve bu duruma karşı gelen yük parametrelerini belirlemektir.

3. DAHA GÜÇLÜ KOLON TASARIMINDA EUROCODE 8 YAKLAŞIMI

Bu bölümde, daha güçlü kolon tasarımının önemi belirtilecek ve bu tasarımın çeşitli deprem yönetmeliklerindeki uygulamaları açıklanacaktır. Ayrıca, Eurocode 8 Avrupa Deprem Yönetmeliğindeki [7] daha güçlü kolon tasarımı yaklaşımı ayrıntılı olarak incelenecektir.

3.1 Daha Güçlü Kolon Tasarımı İlkesinin Önemi

Depreme dayanıklı bir yapı, temel olarak

a) deprem etkilerini temsil eden yatay yüklere karşı öngörülen bir dayanıma ve

b) yeterli düzeyde lineer olmayan şekildeğiştirme yapabilme kapasitesine sahip olacak şekilde tasarlanmalıdır. İlk kritere uygun olarak boyutlandırılan yapılar güçlü yapılar, ikinci kritere uygun olanlar ise sünek yapılar olarak nitelendirilirler.

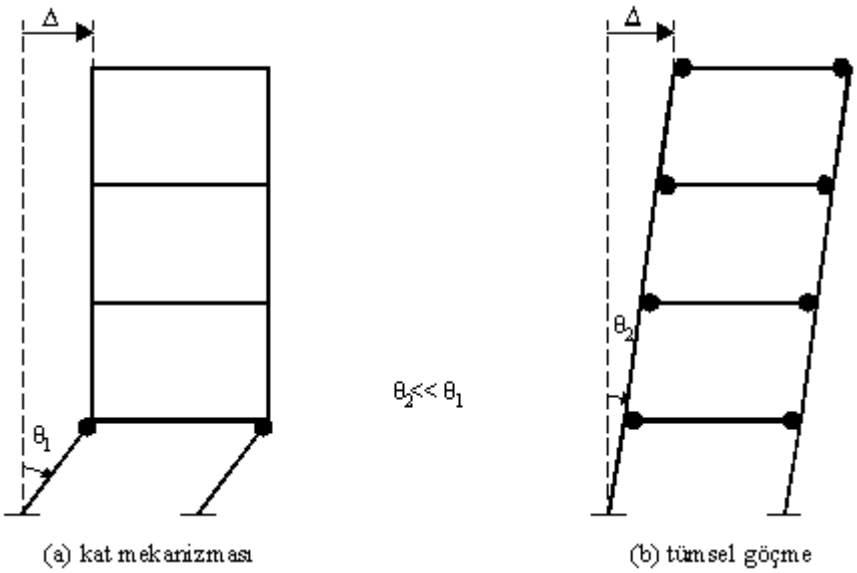
Bir yapı sistemi sünek olarak tasarlandığında, yapı elemanları bu özelliğe sahip olacak şekilde boyutlandırılmalıdır. Böylece, çok şiddetli depremler altında yapısal elemanlarda beklenmeyen erken göçmeler meydana gelmemesi ve deprem enerjisinin sistemde oluşan plastik mafsallardaki lineer olmayan şekildeğiştirmeler yardımı ile söndürülmesi sağlanabilmektedir.

Plastik mafsalların kolonlarda meydana gelmesi istenmeyen bir durumdur, çünkü kolonlar normal kuvvet etkisindeki elemanlardır ve lineer olmayan büyük şekildeğiştirmeler yapmaları oldukça zordur. Bunun yerine kirişlerde plastik mafsallar oluşması istenir. Bunun başlıca nedenleri

a) kirişlerdeki plastik mafsalların lineer olmayan büyük şekildeğiştirmeler yapabilmeleri

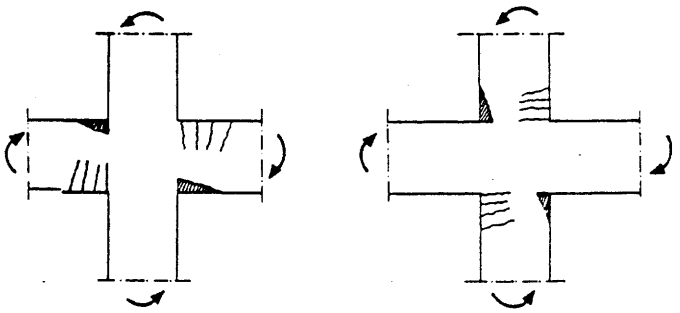
b) deprem enerjisinin, yapının dayanımında önemli kayıplar olmaksızın söndürülebilmesi

c) kiriş uçlarında oluşan plastik mafsalların çerçevede toplu göçmeye sebep olmamalarıdır.



Şekil 3.1 Çerçeve Sistemlerde Göçme Şekilleri

Şekil 3.1 de verilen ve aynı yatay yerdeğiştirme meydana getiren iki göçme şekli karşılaştırıldığında, Şekil 3.1b de verilen durumda mafsal sayısı daha çok olduğu için küçük plastik dönmelere ihtiyaç duyulduğu görülür. Buna karşılık, Şekil 3.1a da ise aynı yatay ötelenme daha büyük lineer olmayan dönmelerle sağlanabilir. Bu ikinci durum kat mekanizması (yumuşak kat göçmesi) olarak isimlendirilir. Şekil 3.1b de görüldüğü gibi kirişlerde mafsal oluşması, yukarıda açıklanan nedenlerle, istenen bir durumdur. Bu durum, kolonların kirişlere oranla daha güçlü olarak tasarımı ile sağlanabilir. Bu çalışmada, sözkonusu tasarım *daha güçlü kolon tasarımı* olarak tanımlanmaktadır, [18,19].



(a) güçlü kolon durumu (b) güçlü kiriş durumu

Şekil 3.2 Kiriş-Kolon Birleşim Bölgesi Hasarları

Kiriş-kolon birleşim bölgesinde meydana gelen çatlama ve diğer hasarlar, sistemin yatay yük taşıma kapasitesini ve rijitliğini doğrudan etkilemektedir,[4]. Şekil 3.2 de

bir birleşim bölgesindeki güç tükenme türleri gösterilmiştir. Uygun düzenlenmiş bir birleşim bölgesinde, kirişlerde plastik mafsal oluşumu öngörüleceğinden Şekil 3.2a da verilen türden bir güç tükenmesi beklenir ve bu suretle taşıyıcı sistemin genel stabilitesi (kararlılığı) korunmuş olur. Şekil 3.2b de verilen durum ise, kolonda güç tükenmesine neden olduğu için arzu edilmez.

Özellikle büyük açıklıklı kirişler içeren az katlı endüstri yapılarında ve çok katlı binaların üst katlarında, genellikle düşey yükler kirişlerin tasarımında yatay yüklerden daha etkilidir. Bu nedenle, düşey yüklerden meydana gelen eğilme momentleri için boyutlandırılan kirişler, yatay yük eğilme momentlerinden daha büyük momentleri de taşıyabilirler. Bu kirişlerin birleştiği düğüm noktaları için daha güçlü kolon tasarımı ilkesi uygulandığında, kirişlerdeki yatay yük taşıma kapasitesi fazlası kolonları da etkilemektedir. Diğer taraftan, kiriş mesnetlerinde düşey yüklerden oluşan büyük negatif momentlere karşılık, yatay yüklerden orta düzeyde pozitif momentler oluşmaktadır. Görüldüğü gibi, büyük açıklıklı az katlı yapıların ve çok katlı yapılardaki en üst katların kiriş momentlerinde, gerek negatif gerekse pozitif eğilme momentleri açısından kapasite fazlalıkları bulunmaktadır. Eğer bu düğüm noktalarında, daha güçlü kolon tasarımı ilkesine uyulursa, kolonlar kat kesme kuvvetlerinden çok daha büyük değerler için boyutlandırılmış olur,[3].

Bu nedenlerle, bir ve iki katlı binalar ile çok katlı çerçeve yapıların en üst katında, güçlü kolon tasarımı ilkesini uygulamak pratik değildir. Bu binalarda ve katlarda, kolonlarda plastik mafsalların oluşmasına göz yumulabilir. Çünkü bu kolonlar, genellikle çok büyük olmayan etkiler için konstrüktif olarak boyutlandırıldıklarından, bunlarda plastik mafsal oluşma olasılığı azdır. Ayrıca, eksenel yükü $0.10A_c f_{ck}$ değerinden küçük olan kolonlar kirişlere benzer davranış gösterdiklerinden, bunlar için de daha güçlü kolon kriteri genellikle uygulanmamaktadır.

Bir kattaki bazı kolonların eğilme dayanımları kirişlerden daha küçükse, bunların ucunda plastik mafsallar oluşmasına izin verilebilir; fakat kat mekanizması oluşmaması için, bir katta yeterli sayıda elastik davranan yani plastikleşmemiş kolon bulunmalıdır, [20].

3.2 Çeşitli Yönetmeliklerde Daha Güçlü Kolon Tasarımı Yaklaşımları

Daha güçlü kolon tasarımı, çeşitli deprem yönetmeliklerinde farklı şekillerde sunulmakta, ancak genellikle (3.1) bağıntısında verilen bir eşitsizlik ile ifade edilmektedir.

$$\sum M_c \geq k \sum M_b \tag{3.1}$$

Bu bağıntıda

ΣM_c : düğüm noktasına birleşen kolonların kapasite ilkesine göre hesaplanan toplam eğilme momenti taşıma gücünü

ΣM_b : düğüm noktasına birleşen kirişlerin kapasite ilkesine göre hesaplanan toplam eğilme momenti taşıma gücünü göstermektedir.

Bağıntıdaki k katsayısı yönetmeliklere göre farklı değerler alabilmektedir.

Amerikan Yönetmeliklerine esas oluşturan bazı araştırmalar, deprem etkisindeki çok katlı binaların yüksek modlardaki davranışları sırasında, kolon-kiriş düğüm noktalarında meydana gelen eğilme momenti dağılımlarına bağlı olarak, kolon momentlerinin statik hesaplarda bulunanlardan daha büyük değerler aldığını göstermektedir, [21]. Bu sonuç, düğüm noktasındaki kolon eğilme momenti kapasitesinin

$$M_{dc1} \geq \lambda_{c1} \sum M_{pb} \tag{3.2}$$

koşulunu sağlamasını gerektirmektedir. Burada

M_{dc1} : belirli bir eksenel kuvvet altındaki kolonun yeter güvenlikli eğilme momenti taşıma gücü

ΣM_{pb} : plastik mafsalların kirişlerde oluşması halinde, düğüm noktasındaki kiriş eğilme kapasitelerinin toplamı

λ_{c1} : deprem etkileri altındaki çerçevenin lineer olmayan dinamik davranışına bağlı bir moment dağılım katsayısıdır.

Yapılan incelemeler, düzenli çerçevelerde λ_{ci} katsayısının 0.8 ile 1.3 değerleri arasında değiştiğini göstermektedir. Bu katsayı, birinci modda titreşen rijit

çerçevelerde küçük değerler, esnek çerçevelerde ise daha büyük değerler almaktadır, [22].

(3.2) bağıntısı, daha kullanışlı olarak, nominal dayanımlar cinsinden

$$M_{ic1} \geq \frac{\lambda_{c1}}{\varphi_c} \sum \varphi_{pb} M_{ib} \tag{3.3}$$

şeklinde de yazılabilir. Burada

M_{ic1} : tasarım eksenel kuvveti altında kolon kesitinin nominal eğilme dayanımını

M_{ib} : kirişlerin nominal eğilme dayanımlarını

φ_{pb} : kirişler için malzemeye bağlı bir dayanım katsayısını

φ_c : kolonlar için kapasite küçültme faktörünü göstermektedir.

(3.3) de verilen bağıntıdaki katsayılar, ACI [23] ve SEAOC [24] kodlarında, belirli değerler almaktadır.

Bu kodlara göre, $\varphi_c = 0.7$ ve $\varphi_{pb} = 0.9$ için (3.3) bağıntısı düzenlenirse

$$M_{ic1} \geq \frac{0.5}{\varphi_c} \sum \varphi_{pb} M_{ib} = 0.64 \sum M_{ib} \tag{3.4}$$

elde edilir.

(3.4) eşitsizliğindeki 0.5 katsayısı kiriş momentlerinin alt ve üst kat kolon kesitlerine eşit olarak dağıldığını göstermektedir. Ekstrem durumlar için kolon kapasite küçültme faktörü $\varphi_c = 0.9$ alınıp, $\varphi_{pb} = 1.1$ olarak kabul edilirse, kolon momentleri için

$$M_{ic1} \geq 0.98 \sum M_{ib} \qquad \lambda_{c1} = 0.8 \text{ için} \tag{3.5a}$$

$$M_{ic1} \geq 1.58 \sum M_{ib} \qquad \lambda_{c1} = 1.3 \text{ için} \tag{3.5b}$$

elde edilir.

ACI ve SEAOC kodlarıyla karşılaştırıldığında, ekstrem durumlar için yazılan (3.5a) ve (3.5b) bağıntılarının kolonların akmaya karşı korunmasında, (3.4) bağıntısından sırasıyla 1.53 ve 2.47 kez daha güvenli sonuç verdiği görülmektedir.

Amerikan Uniform Building Code (UBC'97) deprem yönetmeliğinde [6] öngörülen daha güçlü kolon tasarımı ilkesi uyarınca, sadece çerçevelerden oluşan taşıyıcı sistemler için, her kolon-kiriş düğüm noktasına birleşen kolonların taşıma gücü momentlerinin toplamı, o düğüm noktasına birleşen kirişlerin taşıma gücü momentleri toplamının en az 6/5 katından daha büyük olmalıdır.

$$\sum M_e \geq (6/5) \sum M_g \qquad (3.6)$$

Bu bağıntıda

ΣM_e : sözkonusu düğüm noktasına birleşen kolonların eğilme momenti dayanımları toplamıdır. Kolonların eğilme momenti dayanımları hesaplanırken, yatay kuvvetlerin doğrultusu ve yönü gözönüne alınarak, en küçük eğilme momenti taşıma gücünü veren normal kuvvetler esas alınır.

ΣM_g : sözkonusu düğüm noktasına birleşen kirişlerin eğilme momenti dayanımları toplamıdır.

(3.6) bağıntısı, her bir deprem doğrultusunda ve depremin her iki yönü için, elverişsiz sonuç verecek şekilde ayrı ayrı uygulanacaktır, [6].

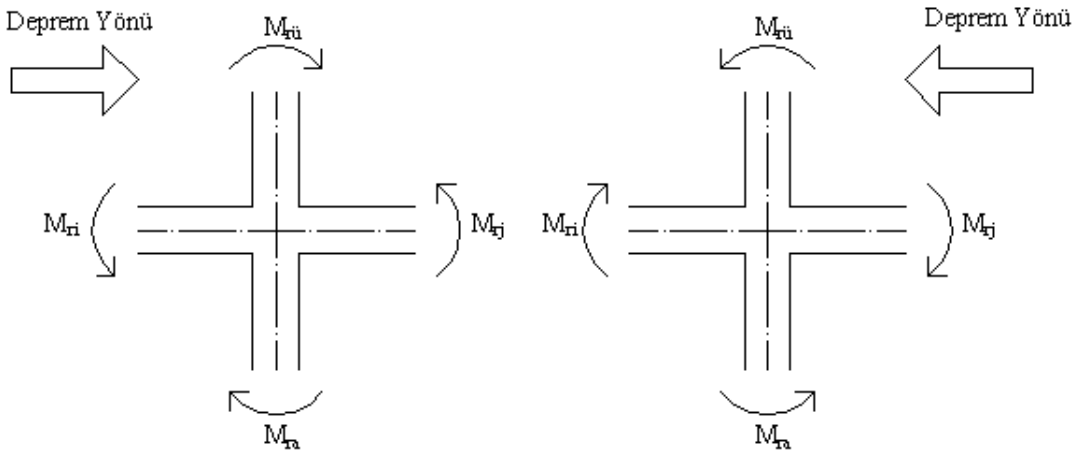
Herhangi bir düğüm noktasında birleşen kolonların (3.6) bağıntısı ile verilen koşulu sağlamaması halinde, sözkonusu kolonların dayanımlarının ve rijitliklerinin yapının hesaplanan toplam yatay dayanım ve rijitliğine katkıları terkedilerek sistem yeniden boyutlandırılır ve bu kolonların sarılma bölgelerindeki enine donatıları kolon yüksekliği boyunca devam ettirilir. Kolonların yatay yükler altındaki rijitliğinin terkedilmesi, sistem hesabı aşamasında kolon uçlarına konulacak mafsallarla sağlanmaktadır.

Düğüm noktalarına birleşen kolonların her ikisinde de tasarım eksenel kuvvetinin $N_d \leq 0.10\, A_c\, f_{ck}$ ($A_c f_{ck}$: nominal eksenel kuvvet taşıma gücü) olması durumunda (3.6) eşitsizliğinin sağlanması zorunlu değildir.

Amerikan Deprem Yönetmeliği (UBC'97) ile önemli ölçüde benzerlikler gösteren Türk Deprem Yönetmeliğinde (ABYYHY 1997) verilen daha güçlü kolon tasarımı ilkesine göre, sadece çerçevelerden veya perde ve çerçevelerin birleşiminden oluşan taşıyıcı sistemlerde, her kolon - kiriş düğüm noktasına birleşen kolonların taşıma gücü momentlerinin toplamı, o düğüm noktasına birleşen kirişlerin taşıma gücü momentleri toplamından en az %20 daha büyük olacaktır, [5]. Bu koşul

$$(M_{ra} + M_{rü}) \geq 1.2\left(M_{ri} + M_{rj}\right) \tag{3.7}$$

eşitsizliği ile ifade edilir. (3.7) bağıntısı, her deprem doğrultusunda ve depremin her iki yönü için, elverişsiz sonuç verecek şekilde ayrı ayrı uygulanacaktır (Şekil 3.3). Kolonların taşıma gücü momentlerinin hesabında, depremin yönü ile uyumlu olarak bu momentleri en küçük yapan N_d eksenel kuvvetleri gözönüne alınacaktır.



Şekil 3.3 Deprem Yönüne Göre Kiriş ve Kolonlarda Oluşan Deprem Uç Momentleri

Aşağıda belirtilen bazı durumlarda (3.7) eşitsizliğinin sağlanması zorunlu değildir:

a) düğüm noktasına birleşen kolonların her ikisinde de $N_d \leq 0.10\, A_c\, f_{ck}$ olması durumunda

b) tek katlı binalarda ve çok katlı binaların en üst katındaki düğüm noktalarında

c) kirişlerin saplandığı perdenin zayıf doğrultuda kolon gibi çalışması durumunda.

Kolonların Kirişlerden Daha Güçlü Olması Koşulunun Bazı Kolonlarda Sağlanamaması Durumu

Sadece çerçevelerden veya perde ve çerçevelerin birleşimlerinden oluşan taşıyıcı sistemlerde, gözönüne alınan deprem doğrultusunda binanın herhangi bir (i) sayılı katında, aşağıdaki (3.8) bağıntısının sağlanması koşulu ile, ilgili katın alt ve/veya üstündeki bazı düğüm noktalarında (3.7) eşitsizliğinin sağlanamamış olmasına izin verilebilir.

$$\alpha_i = V_{is} / V_{ik} \geq 0.70 \tag{3.8}$$

Bu bağıntıda

V_{is} : binanın (i) inci katında, (3.7) koşulunun hem alttaki hemde üstteki düğüm noktalarında sağlandığı kolonlarda, gözönüne alınan deprem doğrultusunda hesaplanan kesme kuvvetlerinin toplamı

V_{ik} : binanın (i) inci katındaki tüm kolonlarda, gözönüne alınan deprem doğrultusunda hesaplanan kesme kuvvetlerinin toplamıdır.

$N_d \leq 0.10\, A_c\, f_{ck}$ koşulunu sağlayan kolonlar, (3.7) eşitsizliğini sağlamasalar bile, V_{is} nin hesabında gözönüne alınabilirler.

(3.8) koşulunun sağlanması durumunda, $0.70 < \alpha_i < 1.00$ aralığında, (3.7) bağıntısının hem alttaki, hem üstteki düğüm noktalarında sağlandığı kolonlara etkiyen kesme kuvvetleri ve eğilme momentleri ($1/\alpha_i$) katsayısı ile çarpılarak arttırılacaktır.

Herhangi bir katta (3.8) koşulunun da sağlanamaması durumunda, sadece çerçevelerden veya perde ve çerçevelerin birleşiminden oluşan taşıyıcı sistemlerdeki tüm çerçeveler süneklik düzeyi normal çerçeve olarak gözönüne alınacak ve taşıyıcı sistem davranış katsayısı uygun şekilde değiştirilerek hesap tekrarlanacaktır, [5].

3.3 Eurocode 8 Yönetmeliğinde Daha Güçlü Kolon Tasarımı Yaklaşımı

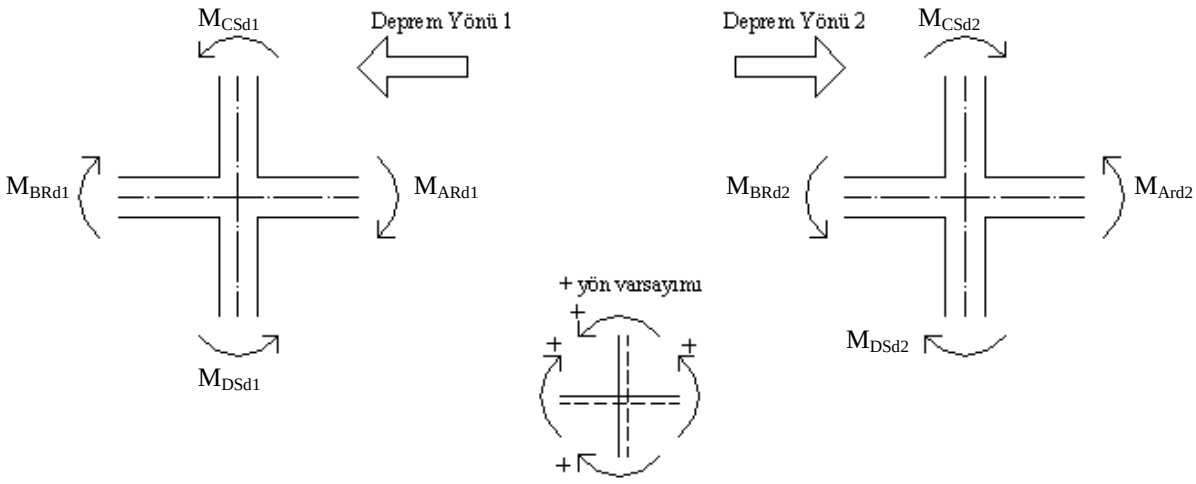
İnşaat mühendisliğindeki standartlaşmayı geliştirmek amacıyla 1926 yılında Uluslararası Standartlar Organizasyonu (International Standards Organization – ISO) ve 1962 yılında Avrupa Standartlaştırma Komisyonu (Comité Euro-International du Norm – CEN) kurulmuş ve hazırlanan standartların belirli bir geçiş döneminden sonra kabul edilmesi ve bunlara aykırı düşen yönetmeliklerin de kaldırılması önerilmiştir. Avrupa Birliği Yönetmelikleri olarak nitelenen *Eurocode*'ların 1998 den itibaren ulusal yönetmelikler yerine veya bu yönetmeliklerle paralel olarak kullanılması planlanmıştır. Ülkemizin *Avrupa Birliği* ile bütünleşmek istemesi, yurdumuzda da benzer durumu gündeme getirmiştir. Yönetmelik Birliğine gidilmesi ile, üretilen yapı malzemeleri ve hazırlanan projeler, sınır tanımadan Avrupa Ülkelerinde ve bu yönetmelikleri kabul eden diğer ülkelerde kullanım alanı bulabilecektir.

İnşaat Mühendisliği'nde kullanılacak yönetmeliklerin hazırlanması için, Avrupa Birliği 1978 de bir uluslararası komisyon görevlendirmiştir. Bu komisyon 1984 de genel anlamda CEB/FIP Örnek Yönetmeliğine yakın olan *Eurocode 2* (EC2) (Beton ve Betonarme Taşıyıcı Sistemler) yönetmelik taslağını ortaya koymuştur. Hazırlanan taslak yayınlanmış, gelen eleştiriler gözönüne alınarak 1989 da son şekli verilmiş ve yeniden yayınlanmıştır. Buna paralel olarak, deprem bölgelerinde yapılacak yapılar da uyulması gerekli kurallar *Eurocode 8* de verilmiş ve bu yönetmelik 1998 de bir Avrupa Ön Standardı (ENV) olarak yayınlanmıştır.

Eurocode 2 betonarme yönetmeliği temelde diğer yönetmeliklere benzer olmakla beraber bazı farklılıkları da mevcuttur. Bunlardan biri, betonarme ve öngermeli yapıları birlikte kapsamış olmasıdır. Buna karşılık Eurocode 8 deprem yönetmeliği, yurdumuzda uygulanmakta olan Deprem Yönetmeliği ile paralellik göstermektedir ve burada ele alınmayan diğer bölümleri de gözden geçirildiğinde, çok kapsamlı hazırlanmış olduğu görülür. Eurocode yönetmeliklerinde, genel tanımların ve uyulması gerekli koşullar şeklindeki yönetmelik ilkelerinin yanında, bu koşulların uygulanmasını sağlayan uygulama kuralları da verilmiştir. Bu uygulama kuralları, yönetmelik ilkelerine uyulmak koşulu ile değiştirilebilir. Ayrıca, Eurocode yönetmeliklerinin diğer bir özelliği de, bazı katsayılar için yol gösterme değerlerinin verilmesi ve katsayıların değişiminin serbest bırakılmasıdır. Böylece, her ülkeye kendisinin özel koşullarına, uygulama ve teknoloji düzeylerine bağlı olarak değişik katsayılar kullanma olanağı tanınmaktadır.

Bu çalışmaya esas oluşturan Eurocode 8 Avrupa deprem yönetmeliğinde yer alan daha güçlü kolon tasarımı ilkeleri aşağıda incelenmiştir,[7].

DC"H" ve DC"M" olarak isimlendirilen süneklik düzeyi yüksek ve orta olan kolonlarda, kapasiteye göre boyutlama ilkesi uygulanarak, plastik mafsalların kolonlarda meydana gelme olasılığı azaltılacaktır. Bunun için, deprem etkileri altındaki bütün kolon-kiriş birleşim bölgelerinde, depremin her iki yönü için kiriş eğilme momenti kapasiteleri toplamının kolon eğilme momentleri toplamına oranını veren α katsayıları hesap edilecektir, Şekil 3.4.



Şekil 3.4 Kiriş ve Kolon Uç Momentleri ve Pozitif Yönler

$$\alpha_{CD,1} = \gamma_{Rd} \frac{M_{ARd1} + M_{BRd1}}{|M_{CSd1} - M_{DSd1}|} \tag{3.9a}$$

$$\alpha_{CD,2} = \gamma_{Rd} \frac{M_{ARd2} + M_{BRd2}}{|M_{CSd2} - M_{DSd2}|} \tag{3.9b}$$

Bu bağıntıda

M_{CSd}, M_{DSd} : deprem etkilerini içeren yük birleştirmesinden elde edilen kolon momentlerini

M_{ARd}, M_{BRd} : mevcut çekme donatısı alanı ve f_{yd} akma gerilmesi esas alınarak hesaplanan kiriş eğilme momenti taşıma güçlerini

γ_{Rd} : donatının akma gerilmesindeki değişkenliği ve olası pekleşme özelliğini dikkate alan bir katsayıyı göstermektedir. γ katsayısı, süneklik sınıfı DC"H" ve DC"M" olan kolonlarda sırasıyla 1.35 ve 1.20 değerlerini almaktadır.

Kolonlara etkiyen eğilme momentleri, kapasite tasarım ilkesine göre

$$M_{SD1,CD} = \alpha_{CD,1} M_{SD1} \tag{3.10a}$$

$$M_{SD2,CD} = \alpha_{CD,2} M_{SD2} \tag{3.10b}$$

bağıntıları ile arttırılacak ve bu momentler için boyutlandırma yapılacaktır.

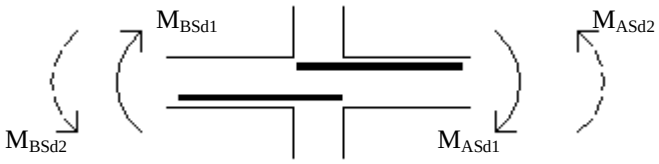
Eğer kiriş uç momentlerinin yön değiştirmesi olasılığı düşükse, aşağıda verilen yumuşatılmış kapasite boyutlandırılması da yapılabilir. Bunun için, δ moment yön değiştirme katsayılarından yararlanılır.

$$\delta_1 = \frac{\left|M_{ASd1} - M_{BSd1}\right|}{M_{ARd1} + M_{BRd1}} \tag{3.11a}$$

$$\delta_2 = \frac{\left|M_{ASd2} - M_{BSd2}\right|}{M_{ARd2} + M_{BRd2}} \tag{3.11b}$$

Bu bağıntılarda

M_{ASd}, M_{BSd} : deprem etkilerini içeren yük birleştirmesinden elde edilen kiriş uç momentlerini göstermektedir, Şekil 3.5.



Şekil 3.5 Moment Yön Değiştirme Faktörüne Esas Olan Kiriş Uç Momentleri

Bu durumda, kapasite ilkesine göre arttırılmış kolon uç momentleri

$$M_{SD,1CD} = \left|1 + (\alpha_{CD,1} - 1)\delta_1\right| M_{Sd1} \le qM_{Sd1} \tag{3.12a}$$

$$M_{SD,2CD} = \left|1 + (\alpha_{CD,2} - 1)\delta_2\right| M_{Sd2} \le qM_{Sd2} \tag{3.12b}$$

formülleri ile hesaplanır. Burada q, yapının sünekliğine ve enerji sönümleme kapasitesine bağlı olarak belirlenen yapı davranış katsayısıdır.

Eurocode 8 yönetmeliği, ulusal otoritelerin yukarıda anlatılan kurallara alternatif olarak sunacağı pratik kuralların da kullanılabilmesine izin vermiştir.

Yukarıda açıklanan kapasite tasarımında kullanılan moment arttırma yöntemi, en az dört kolonlu düzlem çerçevelerde, her dört kolondan birine uygulanmayabilir. Bunun gibi bir veya iki katlı binalarda ve çok katlı binaların en üst katlarında, kolonlarda plastik mafsala izin verilebilir ve kolon momentlerinin arttırılmasına gidilmeyebilir.

Depremli yükleme durumlarında, kolonlardaki eksenel kuvvetin değişimi, pozitif ve negatif işaretler de gözönüne alınarak, eğilme momenti ve eksenel kuvvet kombinasyonlarından en elverişsiz olanları belirlenerek hesaba katılır.

En alt katta, $\left| 1+(\alpha_{CD,1}-1)\delta \right|$ moment arttırma katsayısı kolon alt kesitine de aynen uygulanır,[7].

4. SAYISAL İNCELEMELER

Bu bölümde, betonarmenin lineer olmayan davranışını ve geometri değişimlerini denge denklemlerine etkilerini gözönüne almak suretiyle, *daha güçlü kolon tasarımı* ilkesi gözönüne alınmaksızın ve daha güçlü kolon tasarımını öngören çeşitli yaklaşımlar esas alınarak boyutlandırılan betonarme yapıların lineer olmayan davranışlarının ve göçme güvenliklerinin belirlenmesi amacıyla yapılan sayısal incelemeler yer almaktadır.

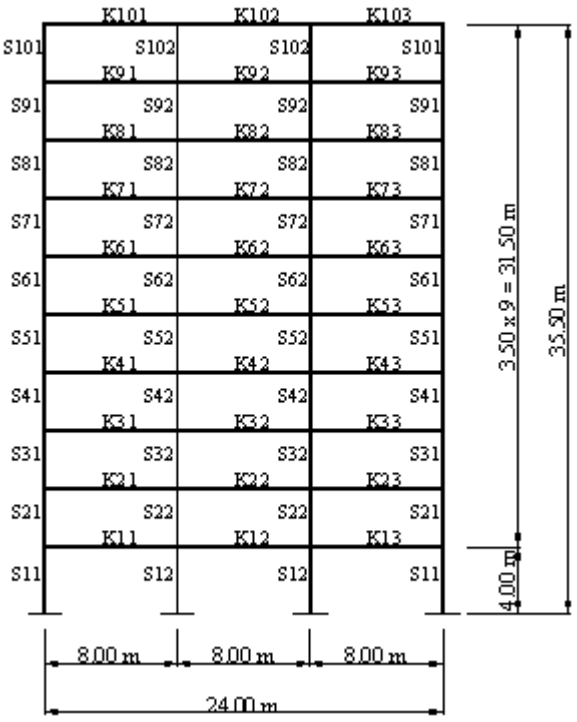
Sayısal incelemeler, betonarme konut ve ofis binalarını temsil etmek üzere seçilen iki taşıyıcı sistem modeli üzerinde gerçekleştirilmiştir. Seçilen taşıyıcı sistem modelleri önce TS500 Betonarme standartına [25] göre boyutlandırılmış ve boyutlandırmada daha güçlü kolon tasarımı ilkesi gözönüne alınmamıştır. Daha sonra, aynı sistemler Eurocode 8 yönetmeliğinde ve Türk Deprem Yönetmeliğinde yer alan daha güçlü kolon tasarımı yaklaşımlarına göre yeniden boyutlandırılmıştır. Bu şekilde boyutlandırılan sistemler, malzeme ve geometri değişimleri bakımından lineer olmayan teoriye göre hesaplanarak, artan dış yükler altındaki lineer olmayan davranışları incelenmiş ve göçme güvenlikleri belirlenmiştir. Elde edilen sayısal sonuçlara dayanarak, daha güçlü kolon tasarımını öngören çeşitli yaklaşımlar değerlendirilmiştir.

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

4.1 On Katlı Betonarme Düzlem Çerçeve Sistem

Çerçeve sistemin tipik düşey enkesiti Şekil 4.1 de görülmektedir. Yapıda çerçeve aralıkları B=5.00 m. olarak seçilmiştir. Yapı taşıyıcı sisteminin ön boyutlandırılması sonucunda belirlenen kiriş ve kolon enkesit boyutları sırasıyla Tablo 4.1 ve Tablo 4.2 de görülmektedir. Döşeme kalınlıkları tüm katlarda h_f = 150 mm olarak seçilmiştir.

Tablo 4.2 de belirtilen *b* ve *h* büyüklükleri sırasıyla çerçeve düzlemi içindeki kolon enkesit genişliklerini ve yüksekliklerini ifade etmektedir.



Şekil 4.1 Çerçeve Düşey Enkesiti

Tablo 4.1 Kiriş Enkesit Boyutları

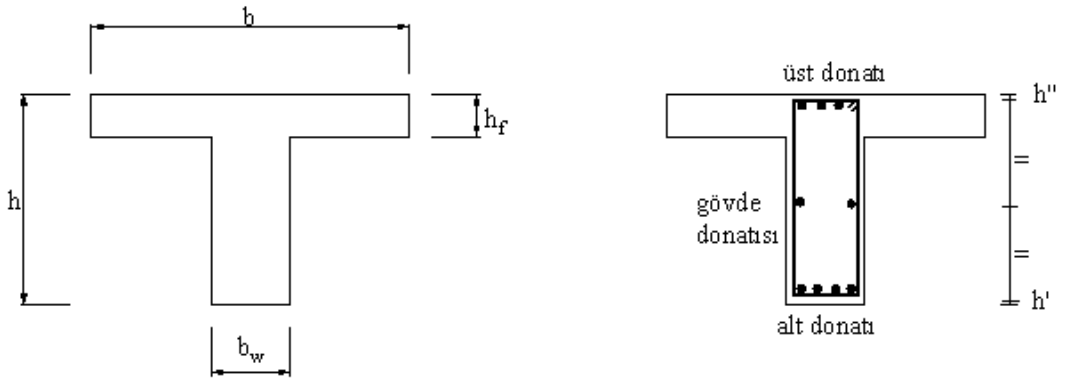
Kat	**Kiriş**	**h** (mm)	**b** (mm)	**b_w** (mm)	**h_f** (mm)
10-5	**K51-K103 arası bütün kirişler**	800	1260	300	150
1-4	**K11-K43 arası bütün kirişler**	700	1260	300	150

Tablo 4.2 Kolon Enkesit Boyutları

Kolon	**S101**	**S102**	**S91**	**S92**	**S81**	**S82**	**S71**	**S72**	**S61**	**S62**
b(mm)	300	300	300	300	300	300	300	400	300	400
h(mm)	300	300	300	300	300	400	350	400	400	500

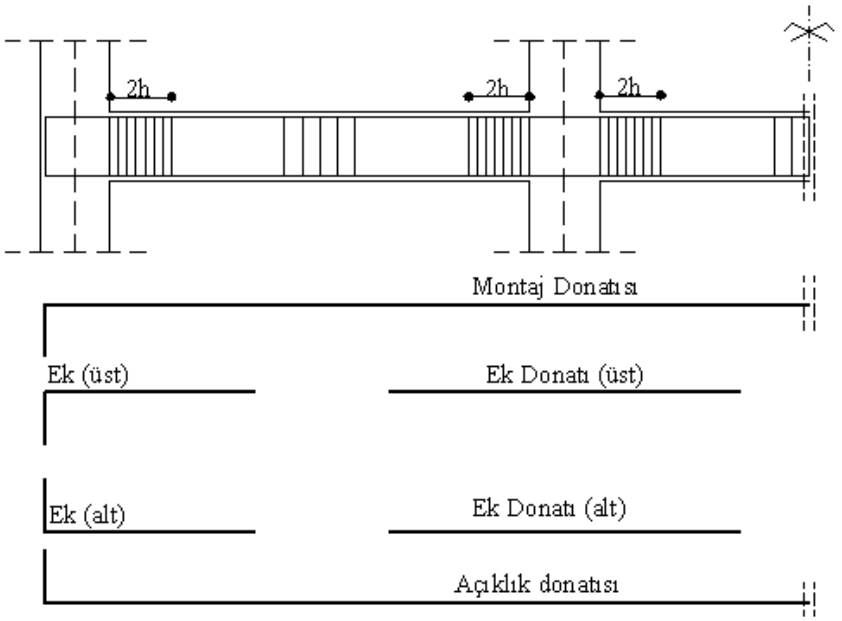
Kolon	**S51**	**S52**	**S41**	**S42**	**S31**	**S32**	**S21**	**S22**	**S11**	**S12**
b(mm)	300	400	400	500	400	500	400	500	400	500
h(mm)	500	600	450	600	500	650	600	750	650	850

İncelenen yapı sistemini oluşturan kirişlerin enkesit boyutlarını tanımlayan büyüklükler ve enkesitteki donatı yerleşim düzeni Şekil 4.2 de görülmektedir. Bütün kirişlerde ortak olarak paspayı kalınlıkları h'=h"=35 mm seçilmiştir. Üst ve/veya alt donatı sıralarının birden fazla olması halinde, paspayı kalınlıkları donatı düzenine bağlı olarak hesaplanmaktadır.



Şekil 4.2 Kiriş Enkesit Boyutlarını Tanımlayan Büyüklükler ve Donatı Yerleşim Düzeni

Kirişlerde boyuna ve enine donatının kiriş boyunca tipik yerleşim düzeni Şekil 4.3 te şematik olarak verilmiştir. Şekilden görüldüğü gibi, kirişlerde pliye bulunmamaktadır. Bunun yerine, gerekli olan kesitlerde üst ve/veya alt ek donatı kullanılmaktadır.



Şekil 4.3 Kirişlerde Boyuna ve Enine Donatının Yerleşim Düzeni

Boyuna donatının kiriş boyunca farklılıklar göstermesi halinde, eğilme rijitliklerinin ve eğilme momenti taşıma kapasitelerinin her farklı bölge için ayrı ayrı hesaplanması gerekmektedir. Bu nedenle, kirişler üç bölgeye ayrılarak hesap yapılmıştır. Bu bölgelerin uzunlukları ek donatı boylarına bağlı olarak belirlenmektedir. Bu çalışmada, mesnetlerdeki üst ve alt ek donatının açıklığın 1/3 üne kadar devam ettiği gözönünde tutulmuştur. Ayrıca, tüm kirişlerde 2ø12 gövde donatısı bulunmaktadır.

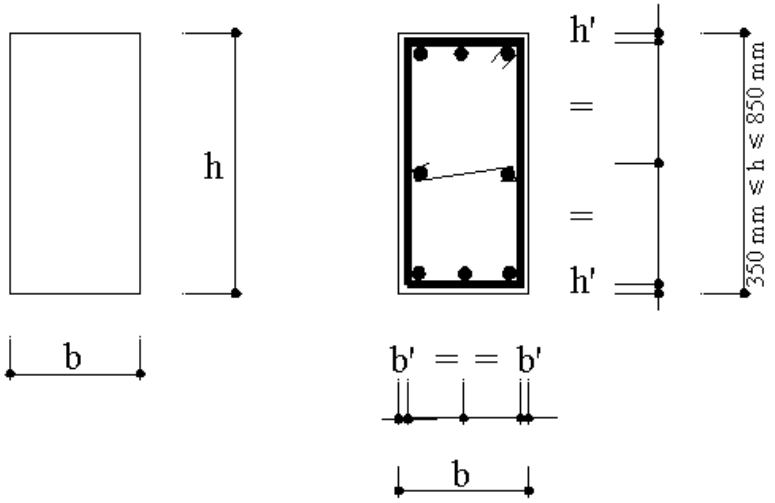
Kolonların enkesit boyutlarını tanımlayan büyüklükler ve kolon enkesitlerindeki tipik donatı yerleşim düzeni Şekil 4.4 de gösterilmiştir. Kolonlardaki paspayı kalınlıkları h' = b' = 35 mm olarak seçilmiştir. Şekilden görüldüğü gibi, en kesit yüksekliği h ≥ 350 mm. olan kolonlarda gövde donatısı kullanılmaktadır.

Boyutlandırma hesaplarında enine donatı olarak

kirişlerde : ø10/200 (etriye sıklaştırma bölgesinde : ø10/150)

kolonlarda : ø10/200 (etriye sıklaştırma bölgesinde : ø10/100)

kullanılmıştır.



Şekil 4.4 Kolon Enkesit Boyutlarını Tanımlayan Büyüklükler ve Donatı Yerleşim Düzeni

Boyutlandırmada ve lineer olmayan sistem hesaplarında, malzeme sınıflarının ve karakteristiklerinin

Betonarme Betonu (BS 30) : $f_{ck} = 30$ N/mm²

$\varepsilon_{co} = 0.002$

ε_{cu} : boyutlandırmada : $\varepsilon_{cu} = 0.003$

sistem hesaplarında : $\varepsilon_{cu} = 0.006$

Beton Çeliği (BÇIII) : $f_{yk} = 420$ N/mm²

ε_{su} : boyutlandırmada : $\varepsilon_{su} = 0.010$

sistem hesaplarında : $\varepsilon_{su} = 0.010$

olduğu gözönünde tutulmuştur, [25].

Sisteme etkiyen düşey işletme yükleri, çatı döşemesinde

yapı yükleri (sabit yükler) : g = 5.25 kN/m²

ilave (hareketli) yükler : q = 2.00 kN/m²

normal kat döşemesinde ise

yapı yükleri (sabit yükler) : g = 5.25 kN/m²

ilave (hareketli) yükler : q = 3.50 kN/m²

değerlerini almaktadır, [26]. Ayrıca, dış düğüm noktalarında, çatıda

$G_d = 15.00$ kN

parapet yükü ve normal katlarda

$G_d = 40.00$ kN

duvar yükü alınmıştır.

Yapı sisteminin deprem hesapları Türk Deprem Yönetmeliği [5] ilkeleri doğrultusunda yapılmıştır. Bu hesaplarda, binanın birinci derece deprem bölgesinde inşa edileceği ve yerel zemin sınıfının Z2 olduğu gözönünde tutulmuştur. Buna göre, etkin yer ivmesi katsayısı

$A_0 = 0.40$

ve spektrum karakteristik periyotları

$T_A = 0.15$, $T_B = 0.40$

değerlerini almaktadır.

Eşdeğer deprem yüklerinin hesabına esas olan kat ağırlıkları Tablo 4.3 de görülmektedir.

Tablo 4.3 Deprem Yüklerine Esas Olan Kat Ağırlıkları

Kat	**10. Kat**	**9. Kat**	**8. Kat**	**7. Kat**	**6. Kat**
Ağırlık (kN)	913.50	1175.00	1175.00	1180.25	1189.88
Kat	**5. Kat**	**4. Kat**	**3. Kat**	**2. Kat**	**1. Kat**
Ağırlık (kN)	1199.50	1229.75	1245.50	1253.38	1269.13

W_i kat ağırlıklarının hesabında, hareketli yük katılım katsayısı n = 0.30 olarak alınmıştır. Çerçeve toplam ağırlığı ise

W = 11830.89 kN

değerini almaktadır.

Yapı sisteminin özellikleri ve yukarıda verilen kat ağırlıkları esas alınarak, birinci normal titreşim moduna ait özel periyodu T = 1.323 s olarak elde edilmiştir.

Süneklik düzeyi yüksek çerçeve sistem için, R=8 deprem yükü azaltma katsayısını kullanarak hesaplanan taban kesme kuvveti

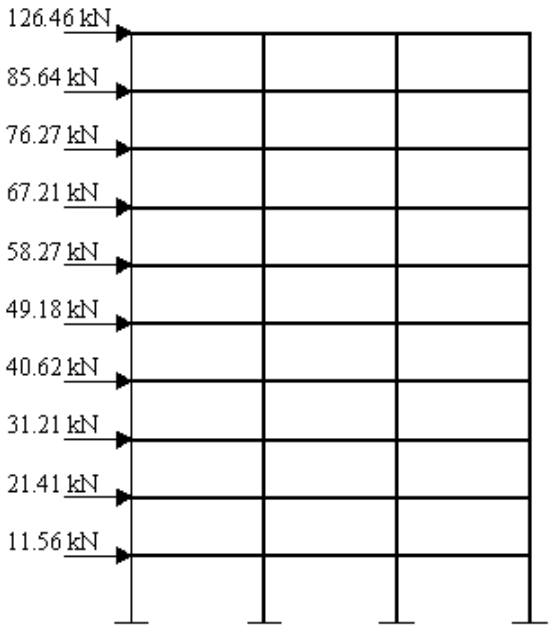
$$V = \frac{A_0 IS(T)}{R} W = \frac{0.40 \times 1 \times 2.5(0.40/1.323)^{0.8}}{8} 11830.89 = 567.83 \ kN$$

değerini almaktadır.

Eşdeğer deprem kuvvetlerinin katlara göre dağılımı Tablo 4.4 te ve Şekil 4.5 te gösterilmiştir.

Tablo 4.4 Kat Döşemelerine Etkiyen Eşdeğer Deprem Kuvvetleri

Kat	**10. Kat**	**9. Kat**	**8. Kat**	**7. Kat**	**6. Kat**
F_x (kN)	126.46	85.64	76.27	67.21	58.27
Kat	**5. Kat**	**4. Kat**	**3. Kat**	**2. Kat**	**1. Kat**
F_x (kN)	49.18	40.62	31.21	21.41	11.56



Şekil 4.5 Eşdeğer Deprem Kuvvetleri

4.1.1 Taşıyıcı Sistem Modelinin Çeşitli Tasarım İlkelerine Göre Boyutlandırılması

4.1.1.1 Daha Güçlü Kolon Tasarımı İlkesi Gözönünde Tutulmaksızın Boyutlandırılan Sistem (Sistem I)

Önceki bölümde düşey ve yatay yükleri ile kiriş ve kolon boyutları verilen sistem, daha güçlü kolon tasarımı ilkesi gözönünde tutulmaksızın boyutlandırılmıştır. *Sistem I* olarak tanımlanan bu sistemin kolon donatıları ile kiriş mesnet ve açıklık donatıları sırasıyla Tablo 4.5 ve Tablo 4.6 da görülmektedir.

Tablo 4.5 Sistem I İçin Kolon Donatıları

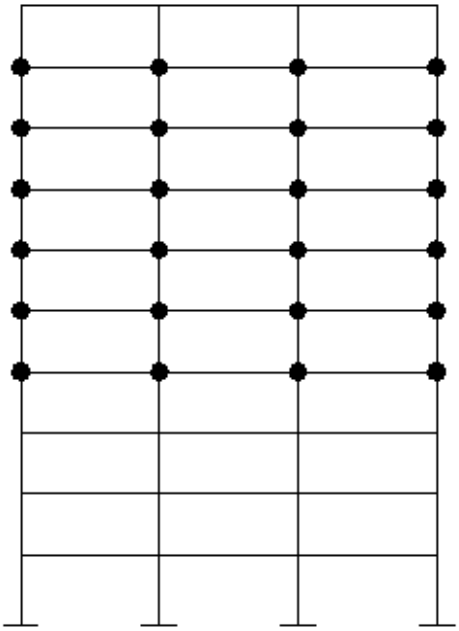
Katlar	**10**		**9**		**8**		**7**		**6**	
Kolon Adı	**S101**	**S102**	**S91**	**S92**	**S81**	**S82**	**S71**	**S72**	**S61**	**S62**
Donatı	8ø16	6ø14	10ø16	6ø16	10ø16	10ø18	10ø16	10ø18	10ø16	10ø16
Katlar	**5**		**4**		**3**		**2**		**1**	
Kolon Adı	**S51**	**S52**	**S41**	**S42**	**S31**	**S32**	**S21**	**S22**	**S11**	**S12**
Donatı	8ø16	10ø18	10ø16	12ø18	10ø16	12ø20	10ø18	12ø20	10ø20	14ø20

Kolonların boyutlandırılmasında, hesap sonucunda bulunan donatı miktarları aynen kullanılmış, pratikte genellikle uygulanmakta olan, donatının alt katlarda azaltılmaması ilkesine uyulmamıştır. Bunun gerekçesi, sayısal değerlendirmelerin teorik bakımdan gerçeğe daha yakın olmasının sağlanmasıdır.

Tablo 4.6 Sistem I İçin Kiriş Donatıları

SİSTEM I							
Yer		**K101**	**K102**	**K103**	**K91**	**K92**	**K93**
Mesnet	Üst	4ø14	4ø14+3ø16	4ø14+3ø16	3ø16+2ø16	3ø16+4ø18	3ø16+4ø18
Bölgesi	Alt	6ø16	4ø16	6ø16	5ø18	4ø16	5ø18
Açıklık	Üst	4ø14	4ø14	4ø14	3ø16	3ø16	3ø16
Bölgesi	Alt	6ø16	4ø16	6ø16	5ø18	4ø16	5ø18
Mesnet	Üst	4ø14+3ø16	4ø14+3ø16	4ø14	3ø16+4ø18	3ø16+4ø18	3ø16+2ø16
Bölgesi	Alt	6ø16	4ø16	6ø16	5ø18	4ø16	5ø18
Yer		**K81**	**K82**	**K83**	**K71**	**K72**	**K73**
Mesnet	Üst	2ø20+2ø16	2ø20+4ø20	2ø20+4ø20	3ø20+2ø16	3ø20+4ø20	3ø20+4ø20
Bölgesi	Alt	5ø18	4ø16	5ø18	6ø16	4ø16	6ø16
Açıklık	Üst	2ø20	2ø20	2ø20	3ø20	3ø20	3ø20
Bölgesi	Alt	5ø18	4ø16	5ø18	6ø16	4ø16	6ø16
Mesnet	Üst	2ø20+4ø20	2ø20+4ø20	2ø20+2ø16	3ø20+4ø20	3ø20+4ø20	3ø20+2ø16
Bölgesi	Alt	5ø18	4ø16	5ø18	6ø16	4ø16	6ø16
Yer		**K61**	**K62**	**K63**	**K51**	**K52**	**K53**
Mesnet	Üst	3ø20+2ø20	3ø20+5ø20	3ø20+5ø20	3ø20+3ø20	3ø20+5ø20	3ø20+5ø20
Bölgesi	Alt	6ø16	4ø16	6ø16	5ø16	4ø16	5ø16
Açıklık	Üst	3ø20	3ø20	3ø20	3ø20	3ø20	3ø20
Bölgesi	Alt	6ø16	4ø16	6ø16	5ø16	4ø16	5ø16
Mesnet	Üst	3ø20+5ø20	3ø20+5ø20	3ø20+2ø20	3ø20+5ø20	3ø20+5ø20	3ø20+3ø20
Bölgesi	Alt	6ø16	4ø16	6ø16	5ø16	4ø16	5ø16
Yer		**K41**	**K42**	**K43**	**K31**	**K32**	**K33**
Mesnet	Üst	3ø20+2ø20	3ø20+5ø20	3ø20+5ø20	3ø20+2ø20	3ø20+5ø20	3ø20+5ø20
Bölgesi	Alt	5ø16	4ø16	5ø16	5ø16	4ø16	5ø16
Açıklık	Üst	3ø20	3ø20	3ø20	3ø20	3ø20	3ø20
Bölgesi	Alt	5ø16	4ø16	5ø16	5ø16	4ø16	5ø16
Mesnet	Üst	3ø20+5ø20	3ø20+5ø20	3ø20+2ø20	3ø20+5ø20	3ø20+5ø20	3ø20+2ø20
Bölgesi	Alt	5ø16	4ø16	5ø16	5ø16	4ø16	5ø16
Yer		**K21**	**K22**	**K23**	**K11**	**K12**	**K13**
Mesnet	Üst	3ø20+2ø20	3ø20+5ø20	3ø20+5ø20	3ø20+4ø20	3ø20+4ø20	3ø20+4ø20
Bölgesi	Alt	5ø16	4ø16	5ø16	5ø16	5ø16	5ø16
Açıklık	Üst	3ø20	3ø20	3ø20	3ø20	3ø20	3ø20
Bölgesi	Alt	5ø16	4ø16	5ø16	5ø16	5ø16	5ø16
Mesnet	Üst	3ø20+5ø20	3ø20+5ø20	3ø20+2ø20	3ø20+4ø20	3ø20+4ø20	3ø20+4ø20
Bölgesi	Alt	5ø16	4ø16	5ø16	5ø16	5ø16	5ø16

Sistem I, yukarıda verilen kolon ve kiriş donatıları esas alınarak, Türk Deprem Yönetmeliğinde yer alan daha güçlü kolon tasarımı kriterine göre kontrol edilmiştir. Bu kontrol sonucunda, sözkonusu kriteri sağlamayan düğüm noktaları Şekil 4.6 da dolu daire ile gösterilmişlerdir. İşaretli düğüm noktalarının dışında kalan 1-3. kat düğüm noktalarında daha güçlü kolon tasarımı ilkesi sağlanmaktadır. Yönetmelik uyarınca, en üst kat düğüm noktalarında bu kontrol yapılmamıştır.



Şekil 4.6 Türk Deprem Yönetmeliğine Göre Daha Güçlü Kolon Tasarımını Sağlamayan Düğüm Noktaları (Sistem I)

4.1.1.2 Eurocode 8 Yönetmeliğindeki Daha Güçlü Kolon Tasarımı İlkesi Gözönüne Alınarak Boyutlandırılan Sistem (Sistem II)

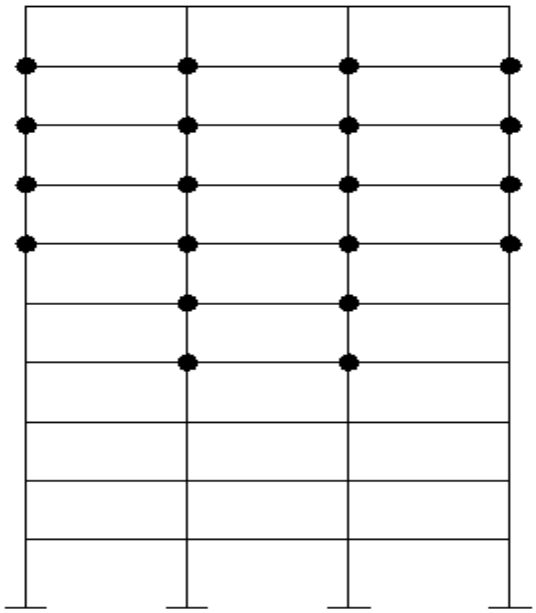
Geometrisi, enkesit boyutları ve yükleri Bölüm 4.1 de tanımlanan on katlı düzlem çerçeve sistem, Eurocode 8 yönetmeliğinde yer alan daha güçlü kolon tasarımı gözönüne alınarak yeniden boyutlandırılmıştır.

Sistem II olarak tanımlanan bu sistemde, Sistem I için bulunan kiriş donatıları aynen kullanılmıştır. Buna karşılık, kolon tasarım momentleri Eurocode 8 yönetmeliğine uygun olarak, Bölüm 3.3 te açıklanan şekilde arttırılmış ve bu momentler için betonarme hesabı yapılarak kolon donatıları yeniden elde edilmiştir. Bilindiği gibi, Eurocode 8 yönetmeliğinde, en az dört kolonlu düzlem çerçevelerde, her dört kolondan biri için moment arttırma işleminin uygulanmayabileceği belirtilmektedir. Bununla beraber, sistemdeki simetri düzeninin korunması amacıyla, Sistem II de bu husus gözönüne alınmamıştır. Sistem II için, yukarıda açıklandığı şekilde hesaplanan kolon donatıları Tablo 4.7 de görülmektedir. Bu tasarımda da, aynen Sistem I de olduğu gibi ve aynı gerekçeye dayanarak, boyutlandırma sonucunda bulunan kolon donatıları konstrüktif nedenlerle değiştirilmeksizin aynen kullanılmıştır.

Tablo 4.7 Sistem II İçin Kolon Donatıları

Katlar	**10**		**9**	
Kolon Adı	**S101**	**S102**	**S91**	**S92**
Donatı	10ø16	10ø16	10ø18	12ø20
Katlar	**8**		**7**	
Kolon Adı	**S81**	**S82**	**S71**	**S72**
Donatı	10ø18	14ø20	10ø20	16ø20
Katlar	**6**		**5**	
Kolon Adı	**S61**	**S62**	**S51**	**S52**
Donatı	10ø20	14ø20	10ø18	10ø18
Katlar	**4**		**3**	
Kolon Adı	**S41**	**S42**	**S31**	**S32**
Donatı	10ø18	12ø18	10ø18	12ø20
Katlar	**2**		**1**	
Kolon Adı	**S21**	**S22**	**S11**	**S12**
Donatı	10ø18	12ø20	10ø20	14ø20

Sistem II, yukarıda Tablo 4.7 de verilen kolon donatıları esas alınarak, Türk Deprem Yönetmeliğinin daha güçlü kolon tasarımı kriterine göre kontrol edilmiş ve bu kriteri sağlamayan düğüm noktaları Şekil 4.7 de dolu daire ile gösterilmiştir.



Şekil 4.7 Türk Deprem Yönetmeliğine Göre Daha Güçlü Kolon Tasarımını Sağlamayan Düğüm Noktaları (Sistem II)

Şekilden görüldüğü gibi, Eurocode 8 yönetmeliğine uygun olarak boyutlandırılan sistemde de, Türk Deprem Yönetmeliğindeki daha güçlü kolon tasarımı kriterini sağlamayan çok sayıda düğüm noktası bulunmaktadır.

4.1.1.3 Türk Deprem Yönetmeliğindeki Daha Güçlü Kolon Tasarımı İlkesi Gözönüne Alınarak Boyutlandırılan Sistem (Sistem III)

Bölüm 4.1 de özellikleri verilen sistem, Türk Deprem Yönetmeliğindeki daha güçlü kolon tasarımı ilkesi gözönüne alınarak boyutlandırılmıştır. Bu sistem, Sistem III olarak isimlendirilecektir.

Sistem III de, Sistem II de olduğu gibi kiriş donatıları değiştirilmemiş, Sistem I için hesaplanan ve Tablo 4.6 da verilen kiriş donatıları aynen kullanılmıştır. Böylece tüm sistemlerin aynı kriterler çerçevesinde karşılaştırılması sağlanmaktadır.

Türk Deprem Yönetmeliğinin öngördüğü daha güçlü kolon tasarımı koşullarını sağlatmak için kolon donatıları arttırılmış, buna karşılık Bölüm 4.1 de verilen kiriş ve kolon enkesit boyutları aynen korunmuştur. Bunun sonucunda, S92 ve S102 kolonlarında geometrik donatı oranının % 8 dolaylarına çıktığı gözlenmektedir. Bu oran yönetmeliğin izin verdiği maksimum donatı oranını aşmakla birlikte, karşılaştırmaların sonucunu etkilememesi amacıyla, sözkonusu kolonların enkesit boyutları arttırılmamıştır. Kolon donatıları Tablo 4.8 de gösterilmiştir.

Tablo 4.8 Sistem III İçin Kolon Donatıları

Katlar	**10**		**9**	
Kolon Adı	**S101**	**S102**	**S91**	**S92**
Donatı	10ø20	16ø24	12ø20	16ø24
Katlar	**8**		**7**	
Kolon Adı	**S81**	**S82**	**S71**	**S72**
Donatı	10ø20	16ø24	10ø18	14ø24
Katlar	**6**		**5**	
Kolon Adı	**S61**	**S62**	**S51**	**S52**
Donatı	12ø20	14ø24	10ø18	10ø18
Katlar	**4**		**3**	
Kolon Adı	**S41**	**S42**	**S31**	**S32**
Donatı	10ø16	16ø20	10ø16	12ø20
Katlar	**2**		**1**	
Kolon Adı	**S21**	**S22**	**S11**	**S12**
Donatı	10ø18	12ø20	10ø20	14ø20

4.1.2 Boyutlandırılan Taşıyıcı Sistem Modellerinin Lineer Olmayan Teoriye Göre Hesabı

Bölüm 4.1 de özellikleri açıklanan ve Bölüm 4.1.1 de daha güçlü kolon tasarımına yönelik çeşitli yaklaşımlara göre boyutlandırılan taşıyıcı sistem modellerinin birinci

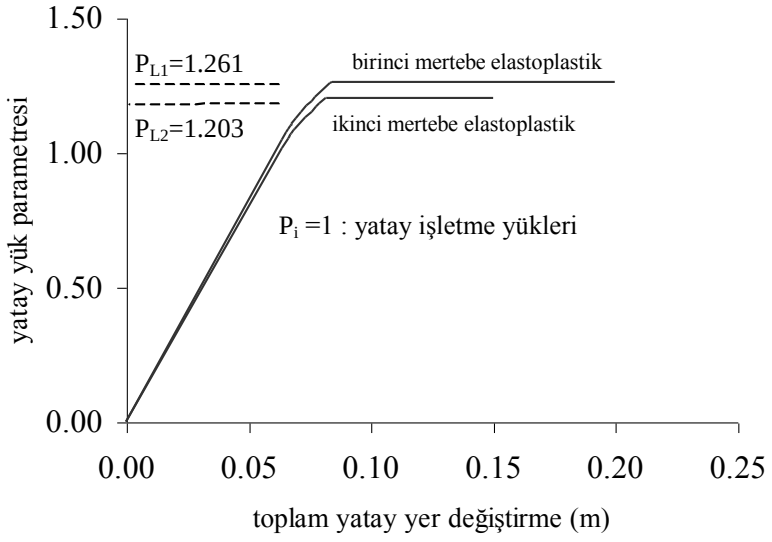
ve ikinci mertebe teorilerine göre elastoplastik hesabı yapılarak sabit düşey işletme yükleri ve orantılı olarak artan yatay deprem kuvvetleri altındaki lineer olmayan davranışları ayrıntılı olarak incelenmiştir. Söz konusu sistemler üzerinde gerçekleştirilen sayısal incelemelerde, işlevleri Bölüm 2.2.7 de belirtilen bilgisayar programlarından yararlanılmıştır, [2].

Taşıyıcı sistem modellerinin lineer olmayan teoriye göre hesabında esas alınan deprem işletme yükleri Türk Deprem Yönetmeliğine göre belirlenmiştir. Böylece, farklı yaklaşımlara göre boyutlandırılan sistemlerin lineer olmayan davranışlarının ve göçme güvenliklerinin aynı kriterler çerçevesinde karşılaştırılması amaçlanmıştır.

4.1.2.1 Sistem I İçin Elde Edilen Sonuçlar

Daha güçlü kolon tasarımı ilkesi gözönüne alınmaksızın boyutlandırılan Sistem I in malzeme ve geometri değişimleri bakımından lineer olmayan teoriye göre hesabı ile elde edilen başlıca sayısal sonuçlar aşağıda özetlenmiştir.

Düşey işletme yükleri (P_d =1) altında, orantılı olarak artan yatay deprem kuvvetleri için birinci ve ikinci mertebe teorilerine göre elde edilen yatay yük parametresi-yerdeğiştirme (P-δ) diyagramları Şekil 4.8 de verilmiştir.



Şekil 4.8 Birinci ve İkinci Mertebe Teorilerine Göre Elde Edilen Yatay Yük Parametresi-Yerdeğiştirme Diyagramları (Sistem I)

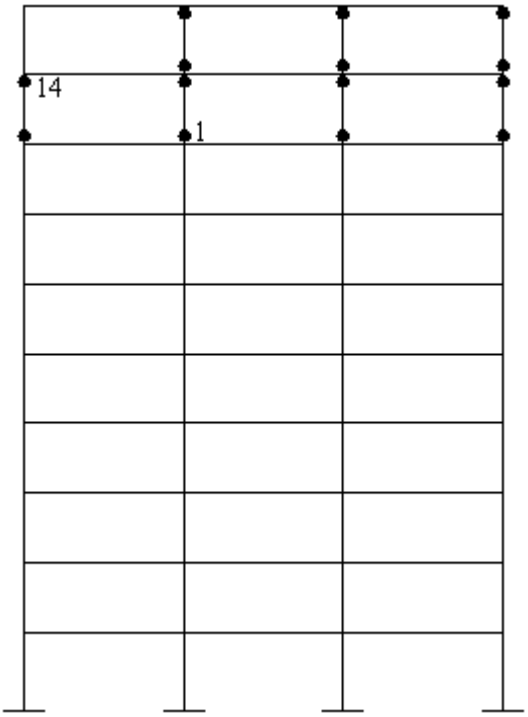
Bu diyagramlardan görüldüğü gibi, sistemin birinci ve ikinci mertebe limit yüklerine ait yatay yük parametreleri (yatay yüklerin işletme yüklerine oranı), sırasıyla

$P_{L1} = 1.261$ ve $P_{L2} = 1.203$

değerlerini almaktadır.

Deprem yükleri altında, ikinci mertebe limit yükten önce sistemde oluşan plastik kesitler ile ilk ve son plastik kesitlerin yerleri Şekil 4.9 da gösterilmiştir.

Aşağıdaki şekilden izlendiği gibi, tüm plastik kesitler üst kat kolonlarında meydana gelmekte ve sistem kat mekanizması oluşarak göçmektedir. Bu göçme modu, daha güçlü kolon ilkesinin tasarımda gözönüne alınmamasının beklenen bir sonucu olarak nitelenebilmektedir.



Şekil 4.9 İkinci Mertebe Limit Yük İçin Plastik Kesitlerin Yerleri (Sistem I)

Sistem I in birinci ve ikinci mertebe elastoplastik teorilere göre hesabı ile elde edilen başlıca bilgiler Tablo 4.9 da özetlenmiştir. Tablonun birinci kolonu birinci ve ikinci mertebe teorilerine göre hesaplanan limit yüklere, 2-4 üncü kolonları sistemde oluşan plastik kesitlerin toplam sayısı ile bunların kirişlere ve kolonlara dağılımına, son iki kolonu ise kiriş ve kolonlarda ilk plastik kesitlerin oluştukları yatay yük parametrelerine ayrılmıştır.

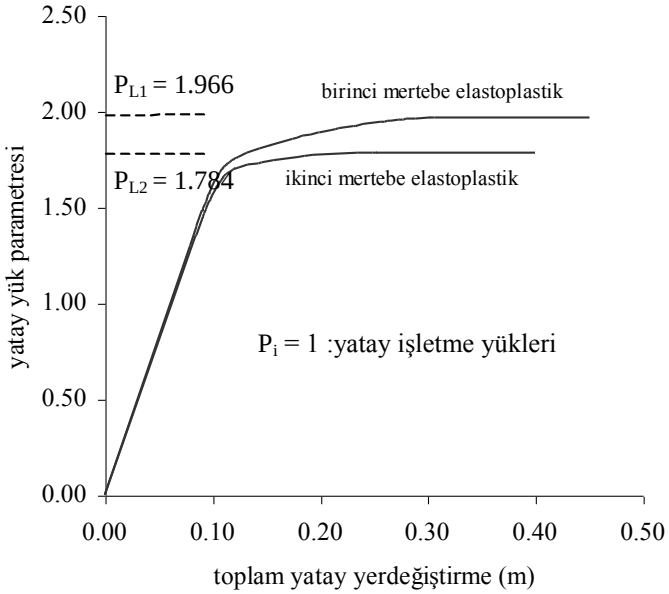
Yukarıda açıklandığı ve tablodan görüldüğü gibi, Sistem I deki tüm plastik kesitler kolonlarda oluşmaktadır.

Tablo 4.9 Limit Yükler ve Plastik Kesitlerin Oluşumu (Sistem I)

Yatay Yük Parametresi		**Plastik Kesit Sayısı**			**İlk Plastik Kesitin Oluştuğu Yatay Yük Parametresi**	
		Toplam	**Kirişte**	**Kolonda**	**Kirişte**	**Kolonda**
P_{L1}	1.261	14	-	14	-	1.049
P_{L2}	1.203	14	-	14	-	1.016

4.1.2.2 Sistem II İçin Elde Edilen Sonuçlar

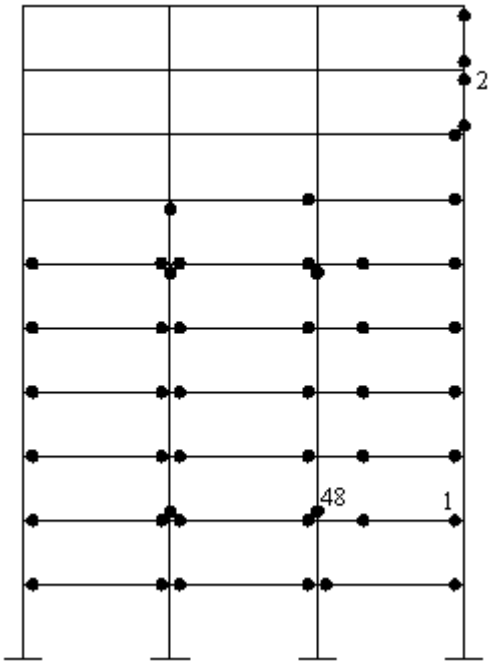
Eurocode 8 yönetmeliğindeki daha güçlü kolon tasarımı ilkeleri uygulanarak boyutlandırılan Sistem II nin birinci ve ikinci mertebe elastoplastik teorilere göre hesabı sonucunda elde edilen yatay yük parametresi-yerdeğiştirme diyagramları Şekil 4.10 da gösterilmiştir.



Şekil 4.10 Birinci ve İkinci Mertebe Teorilerine Göre Elde Edilen Yatay Yük Parametresi-Yerdeğiştirme Diyagramları (Sistem II)

İkinci mertebe limit yükten önce sistemde oluşan plastik kesitler ile kiriş ve kolonlarda oluşan ilk plastik kesitlerin ve son plastik kesitin yeri Şekil 4.11 de gösterilmiştir.

Orantılı olarak artan deprem kuvvetleri altında, Sistem II nin birinci ve ikinci mertebe elastoplastik teorilere göre hesabı ile elde edilen limit yükler ve plastik kesit bilgileri Tablo 4.10 da özetlenmiştir.



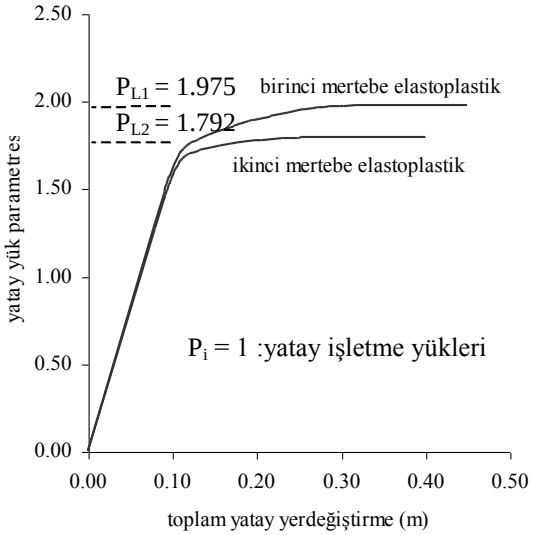
Şekil 4.11 İkinci Mertebe Limit Yük İçin Plastik Kesitlerin Yerleri (Sistem II)

Tablo 4.10 Limit Yükler ve Plastik Kesitlerin Oluşumu (Sistem II)

Yatay Yük Parametresi		**Plastik Kesit Sayısı**			**İlk Plastik Kesitin Oluştuğu Yatay Yük Parametresi**	
		Toplam	**Kirişte**	**Kolonda**	**Kirişte**	**Kolonda**
P_{L1}	1.966	70	41	29	1.299	1.398
P_{L2}	1.784	48	39	9	1.272	1.349

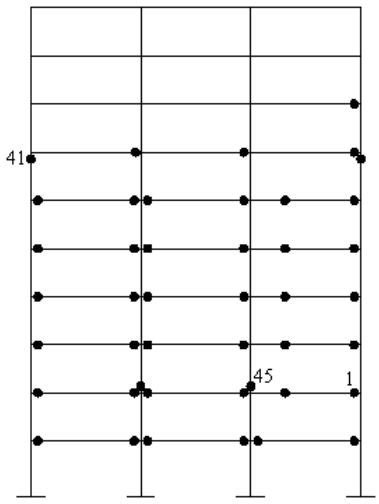
4.1.2.3 Sistem III İçin Elde Edilen Sonuçlar

Türk Deprem Yönetmeliğindeki daha güçlü kolon tasarımı ilkesi uygulanarak boyutlandırılan Sistem III ün birinci ve ikinci mertebe elastoplastik teorilere göre hesabı sonucunda elde edilen yatay yük parametresi-yerdeğiştirme diyagramları Şekil 4.12 de görülmektedir.



Şekil 4.12 Birinci ve İkinci Mertebe Teorilerine Göre Elde Edilen Yatay Yük Parametresi-Yerdeğiştirme Diyagramları (Sistem III)

İkinci mertebe limit yükten önce sistemde oluşan plastik kesitler ile kiriş ve kolonlarda oluşan ilk plastik kesitlerin ve son plastik kesitin yerleri ise Şekil 4.13 te verilmiştir.



Şekil 4.13 İkinci Mertebe Limit Yük İçin Plastik Kesitlerin Yerleri (Sistem III)

Sistem III ün, deprem kuvvetleri altında birinci ve ikinci mertebe elastoplastik teorilere göre hesabı ile elde edilen başlıca bilgiler Tablo 4.11 de özetlenmiştir.

Tablo 4.11 Limit Yükler ve Plastik Kesitlerin Oluşumu (Sistem III)

Yatay Yük Parametresi		**Plastik Kesit Sayısı**			**İlk Plastik Kesitin Oluştuğu Yatay Yük Parametresi**	
		Toplam	**Kirişte**	**Kolonda**	**Kirişte**	**Kolonda**
P_{L1}	1.975	57	43	14	1.299	1.730
P_{L2}	1.792	45	40	5	1.272	1.672

4.1.3 Sayısal Sonuçların Değerlendirilmesi

Betonarme konut ve ofis binalarını temsil etmek üzere seçilen on katlı düzlem çerçeve sistemin, daha güçlü kolon tasarımı gözönünde tutulmaksızın ve Bölüm 3 de açıklanan Türk Deprem Yönetmeliği ile Eurocode 8 deprem yönetmeliğindeki daha güçlü kolon tasarımı ilkeleri esas alınarak boyutlandırılması, boyutlandırılan sistemlerin malzeme ve geometri değişimleri bakımından lineer olmayan teoriye göre hesabı ile elde edilen sayısal sonuçlar aşağıda topluca karşılaştırılarak değerlendirilmiştir.

a) Kolon donatı miktarlarının karşılaştırılması

Kolon ve kiriş enkesit boyutları ile kiriş donatıları birbirinin aynı olan taşıyıcı sistem modellerinin toplam kolon boyuna donatıları, bindirme boyları hesaba katılmaksızın, Tablo 4.12 üzerinde oransal olarak karşılaştırılmıştır. Bu karşılaştırmada, daha güçlü kolon tasarımı gözönüne alınmadan boyutlandırılan Sistem I için bulunan donatı miktarı birim olarak alınmıştır.

Tablo 4.12 Kolon Boyuna Donatılarının Karşılaştırılması

Sistem	**Donatı (kg)**	**Rölatif Donatı Oranı**
SİSTEM I	2681.98	1.000
SİSTEM II	3567.44	1.330
SİSTEM III	4592.97	1.713

Tablodaki değerler incelendiğinde şu sonuçlara varılmaktadır.

i) En küçük kolon boyuna donatıları, daha güçlü kolon tasarımı ilkesinin gözönüne alınmadığı Sistem I için elde edilmiştir. Buna karşılık, Eurocode 8 yönetmeliğindeki daha güçlü kolon tasarımı ilkesinin uygulandığı Sistem II de kolon boyuna donatıları % 33.0 oranında artmakta, Türk Deprem Yönetmeliğinin esas alındığı Sistem III te ise artış oranı % 71.3 olmaktadır.

ii) Daha güçlü kolon ilkesinin uygulandığı Sistem II ve Sistem III arasındaki

$$\frac{1.713}{1.330} - 1 = \%\,29$$

farkın başlıca nedeni, Türk Deprem Yönetmeliğini esas alan tasarımda sadece kiriş kapasitelerinin hesaba katılmasına karşılık, Eurocode 8 yönetmeliğinde aynı zamanda kiriş uç momentlerinin kapasiteye oranlarının da gözönüne alınmasından kaynaklanmaktadır.

b) Limit yüklerin karşılaştırılması

Boyutlandırılan taşıyıcı sistem modellerinin lineer olmayan teoriye göre hesabı sonucunda bulunan birinci ve ikinci mertebe limit yük parametreleri Tablo 4.13 de verilmiştir.

Tablo 4.13 Birinci ve İkinci Mertebe Limit Yük Parametreleri

Sistem	I. Mertebe	II. Mertebe
Sistem I	1.261	1.203
Sistem II	1.966	1.784
Sistem III	1.975	1.792

Tablodan görüldüğü gibi, sistemlerin göçme yüklerini veren II. Mertebe limit yük parametreleri

1.203 – 1.792

arasında değişmektedir. Lineer olmayan teoriye göre hesapta, sistemin gerçek davranışının izlenebilmesi amacıyla malzeme katsayıları kullanılmamıştır. TS500 Betonarme Standardında [25] betonarme betonu için γ_c = 1.50, beton çeliği için γ_s=1.15 olan malzeme katsayıları hesaba katıldığında, Tablo 4.13 te verilen limit yük parametrelerinin ortalama olarak 1.25 katsayısı ile azaltılmaları gerektiği görülmektedir. Bu durumda, gerçek göçme güvenliklerinin yaklaşık olarak

0.96 – 1.43

arasında değiştiği söylenebilir. Bu sonuç, Sistem I in deprem güvenliğinin Türk Deprem Yönetmeliğinde öngörülen (1.0G + 1.0Q + 1.0E) yüklemesi için yeterli olamayacağını göstermektedir. Bunun nedeni, daha güçlü kolon tasarımı kriterinin uygulanmamasından kaynaklanmaktadır.

Tablodan gözlenen diğer bir husus, Sistem II ile Sistem III ün limit yükleri karşılaştırıldığında, donatı oranlarındaki % 29 luk artışa karşılık limit yüklerdeki artışın % 1 in altında kalmasıdır.

Bu sonuç, Eurocode 8 deprem yönetmeliğinde yer alan daha güçlü kolon tasarımı ilkesinin, Türk Deprem Yönetmeliğindeki kapasite ilkesine oranla

öngörülen güvenlik / taşıyıcı sistem maliyeti

açısından daha ekonomik olduğunu göstermektedir.

c) İkinci mertebe etkileri

Sistemlerin birinci ve ikinci mertebe limit yükleri karşılaştırıldığında, ikinci mertebe etkileri nedeniyle limit yüklerin

% 4.6 - % 9.3

oranında azaldığı gözlenmektedir. İkinci mertebe etkilerine ilişkin bu sonuç, narinliği çok büyük olmayan bu yapı sisteminde de ikinci mertebe etkilerinin önemli olabildiğini ve boyutlandırma aşamasında bu etkilerin gözönüne alınması gerektiğini vurgulamaktadır.

d) İlk plastik kesitin oluşumu

Sistemde oluşan ilk plastik kesitin yeri ve bu plastik kesitin meydana geldiği yatay yük parametresinin değeri incelendiğinde

a) daha güçlü kolon tasarımının uygulandığı tüm boyutlandırmalarda ilk plastik kesitlerin kirişlerde oluştuğu

b) bu tasarımlarda, kolonlardaki ilk plastik kesitin oluştuğu yatay yük parametresinin yatay işletme yükünün üzerinde olduğu ve ikinci mertebe teorisine göre hesapta

1.349 – 1.672

arasında değiştiği gözlenmektedir.

e) Plastik kesitlerin kirişlere ve kolonlara dağılımı

İkinci mertebe limit yüklerden önce meydana gelen plastik kesitlerin toplam sayısı ile bunların kirişlere ve kolonlara dağılımını karşılaştırmak amacıyla, sistemlerin ikinci mertebe teorisine göre hesapları sonucunda bulunan plastik kesitlerin sayıları Tablo 4.14 de verilmiştir.

Tablo 4.14 Plastik Kesit Sayıları

Sistem	Toplam	Kirişte	Kolonda
Sistem I	14	-	14
Sistem II	48	39	9
Sistem III	45	40	5

Tablodaki değerler karşılaştırıldığında, daha güçlü kolon tasarımı ilkesinin gözönüne alınmadığı Sistem I de tüm plastik kesitlerin kolonlarda meydana gelmesine karşılık, daha güçlü kolon tasarımının öngörüldüğü sistemlerde plastik kesitlerin büyük bir bölümünün kirişlerde oluştuğu ve kolonlardaki plastik kesitlerin sayısının toplam plastik kesit sayısına oranının % 11-19 arasında değiştiği görülmektedir.

4.2 Altı Katlı Betonarme Düzlem Çerçeve Sistem

Sayısal incelemelerin ikinci bölümünde gözönüne alınan taşıyıcı sistem modelinin tipik düşey enkesiti Şekil 4.14 de görülmektedir. Yapıda çerçeve aralıkları B=5.00 m. olarak seçilmiştir. Yapı taşıyıcı sisteminin ön boyutlandırılması sonucunda belirlenen kiriş ve kolon enkesit boyutları sırasıyla Tablo 4.15 ve Tablo 4.16 da görülmektedir. Döşeme kalınlıkları tüm katlarda h_f = 150 mm olarak seçilmiştir. Tablo 4.16 da belirtilen *b* ve *h* büyüklükleri sırasıyla çerçeve düzlemi içindeki kolon enkesit genişliklerini ve yüksekliklerini ifade etmektedir. Tablodan görüldüğü gibi, pratik uygulamalar ile uyumlu olmak üzere, ardışık her iki katta kolon enkesit boyutları aynı seçilmiştir.

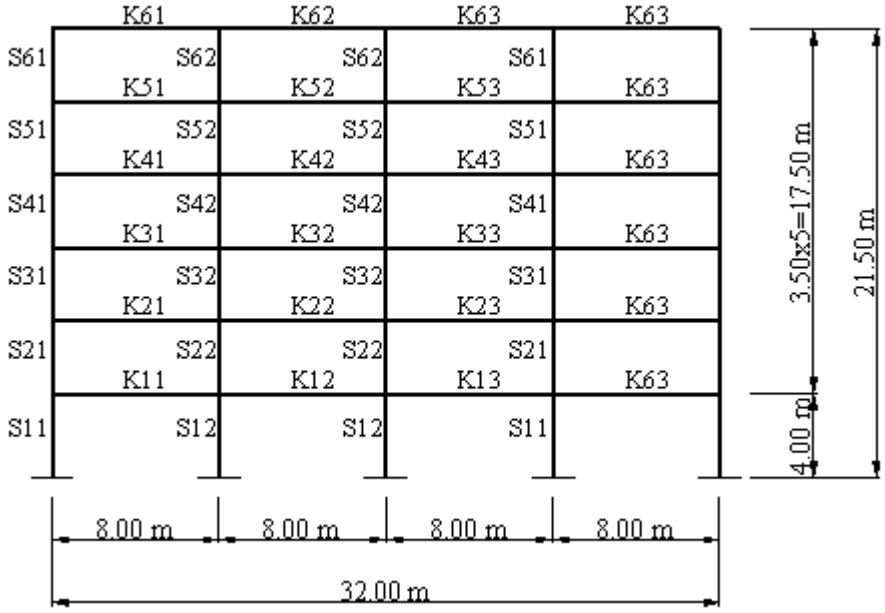
Tablo 4.15 Kiriş Enkesit Boyutları

Kat	Kiriş	h	b	b_w	h_f
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
1-6	**K11-K64 arası bütün kirişler**	700	1260	300	150

Tablo 4.16 Kolon Enkesit Boyutları

Kolon	S61	S62	S63	S51	S52	S53	S41	S42	S43
b(mm)	250	250	250	250	250	250	250	300	300
h(mm)	300	400	400	300	400	400	400	550	550

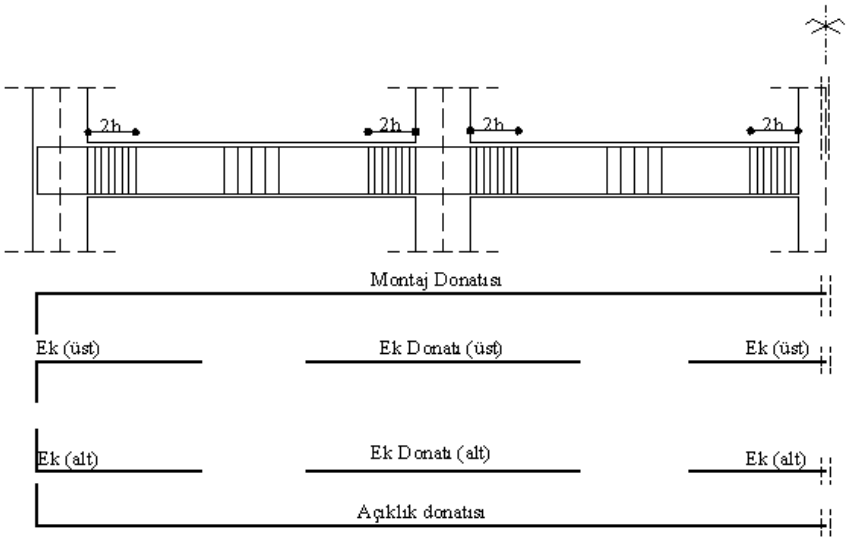
Kolon	S31	S32	S33	S21	S22	S23	S11	S12	S13
b(mm)	250	300	300	300	400	400	300	400	400
h(mm)	400	550	550	500	600	600	500	600	600



Şekil 4.14 Çerçeve Düşey Enkesiti

İncelenen yapı sistemini oluşturan kirişlerin enkesit boyutlarını tanımlayan büyüklükler ve enkesitteki donatı yerleşim düzeni Şekil 4.2 de görülmektedir. Bütün kirişlerde ortak olarak paspayı kalınlıkları h'=h"=35 mm dir. Üst ve/veya alt donatı sıralarının birden fazla olması halinde, paspayı kalınlıkları donatı düzenine bağlı olarak hesaplanmaktadır.

Kirişlerde boyuna ve enine donatının kiriş boyunca tipik yerleşim düzeni Şekil 4.15 de şematik olarak verilmiştir. Şekilden görüldüğü gibi, kirişlerde pliye bulunmamaktadır. Bunun yerine, gerekli olan kesitlerde üst ve/veya alt ek donatı kullanılmaktadır.



Şekil 4.15 Kirişlerde Boyuna ve Enine Donatının Yerleşim Düzeni

Boyuna donatının kiriş boyunca farklılıklar göstermesi halinde, eğilme rijitliklerinin ve eğilme momenti taşıma kapasitelerinin her farklı bölge için ayrı ayrı hesaplanması gerekmektedir. Bu nedenle, önceki örnekte olduğu gibi, kirişler üç bölgeye ayrılarak hesap yapılmıştır. Bu bölgelerin uzunlukları ek donatı boylarına bağlı olarak belirlenmektedir. Bu çalışmada, mesnetlerdeki üst ve alt ek donatının açıklığın 1/3 üne kadar devam ettiği gözönünde tutulmuştur. Ayrıca, tüm kirişlerde 2ø12 gövde donatısı bulunmaktadır.

Kolonların enkesit boyutlarını tanımlayan büyüklükler ve kolon enkesitlerindeki tipik donatı yerleşim düzeni Şekil 4.4 de görülmektedir. Kolonlardaki paspayı kalınlıkları h' = b' = 35 mm olarak seçilmiştir. Şekilden görüldüğü gibi, en kesit yüksekliği h ≥ 350 mm. olan kolonlarda gövde donatısı kullanılmaktadır.

Boyutlandırma hesaplarında enine donatı olarak

kirişlerde : ø10/200 (etriye sıklaştırma bölgesinde : ø10/150)

kolonlarda : ø10/200 (etriye sıklaştırma bölgesinde : ø10/100)

kullanılmıştır.

Boyutlandırmada ve lineer olmayan sistem hesaplarında, malzeme sınıflarının ve karakteristiklerinin

Betonarme Betonu (BS 30) : $f_{ck} = 30$ N/mm²

$$\varepsilon_{co} = 0.002$$

ε_{cu} : boyutlandırmada : $\varepsilon_{cu} = 0.003$

sistem hesaplarında : $\varepsilon_{cu} = 0.006$

Beton Çeliği (BÇIII) : $f_{yk} = 420$ N/mm²

ε_{su} : boyutlandırmada : $\varepsilon_{su} = 0.010$

sistem hesaplarında : $\varepsilon_{su} = 0.010$

olduğu gözönünde tutulmuştur, [25].

Sisteme etkiyen düşey işletme yükleri, çatı döşemesinde

yapı yükleri (sabit yükler) : g = 5.25 kN/m²

ilave (hareketli) yükler : q = 2.00 kN/m²

normal kat döşemesinde ise

yapı yükleri (sabit yükler) : g = 5.25 kN/m²

ilave (hareketli) yükler : q = 3.50 kN/m²

değerlerini almaktadır, [26]. Ayrıca, dış düğüm noktalarında, çatıda

$G_d = 15.00$ kN

parapet yükü ve normal katlarda

$G_d = 40.00$ kN

duvar yükü alınmıştır.

Yapı sisteminin deprem hesapları Türk Deprem Yönetmeliği [5] ilkeleri doğrultusunda yapılmıştır. Bu hesaplarda, binanın birinci derece deprem bölgesinde inşa edileceği ve yerel zemin sınıfının Z2 olduğu gözönünde tutulmuştur. Buna göre, etkin yer ivmesi katsayısı

$A_0 = 0.40$

ve spektrum karakteristik periyotları

$T_A = 0.15$, $T_B = 0.40$

değerlerini almaktadır.

Eşdeğer deprem yüklerinin hesabına esas olan kat ağırlıkları Tablo 4.17 de görülmektedir.

Tablo 4.17 Deprem Yüklerine Esas Olan Kat Ağırlıkları

Kat	**6. Kat**	**5. Kat**	**4. Kat**	**3. Kat**	**2. Kat**	**1. Kat**
Ağırlık (kN)	1182.38	1511.75	1511.75	1533.19	1533.19	1561.63

W_i kat ağırlıklarının hesabında, hareketli yük katılım katsayısı n = 0.30 olarak alınmıştır. Çerçeve toplam ağırlığı ise

W = 8833.88 kN

değerini almaktadır.

Yapı sisteminin özellikleri ve yukarıda verilen kat ağırlıkları esas alınarak, birinci normal titreşim moduna ait özel periyodu T = 0.699 s olarak elde edilmiştir.

Süneklik düzeyi yüksek çerçeve sistem için, R=8 deprem yükü azaltma katsayısını kullanarak hesaplanan taban kesme kuvveti

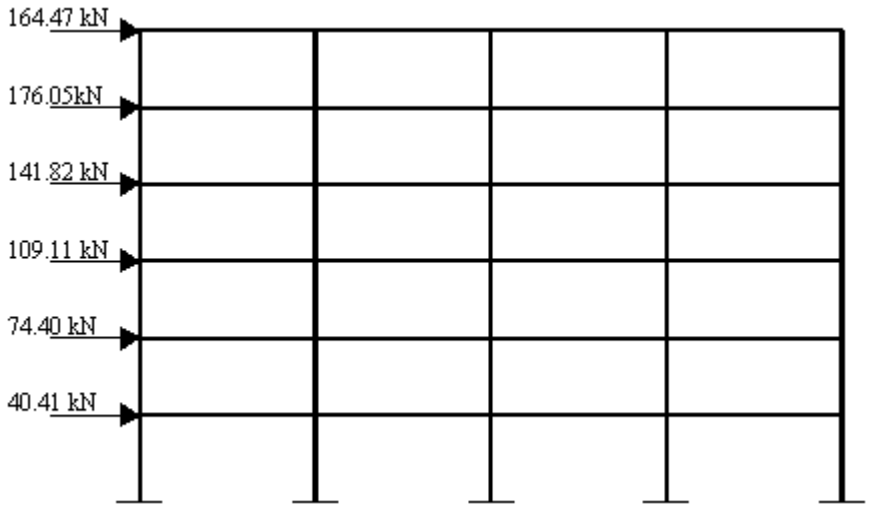
$$V = \frac{A_0 IS(T)}{R} W = \frac{0.40 \times 1 \times 2.5(0.40/0.699)^{0.8}}{8} 8833.88 = 706.27 \ \ kN$$

değerini almaktadır.

Eşdeğer deprem kuvvetlerinin katlara göre dağılımı Tablo 4.18 de ve Şekil 4.16 da gösterilmiştir.

Tablo 4.18 Kat Döşemelerine Etkiyen Eşdeğer Deprem Kuvvetleri

Kat	**6. Kat**	**5. Kat**	**4.Kat**	**3. Kat**	**2. Kat**	**1. Kat**
F_x (kN)	164.47	176.05	141.82	109.11	74.40	40.41



Şekil 4.16 Eşdeğer Deprem Kuvvetleri

4.2.1 Taşıyıcı Sistem Modelinin Çeşitli Tasarım İlkelerine Göre Boyutlandırılması

4.2.1.1 Daha Güçlü Kolon Tasarımı İlkesi Gözönünde Tutulmaksızın Boyutlandırılan Sistem (Sistem IV)

Önceki bölümde düşey ve yatay yükleri ile kiriş ve kolon boyutları verilen sistem, daha güçlü kolon tasarımı ilkesi gözönünde tutulmaksızın boyutlandırılmıştır. *Sistem IV* olarak tanımlanan bu sistemin kolon donatıları ile kiriş mesnet ve açıklık donatıları sırasıyla Tablo 4.19 ve Tablo 4.20 de görülmektedir.

Tablo 4.19 Sistem IV İçin Kolon Donatıları

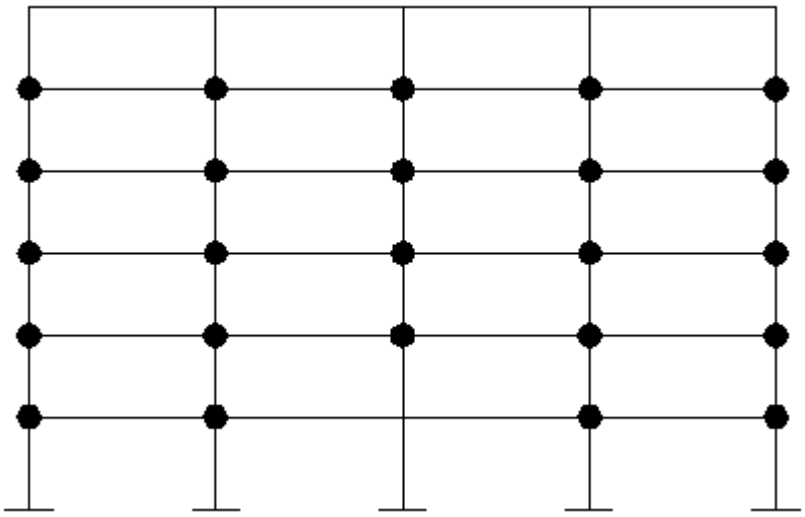
Katlar	**6**			**5**			**4**		
Kolon Adı	**S61**	**S62**	**S63**	**S51**	**S52**	**S53**	**S41**	**S42**	**S43**
Donatı	6ø14	6ø16	6ø16	6ø16	8ø16	8ø16	6ø16	10ø16	10ø16
Katlar	**3**			**2**			**1**		
Kolon Adı	**S31**	**S32**	**S33**	**S21**	**S22**	**S23**	**S11**	**S12**	**S13**
Donatı	8ø16	10ø16	10ø16	8ø16	10ø18	10ø18	8ø16	10ø18	10ø18

Tablo 4.20 Sistem IV İçin Kiriş Donatıları

SİSTEM IV					
Yer		**K61**	**K62**	**K62**	**K61**
Mesnet	Üst	2ø18+1ø18	2ø18+4ø18	2ø18+3ø18	2ø18+4ø18
Bölgesi	Alt	6ø16	4ø14	4ø14	6ø16
Açıklık	Üst	2ø18	2ø18	2ø18	2ø18
Bölgesi	Alt	6ø16	4ø14	4ø14	6ø16
Mesnet	Üst	2ø18+4ø18	2ø18+3ø18	2ø18+4ø18	2ø18+1ø18
Bölgesi	Alt	6ø16	4ø14	4ø14	6ø16
Yer		**K51**	**K52**	**K52**	**K51**
Mesnet	Üst	2ø18+1ø18	2ø18+5ø18	2ø18+4ø18	2ø18+5ø18
Bölgesi	Alt	5ø18	5ø14	5ø14	5ø18
Açıklık	Üst	2ø18	2ø18	2ø18	2ø18
Bölgesi	Alt	5ø18	5ø14	5ø14	5ø18
Mesnet	Üst	2ø18+5ø18	2ø18+4ø18	2ø18+5ø18	2ø18+1ø18
Bölgesi	Alt	5ø18	5ø14	5ø14	5ø18
Yer		**K41**	**K42**	**K42**	**K41**
Mesnet	Üst	2ø20+2ø20	2ø20+5ø20	2ø20+5ø20	2ø20+5ø20
Bölgesi	Alt	6ø16	4ø16	4ø16	6ø16
Açıklık	Üst	2ø20	2ø20	2ø20	2ø20
Bölgesi	Alt	6ø16	4ø16	4ø16	6ø16
Mesnet	Üst	2ø20+5ø20	2ø20+5ø20	2ø20+5ø20	2ø20+2ø20
Bölgesi	Alt	6ø16	4ø16	4ø16	6ø16
Yer		**K31**	**K32**	**K32**	**K31**
Mesnet	Üst	3ø20+2ø20	3ø20+5ø20	3ø20+5ø20	3ø20+5ø20
Bölgesi	Alt	6ø16	4ø16	4ø16	6ø16
Açıklık	Üst	3ø20	3ø20	3ø20	3ø20
Bölgesi	Alt	6ø16	4ø16	4ø16	6ø16
Mesnet	Üst	3ø20+5ø20	3ø20+5ø20	3ø20+5ø20	3ø20+2ø20
Bölgesi	Alt	6ø16	4ø16	4ø16	6ø16
Yer		**K21**	**K22**	**K22**	**K21**
Mesnet	Üst	3ø20+3ø20	3ø20+5ø20	3ø20+5ø20	3ø20+5ø20
Bölgesi	Alt	6ø16	4ø16	4ø16	6ø16
Açıklık	Üst	3ø20	3ø20	3ø20	3ø20
Bölgesi	Alt	6ø16	4ø16	4ø16	6ø16
Mesnet	Üst	3ø20+5ø20	3ø20+5ø20	3ø20+5ø20	3ø20+3ø20
Bölgesi	Alt	6ø16	4ø16	4ø16	6ø16
Yer		**K11**	**K12**	**K12**	**K11**
Mesnet	Üst	3ø20+3ø20	3ø20+6ø20	3ø20+5ø20	3ø20+6ø20
Bölgesi	Alt	6ø16	4ø16	4ø16	6ø16
Açıklık	Üst	3ø20	3ø20	3ø20	3ø20
Bölgesi	Alt	6ø16	4ø16	4ø16	6ø16
Mesnet	Üst	3ø20+6ø20	3ø20+5ø20	3ø20+6ø20	3ø20+3ø20
Bölgesi	Alt	6ø16	4ø16	4ø16	6ø16

Sistem IV, yukarıda verilen kolon ve kiriş donatıları esas alınarak, Türk Deprem Yönetmeliğinde yer alan daha güçlü kolon tasarımı kriterine göre kontrol edilmiştir.

Bu kontrol sonucunda, sözkonusu kriteri sağlamayan düğüm noktaları Şekil 4.17 deki sistem şeması üzerinde dolu daire ile gösterilmişlerdir. İşaretli düğüm noktalarının dışında kalan düğüm noktalarında daha güçlü kolon tasarımı ilkesi sağlanmaktadır. Yönetmelik uyarınca, en üst kat düğüm noktalarında bu kontrol yapılmamıştır.



Şekil 4.17 Türk Deprem Yönetmeliğine Göre Daha Güçlü Kolon Tasarımını Sağlamayan Düğüm Noktaları (Sistem IV)

4.2.1.2 Eurocode 8 Yönetmeliğindeki Daha Güçlü Kolon Tasarımı İlkesi Gözönüne Alınarak Boyutlandırılan Sistem –Alternatif: I (Sistem Va)

Geometrisi, enkesit boyutları ve yükleri Bölüm 4.2 de tanımlanan altı katlı düzlem çerçeve sistem, Eurocode 8 yönetmeliğinde yer alan daha güçlü kolon tasarımı gözönüne alınarak yeniden boyutlandırılmıştır.

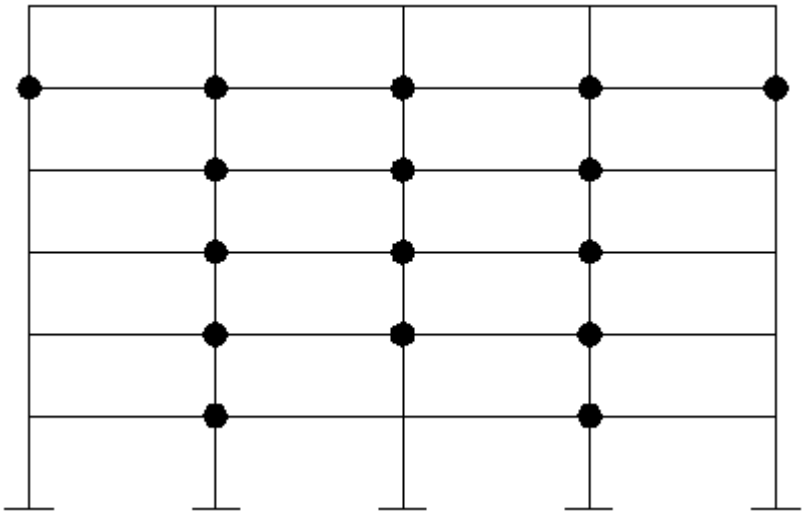
Sistem Va olarak tanımlanan bu sistemde, Sistem IV için bulunan kiriş donatıları aynen kullanılmıştır. Buna karşılık, kolon tasarım momentleri Eurocode 8 yönetmeliğine uygun olarak, Bölüm 3.3 te açıklanan şekilde arttırılmış ve bu momentler için betonarme hesabı yapılarak kolon donatıları yeniden elde edilmiştir. Bilindiği gibi, Eurocode 8 yönetmeliğinde, en az dört kolonlu düzlem çerçevelerde her dört kolondan biri için moment arttırma işleminin uygulanmayabileceği belirtilmektedir. Sistem Va da bu husus gözönüne alınmıştır. Sistem Va için, bu şekilde hesaplanan kolon donatıları Tablo 4.21 de görülmektedir. Kolonların boyutlandırılmasında, hesap sonucunda bulunan donatı miktarları aynen kullanılmış,

pratikte genellikle uygulanmakta olan, donatının alt katlarda azaltılmaması ilkesine uyulmamıştır. Bunun gerekçesi, sayısal değerlendirmelerin teorik bakımdan gerçeğe daha yakın olmasının sağlanmasıdır.

Tablo 4.21 Sistem Va İçin Kolon Donatıları

Katlar	**6**			**5**			**4**		
Kolon Adı	**S61**	**S62**	**S63**	**S51**	**S52**	**S53**	**S41**	**S42**	**S43**
Donatı	8ø16	8ø16	6ø16	10ø16	16ø18	8ø16	10ø18	10ø20	10ø16
Katlar	**3**			**2**			**1**		
Kolon Adı	**S31**	**S32**	**S33**	**S21**	**S22**	**S23**	**S11**	**S12**	**S13**
Donatı	12ø18	12ø20	10ø16	10ø18	10ø18	10ø18	10ø16	12ø18	10ø18

Sistem Va, yukarıda Tablo 4.21 de verilen kolon donatıları esas alınarak, Türk Deprem Yönetmeliğinin daha güçlü kolon tasarımı kriterine göre kontrol edilmiş ve bu kriteri sağlamayan düğüm noktaları Şekil 4.18 de dolu daire ile gösterilmiştir.



Şekil 4.18 Türk Deprem Yönetmeliğine Göre Daha Güçlü Kolon Tasarımını Sağlamayan Düğüm Noktaları (Sistem Va)

Şekilden görüldüğü gibi, Eurocode 8 yönetmeliğine uygun olarak boyutlandırılan sistemde de, Türk Deprem Yönetmeliğindeki daha güçlü kolon tasarımı kriterini sağlamayan çok sayıda düğüm noktası bulunmaktadır.

4.2.1.3 Eurocode 8 Yönetmeliğindeki Daha Güçlü Kolon Tasarımı İlkesi Gözönüne Alınarak Boyutlandırılan Sistem –Alternatif: II (Sistem Vb)

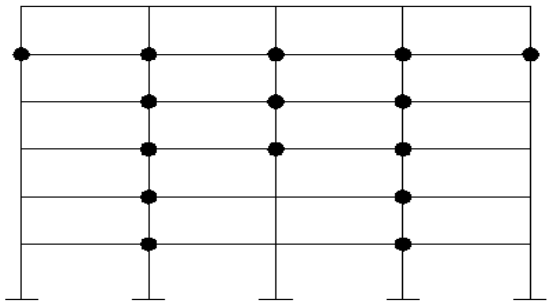
Önceki bölümde Eurocode 8 yönetmeliğinde yer alan daha güçlü kolon tasarımı ilkesine uygun olarak boyutlandırılan taşıyıcı sistem modeli aynı yönetmeliğe göre yeniden boyutlandırılmıştır.

Ancak bu boyutlandırmada, en az dört kolonlu düzlem çerçevelerde, her dört kolondan biri için moment arttırma işleminin uygulanmayabileceği hususu gözönüne alınmamıştır. Sistem Vb olarak tanımlanan bu sistemde, Sistem IV için bulunan kiriş donatıları aynen kullanılmış, buna karşılık kolon tasarım momentleri yukarıda açıklanan ilkeler doğrultusunda arttırılmış ve bu momentler için betonarme hesabı yapılarak kolon donatıları yeniden elde edilmiştir. Sistem Vb için, yukarıda açıklandığı şekilde hesaplanan kolon donatıları Tablo 4.22 de görülmektedir. Bu tasarımda da, aynen Sistem Va da olduğu gibi ve aynı gerekçeye dayanarak, boyutlandırma sonucunda bulunan kolon donatıları konstrüktif nedenlerle değiştirilmeksizin aynen kullanılmıştır.

Tablo 4.22 Sistem Vb İçin Kolon Donatıları

Katlar	**6**			**5**			**4**		
Kolon Adı	**S61**	**S62**	**S63**	**S51**	**S52**	**S53**	**S41**	**S42**	**S43**
Donatı	8ø16	8ø16	8ø16	10ø16	16ø18	16ø18	10ø18	10ø20	10ø20
Katlar	**3**			**2**			**1**		
Kolon Adı	**S31**	**S32**	**S33**	**S21**	**S22**	**S23**	**S11**	**S12**	**S13**
Donatı	12ø18	12ø20	12ø20	10ø18	10ø18	10ø18	10ø16	12ø18	12ø18

Sistem Vb, yukarıda Tablo 4.22 de verilen kolon donatıları esas alınarak, Türk Deprem Yönetmeliğinin daha güçlü kolon tasarımı kriterine göre kontrol edilmiş ve bu kriteri sağlamayan düğüm noktaları Şekil 4.19 da dolu daire ile gösterilmiştir.



Şekil 4.19 Türk Deprem Yönetmeliğine Göre Daha Güçlü Kolon Tasarımını Sağlamayan Düğüm Noktaları (Sistem Vb)

4.2.1.4 Türk Deprem Yönetmeliğindeki Daha Güçlü Kolon Tasarımı İlkesi Gözönüne Alınarak Boyutlandırılan Sistem (Sistem VI)

Bölüm 4.2 de özellikleri verilen sistem, Türk Deprem Yönetmeliğindeki daha güçlü kolon tasarımı ilkesi gözönüne alınarak boyutlandırılmıştır. Bu sistem, Sistem VI olarak isimlendirilecektir.

Sistem VI da, Sistem Va ve Sistem Vb de olduğu gibi kiriş donatıları değiştirilmemiş, Sistem IV için hesaplanan ve Tablo 4.20 de verilen kiriş donatıları aynen kullanılmıştır. Böylece tüm sistemlerin aynı kriterler çerçevesinde karşılaştırılması sağlanmaktadır.

Türk Deprem Yönetmeliğinin öngördüğü daha güçlü kolon tasarımı koşullarını sağlatmak için kolon donatıları arttırılmış, buna karşılık Bölüm 4.2 de verilen kiriş ve kolon enkesit boyutları aynen korunmuştur. Bunun sonucunda, S52 ve S53 kolonlarında geometrik donatı oranının % 7 dolaylarına çıktığı gözlenmektedir. Bu oran yönetmeliğin izin verdiği maksimum donatı oranını aşmakla birlikte, teorik karşılaştırmaların sonucunu etkilememesi amacıyla, sözkonusu kolonların enkesit boyutları arttırılmamıştır. Kolon donatıları Tablo 4.23 te görülmektedir.

Tablo 4.23 Sistem VI İçin Kolon Donatıları

Katlar	**6**			**5**			**4**		
Kolon Adı	**S61**	**S62**	**S63**	**S51**	**S52**	**S53**	**S41**	**S42**	**S43**
Donatı	12ø18	16ø22	14ø18	12ø20	16ø24	16ø22	10ø16	12ø20	12ø20
Katlar	**3**			**2**			**1**		
Kolon Adı	**S31**	**S32**	**S33**	**S21**	**S22**	**S23**	**S11**	**S12**	**S13**
Donatı	14ø20	16ø22	12ø20	10ø16	10ø18	10ø18	10ø18	14ø22	10ø18

4.2.2 Boyutlandırılan Taşıyıcı Sistem Modellerinin Lineer Olmayan Teoriye Göre Hesabı

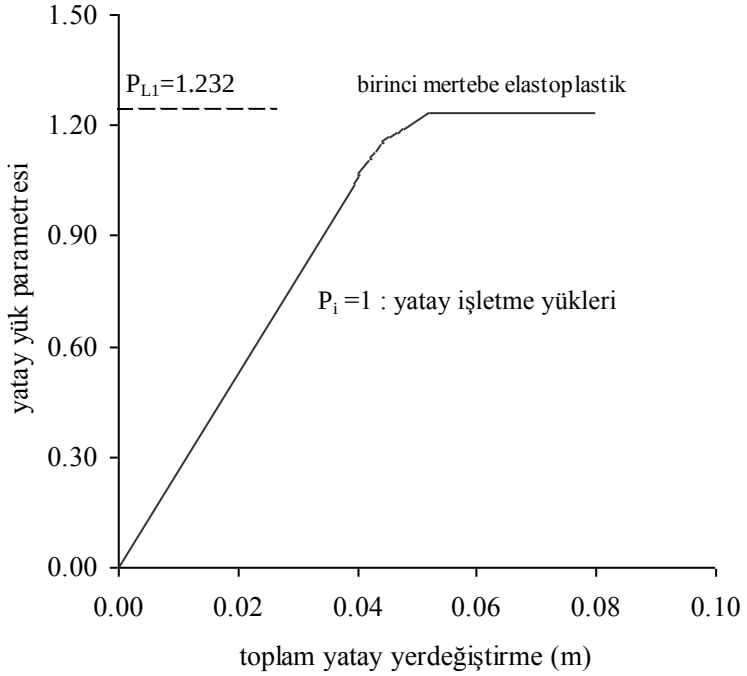
Bölüm 4.2 de özellikleri açıklanan ve Bölüm 4.2.1 de daha güçlü kolon tasarımına yönelik çeşitli yaklaşımlara göre boyutlandırılan taşıyıcı sistem modellerinin birinci ve ikinci mertebe teorilerine göre elastoplastik hesabı yapılarak sabit düşey işletme yükleri ve orantılı olarak artan yatay deprem kuvvetleri altındaki lineer olmayan davranışları ayrıntılı olarak incelenmiştir. Söz konusu sistemler üzerinde gerçekleştirilen sayısal incelemelerde, işlevleri Bölüm 2.2.7 de belirtilen bilgisayar programlarından yararlanılmıştır, [2].

Taşıyıcı sistem modellerinin lineer olmayan teoriye göre hesabında esas alınan deprem işletme yükleri Türk Deprem Yönetmeliğine göre belirlenmiştir. Böylece, farklı yaklaşımlara göre boyutlandırılan sistemlerin lineer olmayan davranışlarının ve göçme güvenliklerinin aynı kriterler çerçevesinde karşılaştırılması amaçlanmıştır.

4.2.2.1 Sistem IV İçin Elde Edilen Sonuçlar

Daha güçlü kolon tasarımı ilkesi gözönüne alınmaksızın boyutlandırılan Sistem IV ün malzeme ve geometri değişimleri bakımından lineer olmayan teoriye göre hesabı ile elde edilen başlıca sayısal sonuçlar aşağıda özetlenmiştir.

Düşey işletme yükleri (P_d =1) altında, orantılı olarak artan yatay deprem kuvvetleri için birinci mertebe teorisine göre elde edilen yatay yük parametresi-yerdeğiştirme (P-δ) diyagramı Şekil 4.20 de verilmiştir.



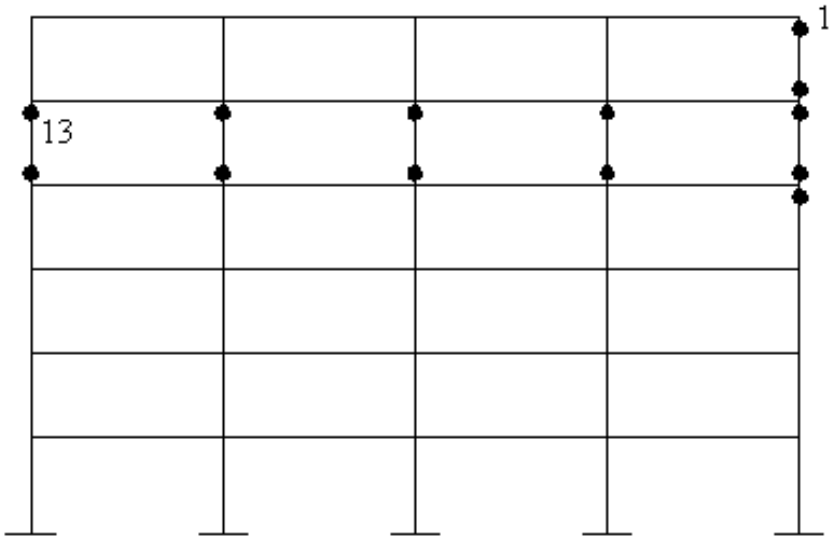
Şekil 4.20 Birinci Mertebe Teorisine Göre Elde Edilen Yatay Yük Parametresi Yerdeğiştirme Diyagramı (Sistem IV)

Bu diyagramdan görüldüğü gibi, sistemin birinci mertebe limit yüküne ait yatay yük parametresi (yatay yüklerin işletme yüklerine oranı)

$P_{L1} = 1.232$

değerini almaktadır. Narinliği önceki sisteme oranla daha küçük olan ve bu nedenle ikinci mertebe etkileri terkedilebilecek düzeyde bulunan bu sistemde, ikinci mertebe teorisine ait sonuçların verilmesine gerek görülmemiştir.

Deprem yükleri altında, birinci mertebe limit yükten önce sistemde oluşan plastik kesitler ile ilk ve son plastik kesitlerin yerleri Şekil 4.21 de gösterilmiştir.



Şekil 4.21 Birinci Mertebe Limit Yük İçin Plastik Kesitlerin Yerleri (Sistem IV)

Yukarıdaki şekilden izlendiği gibi, tüm plastik kesitler üst kat kolonlarında meydana gelmekte ve sistem kat mekanizması oluşarak göçmektedir. Bu göçme modu, daha güçlü kolon ilkesinin tasarımda gözönüne alınmamasının beklenen bir sonucu olarak nitelenmiştir.

Sistem IV ün birinci mertebe elastoplastik teoriye göre hesabı ile elde edilen başlıca bilgiler Tablo 4.24 de özetlenmiştir. Tablonun birinci kolonu birinci mertebe teorisine göre hesaplanan limit yüke, 2-4 üncü kolonları sistemde oluşan plastik kesitlerin toplam sayısı ile bunların kirişlere ve kolonlara dağılımına, son iki kolonu ise kiriş ve kolonlarda ilk plastik kesitlerin oluştukları yatay yük parametrelerine ayrılmıştır.

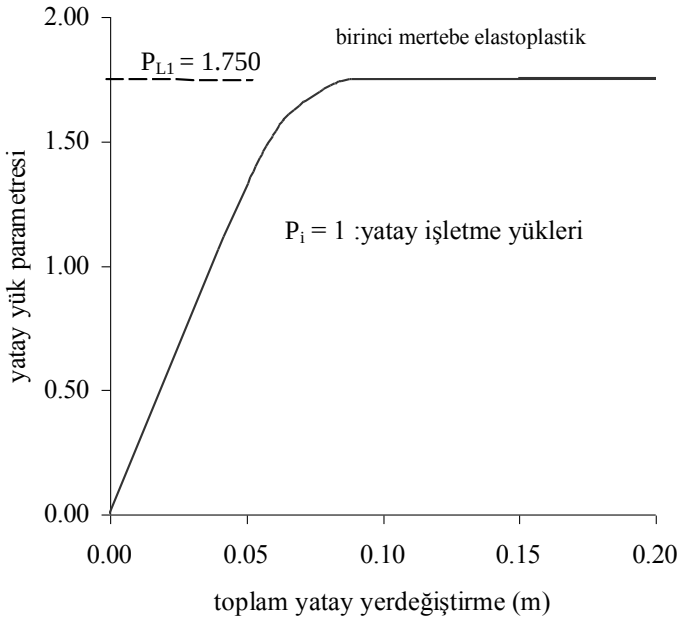
Yukarıda açıklandığı ve tablodan görüldüğü gibi, Sistem IV deki tüm plastik kesitler kolonlarda oluşmaktadır.

Tablo 4.24 Limit Yükler ve Plastik Kesitlerin Oluşumu (Sistem IV)

Yatay Yük Parametresi		Plastik Kesit Sayısı			İlk Plastik Kesitin Oluştuğu Yatay Yük Parametresi	
		Toplam	Kirişte	Kolonda	Kirişte	Kolonda
P_{L1}	1.232	13	-	13	-	1.045

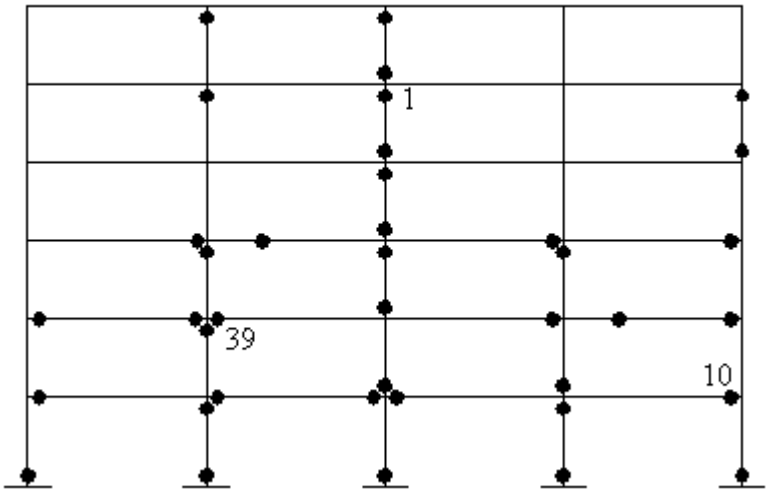
4.2.2.2 Sistem Va İçin Elde Edilen Sonuçlar

Eurocode 8 yönetmeliğindeki daha güçlü kolon tasarımı ilkeleri aynen uygulanarak boyutlandırılan Sistem Va nın birinci mertebe elastoplastik teoriye göre hesabı sonucunda elde edilen yatay yük parametresi-yerdeğiştirme diyagramı Şekil 4.22 de gösterilmiştir.



Şekil 4.22 Birinci Mertebe Teorisine Göre Elde Edilen Yatay Yük Parametresi - Yerdeğiştirme Diyagramı (Sistem Va)

Birinci mertebe limit yükten önce sistemde oluşan plastik kesitler ile kirişlerde oluşan ilk plastik kesit ve kolonlarda oluşan ilk, son plastik kesitin yerleri Şekil 4.23 de gösterilmiştir. Şekilden görüldüğü gibi, ilk plastik kesit moment arttırma işleminin uygulanmadığı orta aks kolonunda meydana gelmektedir.



Şekil 4.23 Birinci Mertebe Limit Yük İçin Plastik Kesitlerin Yerleri (Sistem Va)

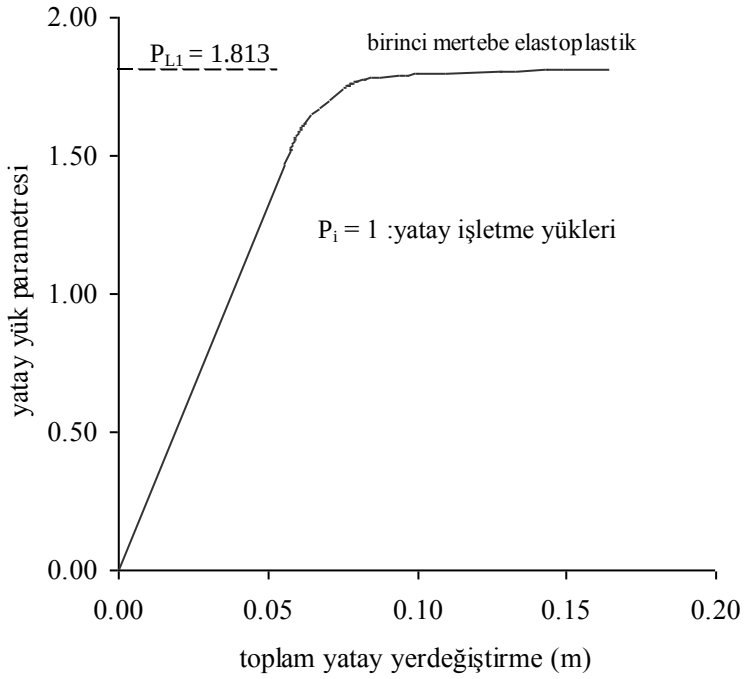
Orantılı olarak artan deprem kuvvetleri altında, Sistem Va nın birinci mertebe elastoplastik teoriye göre hesabı ile elde edilen limit yük ve plastik kesit bilgileri Tablo 4.25 de özetlenmiştir.

Tablo 4.25 Limit Yükler ve Plastik Kesitlerin Oluşumu (Sistem Va)

Yatay Yük Parametresi		**Plastik Kesit Sayısı**			**İlk Plastik Kesitin Oluştuğu Yatay Yük Parametresi**	
		Toplam	**Kirişte**	**Kolonda**	**Kirişte**	**Kolonda**
P_{L1}	1.750	39	15	24	1.476	1.060

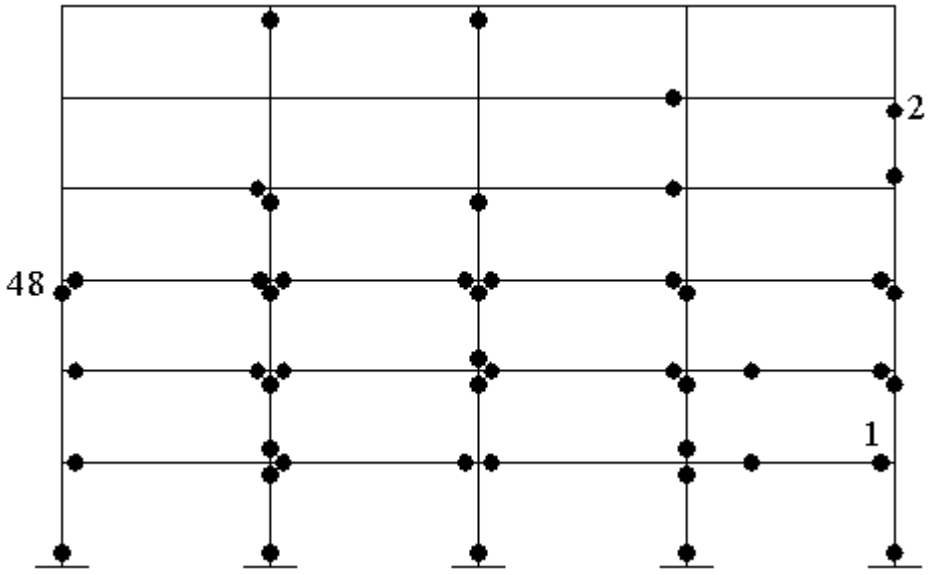
4.2.2.3 Sistem Vb İçin Elde Edilen Sonuçlar

Eurocode 8 yönetmeliğindeki daha güçlü kolon tasarımı ilkeleri uygulanarak, ancak en az dört kolonlu çerçevelerde her dört kolondan biri için moment arttırma işleminin uygulanmayabileceği hususu gözönüne alınmaksızın boyutlandırılan Sistem Vb nin birinci mertebe elastoplastik teoriye göre hesabı sonucunda elde edilen yatay yük parametresi-yerdeğiştirme diyagramı Şekil 4.24 de gösterilmiştir.



Şekil 4.24 Birinci Mertebe Teorisine Göre Elde Edilen Yatay Yük Parametresi - Yerdeğiştirme Diyagramı (Sistem Vb)

Birinci mertebe limit yükten önce sistemde oluşan plastik kesitler ile kirişlerde oluşan ilk plastik kesit ve kolonlarda oluşan ilk, son plastik kesitin yerleri Şekil 4.25 de gösterilmiştir.



Şekil 4.25 Birinci Mertebe Limit Yük İçin Plastik Kesitlerin Yerleri (Sistem Vb)

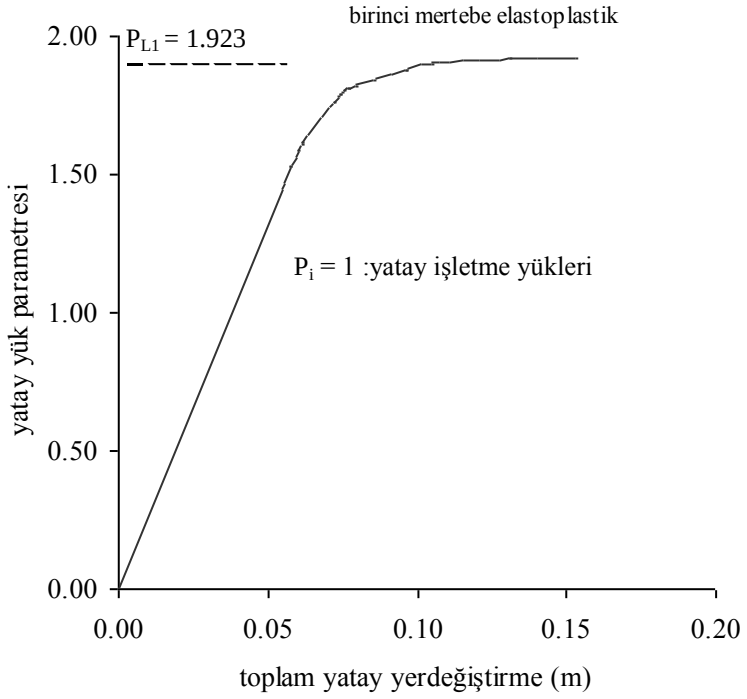
Orantılı olarak artan deprem kuvvetleri altında, Sistem Vb nin birinci mertebe elastoplastik teoriye göre hesabı ile elde edilen limit yük ve plastik kesit bilgileri Tablo 4.26 da özetlenmiştir.

Tablo 4.26 Limit Yükler ve Plastik Kesitlerin Oluşumu (Sistem Vb)

Yatay Yük Parametresi		**Plastik Kesit Sayısı**			**İlk Plastik Kesitin Oluştuğu Yatay Yük Parametresi**	
		Toplam	**Kirişte**	**Kolonda**	**Kirişte**	**Kolonda**
P_{L1}	1.813	48	23	25	1.473	1.519

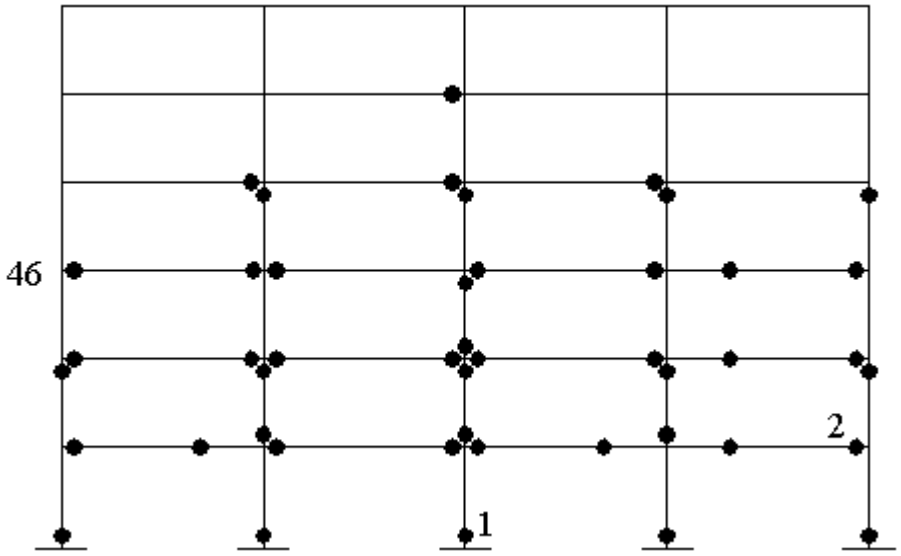
4.2.2.4 Sistem VI İçin Elde Edilen Sonuçlar

Türk Deprem Yönetmeliğindeki daha güçlü kolon tasarımı ilkesi uygulanarak boyutlandırılan Sistem VI nın birinci mertebe elastoplastik teoriye göre hesabı sonucunda elde edilen yatay yük parametresi-yerdeğiştirme diyagramı Şekil 4.26 da görülmektedir.



Şekil 4.26 Birinci Mertebe Teorisine Göre Elde Edilen Yatay Yük Parametresi-Yerdeğiştirme Diyagramı (Sistem VI)

Birinci mertebe limit yükten önce sistemde oluşan plastik kesitler ile kolonlarda oluşan ilk plastik kesit ve kirişlerde oluşan ilk, son plastik kesitlerin yerleri Şekil 4.27 de verilmiştir.



Şekil 4.27 Birinci Mertebe Limit Yük İçin Plastik Kesitlerin Yerleri (Sistem VI)

Sistem VI nın, deprem kuvvetleri altında birinci mertebe elastoplastik teoriye göre hesabı ile elde edilen başlıca bilgiler Tablo 4.27 de özetlenmiştir.

Tablo 4.27 Limit Yükler ve Plastik Kesitlerin Oluşumu (Sistem VI)

Yatay Yük Parametresi		**Plastik Kesit Sayısı**			**İlk Plastik Kesitin Oluştuğu Yatay Yük Parametresi**	
		Toplam	**Kirişte**	**Kolonda**	**Kirişte**	**Kolonda**
P_{L1}	1.923	46	27	19	1.470	1.452

4.2.3 Sayısal Sonuçların Değerlendirilmesi

Betonarme konut ve ofis binalarını temsil etmek üzere seçilen altı katlı düzlem çerçeve sistemin, daha güçlü kolon tasarımı gözönünde tutulmaksızın ve Bölüm 3 de açıklanan Türk Deprem Yönetmeliği ile Eurocode 8 deprem yönetmeliğindeki daha güçlü kolon tasarımı ilkeleri esas alınarak boyutlandırılması, boyutlandırılan sistemlerin malzeme bakımından lineer olmayan teoriye göre hesabı ile elde edilen sayısal sonuçlar aşağıda topluca karşılaştırılarak değerlendirilmiştir.

a) Kolon donatı miktarlarının karşılaştırılması

Kolon ve kiriş enkesit boyutları ile kiriş donatıları birbirinin aynı olan taşıyıcı sistem modellerinin toplam kolon boyuna donatıları, bindirme boyları hesaba katılmaksızın, Tablo 4.28 üzerinde oransal olarak karşılaştırılmıştır. Bu karşılaştırmada, daha güçlü kolon tasarımı gözönüne alınmadan boyutlandırılan Sistem IV için bulunan donatı miktarı birim olarak alınmıştır.

Tablo 4.28 Kolon Boyuna Donatılarının Karşılaştırılması

Sistem	**Donatı (kg)**	**Rölatif Donatı Oranı**
Sistem IV	1475.28	1.000
Sistem Va	2133.83	1.446
Sistem Vb	2307.98	1.564
Sistem VI	3366.74	2.282

Tablodaki değerler incelendiğinde şu sonuçlara varılmaktadır.

i) En küçük kolon boyuna donatıları, daha güçlü kolon tasarımı ilkesinin gözönüne alınmadığı Sistem IV için elde edilmiştir. Buna karşılık, Eurocode 8 yönetmeliğindeki daha güçlü kolon tasarımı ilkesinin uygulandığı Sistem Va ve Sistem Vb de sırasıyla kolon boyuna donatıları % 44.6 ve % 56.4 oranında artmakta, Türk Deprem Yönetmeliğinin esas alındığı Sistem VI de ise artış oranı % 128.2 olmaktadır.

ii) Daha güçlü kolon ilkesinin uygulandığı Sistem Va ve Sistem VI arasındaki

$$\frac{2.282}{1.446} - 1 = \%\ 58$$ ile

farkın başlıca nedeni, Türk Deprem Yönetmeliğini esas alan tasarımda sadece kiriş kapasitelerinin hesaba katılmasına karşılık Eurocode 8 yönetmeliğinde, aynı zamanda kiriş uç momentlerinin kapasiteye oranlarının da gözönüne alınmasından kaynaklanmaktadır.

iii) Eurocode 8 yönetmeliğine dayanan iki alternatif çözüm (Sistem Va ve SistemVb) arasındaki

$$1 - \frac{1.446}{1.564} = \%\ 8$$

fark ise, en az dört kolonlu çerçevelerde her dört kolondan biri için moment arttırma işleminin uygulanmayabileceği maddesinin sağladığı ekonomiyi göstermektedir.

b) Limit yüklerin karşılaştırılması

Boyutlandırılan taşıyıcı sistem modellerinin lineer olmayan teoriye göre hesabı sonucunda bulunan birinci mertebe limit yük parametreleri Tablo 4.29 da verilmiştir.

Tablo 4.29 Birinci Mertebe Limit Yük Parametreleri

Sistem	I. Mertebe
Sistem IV	1.232
Sistem Va	1.750
Sistem Vb	1.813
Sistem VI	1.923

Tablodan görüldüğü gibi, sistemlerin göçme yüklerini veren I. Mertebe limit yük parametreleri

1.232 – 1.923

arasında değişmektedir. Lineer olmayan teoriye göre hesapta, sistemin gerçek davranışının izlenebilmesi amacıyla malzeme katsayıları kullanılmamıştır. TS500 Betonarme Standardında [25] betonarme betonu için γ_c = 1.50, beton çeliği için γ_s=1.15 olan malzeme katsayıları hesaba katıldığında, Tablo 4.29 da verilen limit yük parametrelerinin ortalama olarak 1.25 katsayısı ile azaltılmaları gerektiği görülmektedir. Bu durumda, gerçek göçme güvenliklerinin yaklaşık olarak

0.99 – 1.53

arasında değiştiği söylenebilir. Bu sonuç, Sistem IV ün deprem güvenliğinin Türk Deprem Yönetmeliğinde öngörülen (1.0G + 1.0Q + 1.0E) güvenliğini ancak sınırda sağladığını ve ek güvenliğe sahip olmadığını göstermektedir. Bunun nedeni, daha güçlü kolon tasarımı kriterinin uygulanmamasından kaynaklanmaktadır.

Tablodan gözlenen diğer bir husus, Eurocode 8 yönetmeliğine dayanan Sistem Va ve Sistem Vb ile Türk Deprem Yönetmeliğini esas alan Sistem VI nın limit yükleri karşılaştırıldığında, donatı oranlarındaki % 46-58 artışa karşılık limit yüklerdeki artışın % 6-10 arasında değişmesidir.

Bu sonuç, Eurocode 8 deprem yönetmeliğinde yer alan daha güçlü kolon tasarımı ilkesinin, Türk Deprem Yönetmeliğindeki kapasite ilkesine oranla

öngörülen güvenlik / taşıyıcı sistem maliyeti

açısından daha ekonomik olduğunu göstermektedir.

c) İlk plastik kesitin oluşumu

Sistemde oluşan ilk plastik kesitin yeri ve bu plastik kesitin meydana geldiği yatay yük parametresinin değeri incelendiğinde

a) daha güçlü kolon tasarımının gözönüne alınmadığı boyutlandırmada ilk plastik kesitlerin kolonlarda oluştuğu, diğerlerinde ise, ilk kiriş ve kolon plastik kesitlerinin aynı yatay yük düzeyinde meydana geldiği

b) tüm tasarımlarda, kolonlardaki ilk plastik kesitin oluştuğu yatay yük parametresinin yatay işletme yükünün üzerinde olduğu ve

1.045 – 1.519

arasında değiştiği gözlenmektedir.

d) Plastik kesitlerin kirişlere ve kolonlara dağılımı

Birinci mertebe limit yüklerden önce meydana gelen plastik kesitlerin toplam sayısı ile bunların kirişlere ve kolonlara dağılımını karşılaştırmak amacıyla, sistemlerin birinci mertebe teorisine göre hesapları sonucunda bulunan plastik kesitlerin sayıları Tablo 4.30 da verilmiştir.

Tablo 4.30 Plastik Kesit Sayıları

Sistem	Toplam	Kirişte	Kolonda
Sistem IV	13	-	13
SistemVa	39	15	24
Sistem Vb	48	23	25
Sistem VI	46	27	19

Tablodaki değerler karşılaştırıldığında, daha güçlü kolon tasarımı ilkesinin gözönüne alınmadığı Sistem IV de tüm plastik kesitlerin kolonlarda meydana gelmesine karşılık, daha güçlü kolon tasarımının öngörüldüğü sistemlerde plastik kesitlerin bir bölümünün (% 38-59) kirişlerde oluştuğu görülmektedir.

5. SONUÇLAR

Bu çalışmada elde edilen başlıca sonuçlar aşağıda açıklanmıştır.

1) Çalışmada, malzeme ve geometri değişimleri bakımından lineer olmayan sistemlerin hesabı amacıyla geliştirilen bir yük artımı yöntemi ve bu yöntemin pratik uygulamaları için hazırlanan bilgisayar programlarının sağladığı olanaklardan yararlanmak suretiyle, daha güçlü kolon tasarımına yönelik çeşitli yaklaşımlara ve deprem yönetmeliklerinde öngörülen farklı kriterlere göre boyutlandırılan betonarme yapıların lineer olmayan davranışları ve göçme güvenlikleri ayrıntılı olarak incelenmiştir.

2) İnceleme, çok katlı konut ve ofis binalarını temsil etmek üzere seçilen altı ve on katlı betonarme düzlem çerçeve sistemler üzerinde gerçekleştirilmiştir. Seçilen taşıyıcı sistem modelleri, daha güçlü kolon tasarımı gözönüne alınmaksızın ve Türk Deprem Yönetmeliği ile Eurocode 8 yönetmeliğindeki daha güçlü kolon tasarımı kriterlerine göre boyutlandırılmıştır. Daha sonra boyutlandırılan sistemler, sabit düşey yükler ve orantılı olarak artan deprem kuvvetleri altında, birinci ve ikinci mertebe teorilerine göre hesaplanarak lineer olmayan davranışları incelenmiş ve limit yük parametreleri karşılaştırılmıştır.

3) İncelemeler özellikle Eurocode 8 yönetmeliğinde öngörülen daha güçlü kolon tasarım ilkesinin değerlendirilmesi ve Türk Deprem Yönetmeliği ile karşılaştırılması üzerinde yoğunlaştırılmıştır.

4) Çalışmanın sayısal incelemelerine dayanarak elde edilen ve Bölüm 4.1.3 ve 4.2.3 de ayrıntılı olarak açıklanan başlıca sonuçlar aşağıda özetlenmiştir.

a) En küçük kolon boyuna donatıları daha güçlü kolon tasarımı ilkesinin gözönüne alınmadığı sistemler için elde edilmiştir. Buna karşılık Eurocode 8 yönetmeliğindeki daha güçlü kolon tasarımı ilkesinin uygulandığı sistemlerde kolon boyuna donatıları birinci örnekte % 33.0 oranında ikinci örnekte ise % 44.6-56.4 oranlarında artmaktadır. Türk Deprem Yönetmeliğinin esas alındığı boyutlandırmalarda ise, artış oranları sırasıyla % 71.3-128.2 olmaktadır. Daha güçlü kolon ilkesinin uygulandığı

her iki yönetmeliğe ait sonuçlar arasındaki farkın başlıca nedeni, Türk Deprem Yönetmeliğini esas alan tasarımda sadece kiriş kapasitelerinin hesaba katılmasına karşılık, Eurocode 8 yönetmeliğinde aynı zamanda kiriş uç momentlerinin kapasiteye oranlarının da gözönüne alınmasından kaynaklanmaktadır.

b) Yapı sistemlerinin limit yük parametreleri karşılaştırıldığında, ilk örnekte Türk Deprem Yönetmeliğine göre boyutlandırılan sistemin kolonlarında Eurocode 8 yönetmeliğine oranla % 29 donatı artışı gerektiği halde, limit yüklerin pratik olarak değişmediği gözlenmektedir. İkinci örnekte ise, kolon donatılarındaki % 46-58 artışlara rağmen limit yüklerdeki artış % 10 mertebesinden daha azdır. Bu sonuç, Eurocode 8 deprem yönetmeliğinde yer alan daha güçlü kolon tasarımı ilkesinin, Türk Deprem Yönetmeliğindeki kapasite ilkesine oranla

öngörülen güvenlik / taşıyıcı sistem maliyeti

açısından daha ekonomik olduğunu göstermektedir.

c) Daha güçlü kolon tasarımı ilkesinin gözönüne alınmadığı sistemde tüm plastik kesitlerin kolonlarda meydana gelmesine karşılık, bu ilkenin uygulanması halinde plastik kesitlerin önemli bir bölümünün kirişlerde oluştuğu görülmektedir.

d) İncelenen yapı sistemlerinin birinci ve ikinci mertebe teorilerine göre hesabı ile elde edilen sonuçlar, artan yapı yüksekliğine bağlı olarak, ikinci mertebe etkilerinin önemli olabildiğini ve boyutlandırma aşamasında bu etkilerin de gözönüne alınmasının gerekebileceğini göstermektedir.

5) Yüksekliği on kata kadar olan betonarme çerçeve sistemler için gerçekleştirilen bu araştırma, deprem kuvvetlerinin daha etkin olduğu betonarme yüksek yapıları ve betonarme çerçeve-perde sistemleri de kapsayacak şekilde genişletilmeye açıktır.

6) Bu çalışmada esas alınan inceleme yöntemi benzer şekilde uygulanarak, yönetmeliklerde yer alan diğer boyutlandırma kriterlerinin de irdelenmesi mümkün olabilmektedir.

KAYNAKLAR

[1] **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.

[2] **Girgin, K.,** 1996. Betonarme yapı sistemlerinde ikinci mertebe limit yükün ve göçme güvenliğinin belirlenmesi için bir yük artımı yöntemi, *Doktora Tezi*, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

[3] **Paulay, T., Priestley, M.J.N.,** 1992. *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons Inc., New York.

[4] **Celep Z., Kumbasar, N.,** 2000. *Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı*, Beta Dağıtım, İstanbul.

[5] **İmar ve İskan Bakanlığı Deprem Araştırma Enstitüsü Başkanlığı,** 1997. *Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik,* Ankara.

[6] **International Conference of Building Officials,** 1997. *Uniform Building Code* (UBC97), Volume 2, California.

[7] **European Committee for Standardization,** 1994. *Design Provisions for Earthquake Resistant Design of Structures* (Eurocode 8), Brussels.

[8] **Aksoylu, M.G.**, 1997. Betonarme yapılarda daha güçlü kolon tasarımının lineer olmayan sistem davranışına etkisi, *Yüksek Lisans Tezi,* İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

[9] **Oğuzhan, M.K.,** 1999. Farklı deprem yönetmeliklerine göre boyutlandırılan betonarme yapı sistemlerinin lineer olmayan davranışlarının incelenmesi, *Yüksek Lisans Tezi,* İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

[10] **CEB-FIB,** 1993. Model Design Code, Thomas & Telford Services Ltd.

[11] **BAEL,** 1991. Regles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions Béton armé Suivant la Method des Etats Limites, *Centre Scientifique et Technique du Batiment*, Paris.

[12] **Mattock, H.,** 1967. Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beams, *Journal of the Structural Division,* ASCE, 93, ST2, 519-522.

[13] **Hodge, P.G.,** 1959. *Plastic Analysis of Structures*, Mc. Graw Hill, New York.

[14] **Çakıroğlu, A., Özer, E.,** 1980. *Malzeme ve Geometri Değişimi Bakımından Lineer Olmayan Sistemler,* Cilt I, İTÜ Kütüphanesi, İstanbul.

[15] **Çakıroğlu, A., Özer, E., Girgin, K.,** 1999. Yield Conditions and Yield Vector for Combined Biaxial Bending of Rectangular Reinforced Concrete Sections, *Uğur Ersoy Symposium on Structural Engineering,*121-135, Ankara.

[16] **Çakıroğlu, A., Özden, E., Özmen G.,** 1992. *Yapı Sistemlerinin Hesabı İçin Matris Metodları ve Elektronik Hesap Makinesi Programları,* Cilt II, İTÜ İnşaat Fakültesi Matbaası, İstanbul.

[17] **Çakıroğlu, A., Özden, E., Özmen G.,** 1992. *Yapı Sistemlerinin Hesabı İçin Matris Metodları ve Elektronik Hesap Makinesi Programları,* Cilt I, İTÜ İnşaat Fakültesi Matbaası, İstanbul.

[18] **Celep Z., Kumbasar, N.,** 1998. *Betonarme Yapılar*, Beta Dağıtım, İstanbul.

[19] **Aoyama, H.,** 1985. Problems Associated with "Weak-Beam" Design of Reinforced Concrete Frames, *Journal of the Faculty of Engineering,* University of Tokyo(B), 38, 2, 75-105.

[20] **Paulay, T.,** 1986. A Critique of the Special Provisions for Seismic Design of the Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83), *ACI Journal*, Proceedings 83, 2, 274-283.

[21] **Park, R., Paulay, T.,** 1975. *Reinforced Concrete Structures*, John Wiley & Sons Inc., New York.

[22] **Kelly, T.E.,** 1974. Some seismic design aspects of multistory concrete frames, *Master of Engineering Report*, University of Canterbury, New Zealand.

[23] **American Concrete Institute,** 1971. *Commentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete,* (ACI 318-71), Detroit.

[24] **SEAOC,** 1973. *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary,* Seismology Committee, Structural Engineers' Association of California, San Francisco.

[25] **TS 500,** 2000. Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü,* Ankara

[26] **TS 498,** 1987. Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri, *Türk Standartları Enstitüsü,* Ankara.