

152149

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**TAŞIYICI SİSTEMİ KARMA OLAN YAPILARIN
KAPASİTE TASARIMI**

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Muhammed Sida BULAN
501011123

152149

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 2 Kasım 2004
Tezin Savunulduğu Tarih : 17 Kasım 2004

Tez Danışmanı : Prof.Dr. Melike ALTAN

Diğer Jüri Üyeleri Doç.Dr. Turgut ÖZTÜRK (İ.T.Ü.)

Prof.Dr. Gülay ALTAY (B.Ü.)

KASIM 2004

ÖNSÖZ

Bu çalışma, günümüzde Türkiye gibi deprem ülkelerinde daha da önemli olan depreme göre yapı tasarımında yeni, güvenilir ve ekonomik çözümler sunan kapasite tasarım metodunu anlatmaktadır. Yapıların depremde nasıl davranacağını tasarımcı tarafından düzenlenmesi fikriyle oluşturulan bu tasarım yöntemi ayrıca depremde binaların sünek davranışı sayesinde çökmenin engellenmesinin mutlak şart olarak alınması ile dikkat çekmektedir. Yine bu yöntem mühendisliğin amaçlarından olan ekonomikliği de önceler. Ülkemizde inşaat projecilerinin ve uygulayıcılarının henüz yaygın olarak bilmediği bu yöntemin öncelikle şartnamelerimize girmesi ve bu yöntemle göre binaların yapılmasının, ülkemizde yaşanan deprem sonrası üzücü durumları gözönüne aldığımızda, faydalı olacağını düşünmekteyim. Tabii ki, inşaat sektörü için mutlak gerekli olanın iş etiği olduğunu düşünmekteyim.

Bu çalışma, İ.T.Ü.'de bu konuda yapılan ilk çalışmalardandır. Çalışmanın kalitesi elbette yeterli olmayabilir. Ancak böyle az çalışılmış bir konuda çalışmış olmaktan ve daha sonra bu konuyu inceleyecekleri bir miktar yardımcı olabilecek olmaktan mutluluk duymaktayım.

Bu çalışmayı bana tavsiye eden, çalışma esnasında büyük teşvik ve yardımlarından dolayı Sn. Prof. Dr. Melike ALTAN'a çok teşekkür ederim.

Ayrıca hayatımın her zamanında bana sınırsız desteklerini esirgemeyen anneme, babama ve kardeşime de çok teşekkür ederim.

Kasım 2004

Muhammed Sida BULAN

İÇİNDEKİLER

KISALTMALAR	v
TABLO LİSTESİ	vii
ŞEKİL LİSTESİ	viii
SEMBOL LİSTESİ	x
ÖZET	xii
SUMMARY	xiii
1. GİRİŞ:	1
1.1 Deprem Göre Yapı Tasarımı ve Yapı Performansı: Genel Bir Bakış	1
1.1.1 Deprem Tasarımının Limit Durumları	6
1.1.2 Yapı Özellikleri	7
1.2 Deprem Dayanımı İçin Yapı Sistemlerinin Esasları	9
1.2.1 Yatay Yük Taşıyan Taşıyıcı Sistemler	9
1.2.2 Yapıların Deprem Davranışları	10
1.2.3 Yapı Geometrisinin Deprem Davranışına Etkisi	10
1.2.4 Tasarım Süneklik Seviyesine Göre Yapısal Sınıflandırma	15
1.3 Tasarım Değerlerinin Belirlenmesi	17
1.3.1 Tasarım yükleri ve kuvvetleri	17
1.3.2 Yük ve Kuvvet Etkilerinin Tasarım Kombinasyonları: Zorlar	18
1.3.3. Dayanımların Tanımlanması ve Aralarındaki İlişki	19
1.3.4 Dayanım Azaltım Katsayıları	23
1.4 Kapasite Tasarımının Felsefesi	24
1.4.1 Ana Özellikler	24
1.4.2 Açıklayıcı Benzetme	25
1.4.3 Yapıların Kapasite Tasarımı	27
2. KARMA SİSTEMLERİN KAPASİTE TASARIMI	29
2.1.Giriş	29
2.2 Karma Sistem Tipleri, Modelleme ve Elastik Karma Sistemlerin Davranışı	30
2.2.1 Perde ve çerçeve etkileşimi	31
2.2.2 Kirişlerle bağlanmış Çerçeve ve Perdeler	35
2.2.3 Şekildeğiştirebilen temeller üzerindeki perdelerle sahip karma sistemler	37
2.2.4 Dönebilen perdeler ve üç boyutlu etkileri	38
2.2.5 Çerçeveler ve belli yüksekliğe kadar devam eden perdeler	40

2.3 Karma Sistemlerin Dinamik Tepkisi	42
2.4 Karma Sistemler İçin Kapasite Tasarımı Adımları	46
2.5 Modelleme ve Tasarımda Gereken Mühendislik İrdelemeleri	60
2.5.1 Yatay Rijitliklerdeki Büyük Düzensizlikler	60
2.5.2 Burulma Etkisi	60
2.5.3 Döşemenin Levha Etkisi	62
2.5.4 Perdelerde Kesme Talebinin Tahmini	63
2.5.5 Duvarların Deprem Dayanımına Katkısındaki Çeşitler	64
3. ÖRNEK: KARMA SİSTEMLİ BİR YAPININ KAPASİTE TASARIMI	65
3.1 Yapı ve Malzeme Özellikleri	65
3.1.1 Döşeme Hesabı	66
3.1.2 Çerçeve Elemanların Ön Boyutlandırması	68
3.1.3 Deprem Hesabı	70
3.2 Taşıyıcı Elemanların Kapasite Tasarımı	71
3.2.1 Kirişlerin Tasarımı	71
3.2.2 Kolonların Tasarımı	80
3.2.3 Birleşim Bölgelerinde Etriye Hesabı	88
3.3 Perdelerin Tasarımı	89
3.3.1 1-1 Aksı Perde ve Kirişlerinin Hesabı	89
3.3.2 Perdelerin Tasarımı	94
4. SONUÇLAR	102
KAYNAKLAR	104
EKLER	105
ÖZGEÇMİŞ	111

KISALTMALAR

ABYYHY : Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik
ACI : American Concrete Institute
TS : Türk Standartları



TABLO LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 1.1. Φ , dayanım azaltım katsayısı	20
Tablo 2.1. R_v , eksenel yük azaltma katsayısı	52
Tablo 2.2. ω , dinamik büyütme katsayısı	52
Tablo 3.1. Döşeme uzunlukları ve uzun kenarın kısa kenara oranı olan m katsayısı	66
Tablo 3.2. α_p , sürekli kenarlar uzunluğu/ toplam kenarlar uzunluğu değerleri.	66
Tablo 3.3. X ve Y doğrultularında döşemelerin kenar (M_1, M_2) ve açıklık (M_a) momentleri.....	67
Tablo 3.4. X doğrultusunda döşeme donatıları	67
Tablo 3.5. Y doğrultusunda döşeme donatıları	68
Tablo 3.6. Kolon ön boyutlandırması.....	69
Tablo 3.7. Katlara gelen deprem kuvvetleri	70
Tablo 3.8. 2-2 aksı kiriş momentleri (M_u)	71
Tablo 3.9. Moment yeniden dağılım sonuçları (M_u')	71
Tablo 3.10. Kolon yüzünde düzeltilmiş moment değerleri	72
Tablo 3.11. Kirişlerde gereken donatı miktarları	73
Tablo 3.12. Seçilen donatılar	73
Tablo 3.13. Kiriş M_i değerleri	74
Tablo 3.14. Bulunan M_i değerlerine göre kesitlerin aşırı dayanım momentleri.	74
Tablo 3.15. Deprem yüküne göre momentler	75
Tablo 3.16. Her kat için kirişlerin aşırı dayanım katsayıları.....	75
Tablo 3.17. V_{gA} kesme kuvveti değerleri	76
Tablo 3.18. Kolon merkezlerinde kirişlerin moment aşırı dayanım değerleri ...	77
Tablo 3.19. Plastik mafsallarda kesme kuvvetleri	77
Tablo 3.20. Kirişlerde A_v/s değerleri	78
Tablo 3.21. Kirişlerde A_o / s değerleri	79
Tablo 3.22. ρ_w ve v_c değerleri	79
Tablo 3.23. A_v / s değerleri	80
Tablo 3.24. 2-2 aksı kolon kesit zorları	81
Tablo 3.25. Kirişlerin aşırı kesme dayanımları	81
Tablo 3.26. Toplam kiriş aşırı kesme dayanımları	82
Tablo 3.27. P_o değerleri	83
Tablo 3.28. V_u değerleri	83
Tablo 3.29. M_E , deprem kuvveti değerleri	84
Tablo 3.30. M_u hesap momenti değerleri	85
Tablo 3.31. Gereken toplam donatı alanı ve seçilen donatı adeti	85
Tablo 3.32. Kolon kesme gerilmeleri, v_i	86
Tablo 3.33. Elemanlarda betonun taşıdığı kesme gerilmesi, ...	87
Tablo 3.34. Elemanlarda donatının taşıyacağı kesme gerilmesi	87
Tablo 3.35. A_{sh}/s_h ve A_{sh} değerleri	88
Tablo 3.36. Bağ kirişleri M_u değerleri	89
Tablo 3.37. Gereken donatı ve seçilen donatı	90

Tablo 3.38.	Seçilen donatılara göre M_i değerleri ve aşırı dayanım moment (M_o) değerleri	90
Tablo 3.39.	Bağ kirişleri deprem momenti değerleri	90
Tablo 3.40.	Bağ kirişlerinin aşırı dayanım katsayıları	91
Tablo 3.41.	V_g ve V_i değerleri	91
Tablo 3.42.	v_i değerleri	91
Tablo 3.43.	A_v / s değerleri	92
Tablo 3.44.	A_o / s değerleri	93
Tablo 3.45.	Açıklık alt donatıları için ρ_w , v_c ve A_v / s değerleri	93
Tablo 3.46.	Perdelere gelen kuvvetler	94
Tablo EkA1.1.	Çerçevelerde çatlama durumunda atalet momenti azaltma katsayıları	107
Tablo EkA1.2.	Tablalı kesitler için b değeri	107
Tablo EkB.1	Yük kombinasyon katsayıları	109



ŞEKİL LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 1.1	: Yumuşak kat mekanizması.....2
Şekil 1.2	: On katlı bir binanın kolon alt ucundaki sarılma göçmesi 3
Şekil 1.3	: Kısa kolon durumu 4
Şekil 1.4	: Yetersiz eğilme ve kesme dayanımı kapasitesinden kaynaklanan perdelerin dolayısıyla yapının çökmesi 4
Şekil 1.5	: Perdeler arasındaki bağlantı kirişlerinin göçmesi 5
Şekil 1.6	: Bölme duvarlı betonarme çerçevenin alt katlardaki göçmesi.....5
Şekil 1.7	: Kiriş-kolon birleşim yeri göçmesi 6
Şekil 1.8	: Bir betonarme eleman için tipik yük-yerdeğiştirme ilişkisi 8
Şekil 1.9	: Bir binaya etki eden yanal kuvvetler.....10
Şekil 1.10	: Yapılarda plan düzenlemeleri 11
Şekil 1.11	: Kat planında kütle ve yanal rijitlik ilişkisi 13
Şekil 1.12	: Düşey düzenlemeler 14
Şekil 1.13	: Yükseklikle kat rijitliklerinin değişimi 15
Şekil 1.14	: Dayanım ve süneklik arasındaki ilişki 16
Şekil 1.15	: Dayanım limiti prensibinin sünek zincir modeli ile açıklanması...26
Şekil 1.16	: Enerji dağıtım mekanizmasının mukayesesi 27
Şekil 2.1	: Bir çerçeve, bir konsol perde ve bir karma yapı için yanal yüklere göre şekildeğiştirme durumları.....30
Şekil 2.2	: Tipik çerçeve-perde sistemin modellenmesi 31
Şekil 2.3	: Örnek üç elastik yapıda devrilme momenti ve kat kesme kuvvetlerine dayanımın perdeler ve çerçeveler arasındaki paylaşımı.....33
Şekil 2.4	: Kat ötelenmeleri, kiriş momentleri, kolon kesme kuvvetleri arasındaki mukayeseler 34
Şekil 2.5	: Farklı tür karma sistemlerde enerji dağılım mekanizmaları 35
Şekil 2.6	: Uzun perde elemanlı çerçevelerin modellenmesi 36
Şekil 2.7	: Farklı tip karma sistemlerin modellenmesi 36
Şekil 2.8	: Kısmi ankastre konsol perdelerin modellenmesi.....37
Şekil 2.9	: 12 katlı bir binada ankastre ve mafsallı temel için yanal kuvvetler karşısında oluşan eğilme momenti ve kesme kuvvetlerinin mukayesesi.....39
Şekil 2.10	: Düzlemi içinde dönen perdeli çerçevelerin dönme düzlemine dik düzlemdeki çalışması 40
Şekil 2.11	: Perde yükseklikleri ve temel durumları farklı karma sistemlerin katlar arası ötelenme dağılımları 42
Şekil 2.12	: Farklı temel mesnetlenme durumlarındaki 7m uzunluklu perdenin kiriş momentleri ve kolon kesme kuvvetleri 43
Şekil 2.13	: Farklı yükseklik, rijitlik, temel durumuna sahip perdelerin momentleri 44

Şekil 2.14	: Seçilen belirli tasarım değerlerine sahip bir karma sistemin dinamik davranışı sırasında karşılaşılan maksimum hareketlerin mukayesesi.....45
Şekil 2.15	: Kısmi yükseklikli perdelerle sahip 12 katlı bir yapı için katlar arası ötelenme zarfları.....46
Şekil 2.16	: Bir karma sistemin dış kolonlarına bağlanan kirişler arasındaki tasarım momentlerinin yeniden dağılımları 49
Şekil 2.17	: Eşlenmiş perde çekirdek sistemin sünek davranışı.....50
Şekil 2.18	: Eğilme aşırı dayanımı ve çubuk kısalması zarfları.....52
Şekil 2.19	: İki adet 15 katlı yapının kolonları için dinamik moment büyütme katsayısının hesaplanması 55
Şekil 2.20	: Karma sistemlerin kolonlarına ait dinamik büyütme katsayısı.....56
Şekil 2.21	: Karma sistemlerin perdeleri için tasarım moment zarfları.....58
Şekil 2.22	: Karma sistemlerin perdeleri için tasarım kesme kuvveti zarfı.....60
Şekil 2.23	: Oniki katlı asimetrik bir karma sistemin hesaplanan burulma eksantrisitelerini değişimi 61
Şekil 2.24	: Diyaframların eğilebilirlik biçimleri 63
Şekil 3.1	: Örnek yapının kat planı ve düşey krokisi.....65
Şekil 3.2	: Kirişlerde ideal kesme kuvvetini oluşturan kuvvetler 76
Şekil 3.3	: Kirişlerde çapraz donatılar 78
Şekil 3.4	: Kirişlerde plastik mafsallık bölgesi yeri.....80
Şekil 3.5	: Kiriş kesme aşırı dayanımları 82
Şekil 3.6	: Örnek olarak 4. kat kolonu (30x65) donatı şeması.....86
Şekil 3.7	: Kolon-kiriş birleşim bölgesinde oluşan kuvvetler 88
Şekil 3.8	: Perdelerin bulunduğu 1-1 aksı 94
Şekil 3.9	: Çekme perdesinin basınç ve çekme bölgeleri.....95
Şekil 3.10	: Kesitte oluşacak kuvvetler ve P_i 95
Şekil 3.11	: Kesitte oluşacak kuvvetler ve hesaplanan geçerlilik uzunlukları..96
Şekil 3.12	: Basınç perdesinde oluşacak kuvvetler.....97
Şekil 3.13	: Basınç perdesinde oluşacak kuvvetlerin geçerlilik uzunlukları .. 97
Şekil 3.14	: Perde Donatı Krokisi 101
Şekil EkA1.1	: İsviçre şartnamesine göre tablalı kesit genişliği.....106
Şekil EkA1.2	: Yeni Zelanda şartnamesine göre tablalı kesit genişliği.....107
Şekil EkA1.3	: Türkiye yapı standartlarına göre yarım ve tam tablalı kesit 108

SEMBOL LİSTESİ

A_g	: Toplam kesit alanı
A_s	: Kesit donatı alanı
d	: Kesit yüksekliği
d'	: Paspayı
E_s	: Çelik elastisite modülü
F_r	: Eşdeğer yatay kuvvet
f_{cd}	: Beton tasarım basınç dayanımı
f_{yd}	: Çelik tasarım çekme dayanımı
f_c'	: $0.85 f_{cd}$
h_r	: r. Kat yüksekliği
h_w	: Perde yüksekliği
h_b	: Kiriş yüksekliği
H	: Bina yüksekliği
I_w	: Perde atalet momenti
k	: Yüksekliğin periyot ile ilişkisini sağlayan değer (2.1 denkleminde)
k	: Rijitlik
l_w	: Perde uzunluğu
L	: Şartname hareketli yük değeri
L_r	: Kolon yüksekliğince veya kiriş uzunluğunca düzgün yayılı kabul edilen azaltılmış hareketli yük değeri
M_E	: Sadece deprem kuvvetlerine göre moment
M_i	: İdeal dayanım momenti
M_o	: Aşırı dayanım momenti
M_U	: Kuvvet kombinasyonlarına göre moment
P_{is}	: Güçlü halka çekme kuvveti
P_u	: Tasarım eksenel kuvveti
R_E	: Eşdeğer deprem yükü etkisindeki elastik sistemde kesit tesiri
R_m	: Tasarım moment azaltım katsayısı
R_u	: Zorlamanın hesap değeri
R_v	: Azaltma katsayısı
S_E	: Deprem kuvvetlerine göre elemanın sahip olması gereken dayanım
S_i	: İdeal dayanım
S_o	: Aşırı dayanım
S_p	: Olası dayanım
S_u	: Gerekli dayanım
S_y	: Akma dayanımı
V_g	: Düşey yüklere göre oluşan kesme kuvveti
V_E	: Deprem yüklerine göre oluşan kesme kuvveti
W_{tr}	: Beton ve donatının elastisite modülleri
T	: Yapı periyodu
η_o	: Perde kesme oranı

Φ	: Dayanım azaltım katsayısı
Φ_o	: Depremli durumda zorlamalar için aşırı dayanım katsayısı
Φ_p	: Olası dayanım katsayısı
λ_o	: Eleman aşırı dayanım katsayısı
ψ_o	: Sistem aşırı dayanım katsayısı
ρ	: Donatı yüzdesi
ρ_b	: Dengeli donatı yüzdesi
Δ_y	: Akma yerdeğiştirmesi
Δ_u	: Limit yerdeğiştirme
Δ_m	: Maksimum güvenli yerdeğiştirme
μ	: Süneklik
μ_u	: Limit süneklik
μ_m	: Maksimum güvenli süneklik
μ_r	: Sınırlı sünek yapının sünekliği
μ_f	: Tam sünek yapının sünekliği
ω	: Dinamik büyütme katsayısı
ω_c	: Kolon dinamik kesme büyütme katsayısı
ω_p	: Kısmi perdeli karma sistemlerin kolonları için dinamik büyütme katsayısı
ω_v	: Perdeler için dinamik kesme büyütme katsayısı

TASİYİCİ SİSTEMİ KARMA OLAN YAPILARIN KAPASİTE TASARIMI

ÖZET

Bu çalışmada karma sistem yapıların kapasite tasarımı metoduyla tasarımı üzerine çalışılmıştır. Çalışma dört bölümden oluşmaktadır.

Birinci bölümde yapıların davranışı üzerine genel bilgiler verilmiştir. Bölümde, depreme göre yapı tasarımında yapı limit durumları tanımlanmıştır. Ayrıca yapı elemanlarının deprem davranışının anlaşılmasında kullanılan süneklik, rijitlik gibi özelliklerin tarifi yapılmıştır. Yapıya gelen yükler ve kuvvetler tanımlanmış, bu yük ve kuvvetlerin yapıya etkirken şartnamelerle belirlenmiş kombinasyonlarıyla ilgili bilgi verilmiştir. Birinci bölümün sonunda da, kapasite tasarım metodu genel olarak tanımlanmış ve bu metodu açıklayıcı zincir örneği verilmiştir.

İkinci bölümde ise bu çalışmanın amacı olan karma sistem yapıların kapasite tasarımı metoduna göre nasıl tasarlandığı ayrıntılı olarak incelenmiştir. Bu bölümde incelenen yapıların perdeleri yapı yüksekliği boyunca devam eden ve etmeyen olmak üzere iki ayrı tipi hakkında davranış bilgileri anlatılmıştır. Ancak genel olarak perdeleri yapı yüksekliği boyunca olan yapıların kapasite metoduyla tasarımı çalışmamızın odağındadır.

Üçüncü bölümde ise ikinci bölümde anlatılan tasarım yöntemi adımlarına göre örnek bir karma sistem yapının Yeni Zelanda şartnameleri esas alınarak çözümü yapılmıştır. Ancak bazı hesaplar için Türk yapı ve deprem şartnameleri kullanılmıştır.

Kapasite tasarım yönteminin geliştiricilerinden Tom Paulay ve M.J.N. Priestly bu çalışmaya da kaynaklık eden “Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonary Buildings” isimli eserlerinde, Yeni Zelanda şartnameleri kullanılmıştır. Bu çalışmanın dördüncü bölümünde, üçüncü bölümde yapılan uygulama irdelenmiş ve bahsedilen kitaptaki şartlar ve düzenlemeler ile Türk Standartlarına göre olan şartlar ve düzenlemeler arasındaki farklara işaret edilmiştir.

CAPACITY DESIGN OF DUAL SYSTEM BUILDINGS

SUMMARY

In this study, design method which is created according to capacity design of dual system buildings is studied. The study have four chapters.

In first chapter, general informations of behaviour of buildings is given. In chapter, building limit states and properties which is use for understanding seismic response of elements of building, such as ductility, rigidity are described. Moreover loads and forces which is acting on the building is descirbed and he combinations which descirbed on codes of these is given. At the end of this chapter, capacity design procedure, as general, is descirbed and an illustrative analogy which is describing capacity design is given.

In second chapter, how designing the capacity design of dual system buildings is explained as detailed. The structural walls of the buildings examined is dividing to two types. The one of them is full height walls and the other one is partial height walls. Both walls is examined but the buildings with full height walls is on focus of this study.

In third chapter, an example building is designed according to capacity design procedure steps of dual systems which explained in second chapter and New Zeland codes. But at some points Turkish codes is also used.

Tom Paulay and M. J. N. Priestly who are authors of “Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonary Buildings” which is the book that is one of reference books of this study and are two ones of the developers of capacity design philosophy gave informations according to New Zeland codes. In fourth chapter of this study, the results of the example designed in third chapter is examined and to the differences between Turkish and New Zeland codes and constructive arrangements is pointed.

1.GİRİŞ

1.1. Depreme Göre Yapı Tasarımı ve Yapı Performansı: Genel Bir Bakış

Kapasite tasarımı, yapı tasarımında optimum sonuçlar veren etkin bir yöntemdir. Yapıya etki eden yükleri, kuvvetleri, malzemeyi, ekonomiyi göz önüne alır. Depremde daha da önemlidir. Modern binalarda tipik olarak en şiddetli deprem kuvvetlerinin 100 ile 500 yıllık bir aralıktaki periyotta oluşacağı varsayılır. Elastik sınır içinde olacak şekilde kuvvetler hesaplanıp, genelde taşıyıcı sistem bu elastik tepkinin %15-25 azı kadar değer için hesaplanır. Böylece malzemeye uygun geniş plastik yerdeğiştirmeler ve enerji dağıtımı ile yapının bir depremde ayakta kalması beklenir. Sonuçta, tasarımda göz önüne alınan deprem kuvvetinden çok daha sık meydana gelen çok daha küçük şiddette olan depremlere göre oluşacak zor kuvvetleriyle bile yapı tam kapasitesine ulaşabilir. Depreme göre binanın tam kapasitesine ulaşmasının yıllık ihtimali %1-%3 civarındadır. Buna kıyasla, düşey yüklere göre tam kapasiteye ulaşmanın yıllık olasılığı %0.01dir. Bu, uygun bir deprem tasarım felsefesinin eksikliğinden kaynaklanan sonuçların muhtemelen ciddi olacağını gösterir. [2]

Yapıların deprem davranışıyla ilgili yeterli veri olmadığı yıllarda yapı ağırlığının %10'u yapıya yatay kuvvet olarak etkilirken; 1960'larda ivme diyagramlarıyla daha detaylı yapı davranışı bilgilerinin elde edilmesiyle ve tasarım felsefesinin ve bilgisayar programlarının gelişmesiyle, çok serbestlik dereceli yapıların deprem davranışının çok daha iyi incelenmesi kolaylaşmıştır. [3]

Son zamanlarda, yapının tamamında aşırı dayanımın sağlanmasının bir esas gereklilik olmadığı anlaşıncaya, tasarımda büyük deprem zorlarının karşılanması düşüncesi terk edilmeye başlanmıştır. Yapıların plastik davranışı, hipotezlerin belirsizliğinden ortaya çıkmıştır ve deprem kuvvetleri için yapı tasarımı düşüncesinde bir temel nokta olmuştur. Tüm plastik şekil değiştirme modlarının eşit olarak uygulanabilir olmadığı kabul edilmiştir. Buna göre, bazıları göçmeye yol açar; diğerleri ise dayanımın ana niteliği olan sünekliği sağlar. Artık, deprem tasarımında

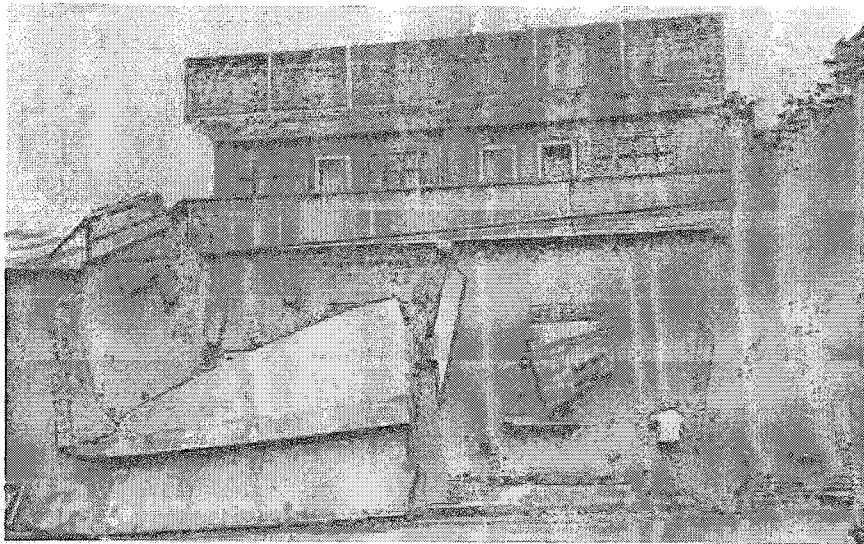
daha sünek taşıyıcı sistem formlarının seçilmesi benimsenmektedir. Genel olarak bu, düzgün yapısal sistem teşkili ve plastik şekildeğıştirmelerle meydana gelen plastik mafsallık olarak tanımlanan noktaların dikkatlice seçilmesiyle ilgilidir. Taşıyıcı sistemde istenmeyen plastik şekildeğıştirme modları için gerekli dayanım, istenen plastik modlardaki dayanımlardan büyük seçilmektedir. Bu durumda, yapının kesitlerinin gerekli kesme dayanımı, gerekli eğime dayanımından büyük seçilecektir.

Genel olarak yapı tasarımıyla ilgili aşağıda maddelenen düşünceler kapasite tasarımının temelidir. [1]

1. Plastik davranış için uygun taşıyıcı sistemin seçimi,
2. Plastik şekildeğıştirmelerin odaklandığı uygun ve ayrı olarak detaylandırılan plastik mafsallık yerlerinin seçimi,
3. İstenmeyen yerlerde veya istenmeyen yapısal modlarla meydana gelen plastik şekildeğıştirmeleri de kapsayan uygun dayanım ihtimallerinin garantilenmesi,

Deprem durumlarında modern binalarda oluşan hasar ve hatta toptan göçme nedenleri aşağıda belirtilmiştir.

Şekil 1.1’de depremlerde en yaygın göçme nedenlerinden biri olan “yumuşak kat” durumu gösterilmiştir. İlk kat, ki genelde en yüksek olan kattır, diğer katlardan daha zayıftır. Dkkn ve park yeri amaçlı ilk katların mümkün olduğunca geniş alanlı yapılmasıyla oluşan zayıf katta kolon mekanizması meydana gelerek, büyük bölgesel süneklik isteği ile bu yumuşak kat durumu gelişebilir.



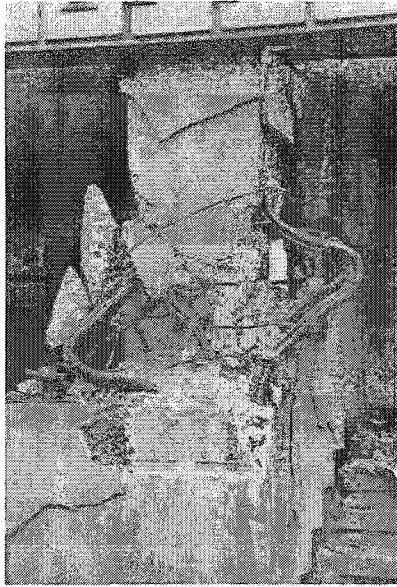
Şekil 1.1 Yumuşak kat mekanizması. 1990 Filipinler depremi [1]

Şekil1.2’de bir ilk kat kolonunun temelle birleşim yerinde oluşan kolon göçmesi gösteriliyor. Deprem sırasında eksenel kuvvet ile eğilme momentinin birlikte etmesiyle yüksek basınç gerilmeleri beklenir. Yeterli sıklıkta olmayan ve iyi detaylandırılmamış enine donatıların yetersizliği potansiyel plastik mafsallarda kesitin dayanımını kaybetmesine neden olur. Zayıf kiriş güçlü kolon felsefesi uyarınca enerji dağıtımı kiriş mesnetlerinde plastik mafsallar ve kolon-temel birleşimindeki plastik mafsallar ile oluşur. Burada eğer kolondaki enine donatı yetersiz ise toptan göçme meydana gelir.

Şekil1.3’de gösterilen durumda, örülen tuğla duvarlar arasında kalan kolonlar depremde duvarlarla birlikte çalışırken yapışık olmaları nedeniyle rijitliklerinin artması ile daha fazla yanal kuvvet alırlar. Bu durumda kolon, kendisine bitişik olan ve kat yüksekliğinde örülmemiş tuğla duvarın bittiği yüksekliğin üstünde herhangi bir noktadan göçer. Buna kısa kolon durumu denir. Bu durumdan sakınmak için duvarlar ile kolon arasında yeterli miktarda derz aralığının bırakılması gerekir.

Şekil1.4’de gösterilen durumda, güçlü depremler için yeterli eğilme sünekliği ve kesme dayanımına sahip şekilde tasarlanmayan yapılarda büyük rijitlik ve dayanım azalması olur ve ciddi hasarlar oluşabilir.

Şekil1.5’de gösterilen durumda, perdeler arasındaki birleştirici kirişler kısa açıklıkları nedeniyle büyük kesme kuvveti alırlar. Bu durumdan kurtulmak zor olmakla beraber kiriş içine çapraz donatıların yerleştirilmesi bir çözüm olabilir.



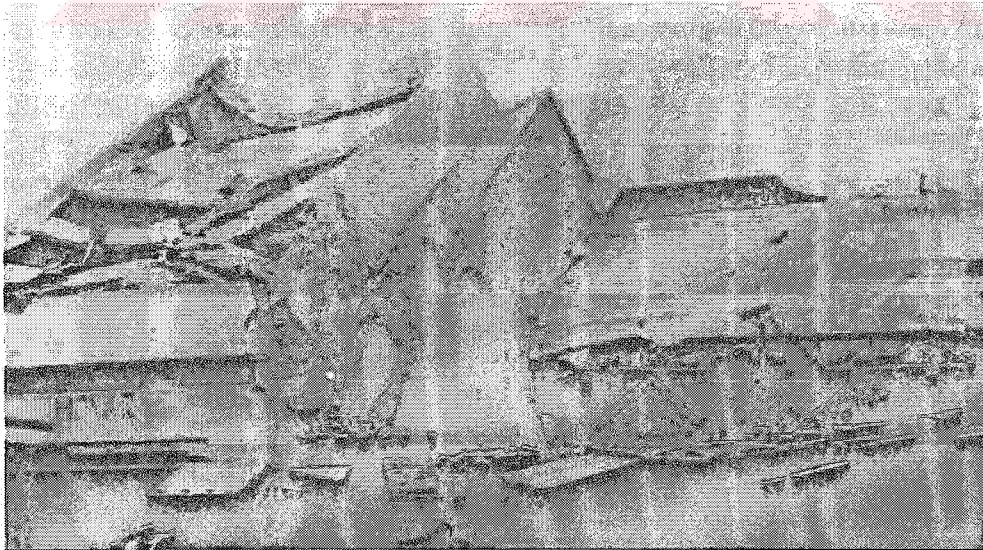
Şekil 1.2 10 katlı bir binanın kolon alt ucundaki sarılma göçmesi [1]



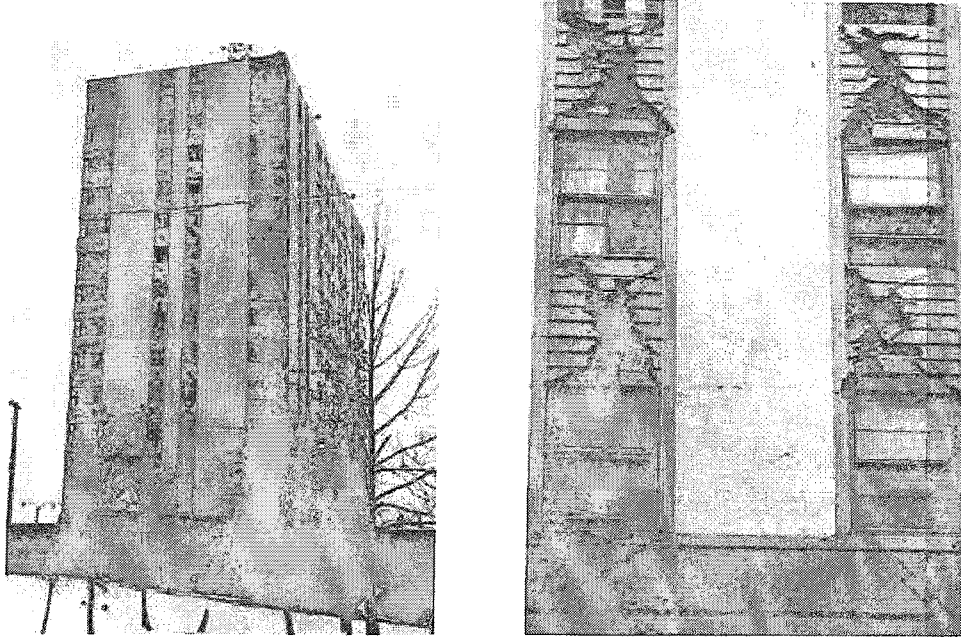
Şekil 1.3 Kısa kolon durumu. 1985 Şili Depremi [1]

Bir betonarme çerçevedeki çerçeve içine örülen tuğla duvarlarda, deprem esnasında, kolonlardaki hasarlardan kaynaklanan kesme göçmesi olabilir. Şekil1.6’da bununla ilgili bir durum gösterilmektedir.

Şekil1.7’de ise, betonarme bir çerçevede kolon-kiriş birleşimindeki göçmelerle ilgili örnek gösterilmiştir. Burada birleşen dört eleman arasındaki zayıf nokta bu birleşim bölgesidir. Eğer bu bölge yeterli donatılmazsa depremde oluşan büyük kesme kuvveti nedeniyle büyük dayanım ve rijitlik kayıpları ve hatta toptan göçmeler meydana gelir.



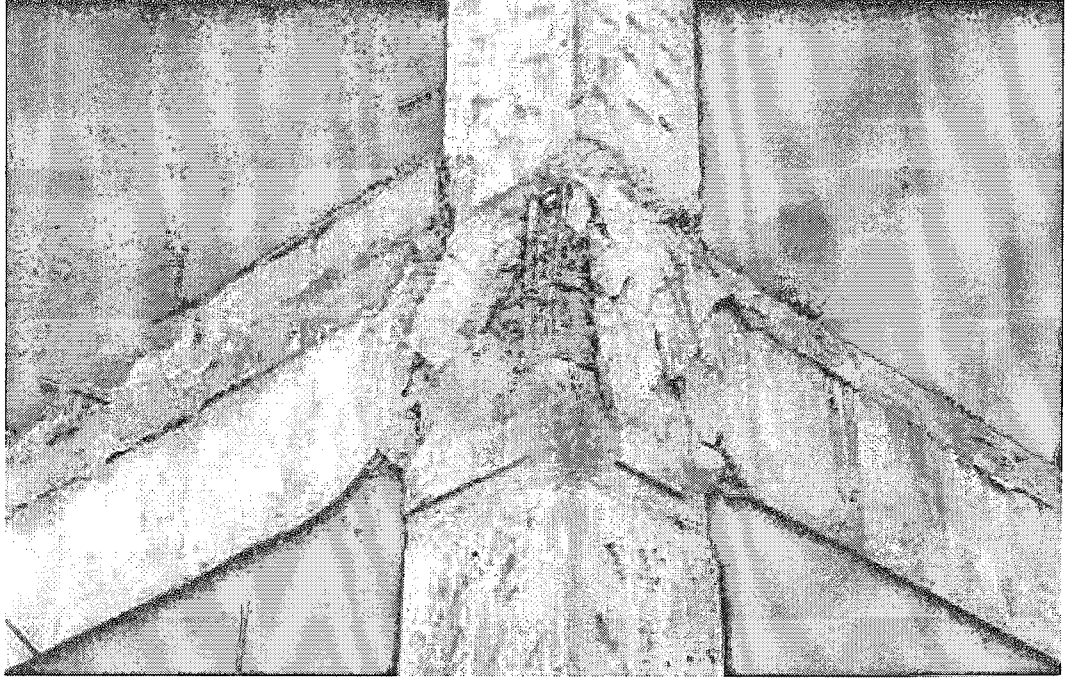
Şekil 1.4 Yetersiz eğilme ve kesme dayanımı kapasitesinden kaynaklanan perdelerin çökmesi durumu [1]



Şekil 1.5 Perdeler arasındaki bağlantı kirişlerinin göçmesi durumu. 1984 Alaska Depremi [1]



Şekil 1.6 Bölme duvarlı betonarme çerçevenin alt katlardaki göçmesi. 1990 Filipinler Depremi [1]



Şekil 1.7 Kiriş-kolon birleşim yeri göçmesi. 1990 Filipinler Depremi [1]

Şiddetli depremlerde büyük yerdeğiştirmeler için yapılar sünek olmalıdır. Bu durumda depreme dayanıklı yapı tasarımında, geleneksel olarak kullanılan yüklerden çok, depremde oluşacak yerdeğiştirmelerin karşılığı olan kuvvetlerin düşünülmesi tercih edilebilir. Bir sünek yapının depremden doğan yerdeğiştirmelerinin büyüklüğü dayanıma bağlı olacağından, dayanımın sağlanması önemlidir.

1.1.1 Deprem Tasarımının Limit Durumları:

Yapının deprem için optimal değerlendirmesi, önlemler ile maliyet göz önüne alınarak yapılmalıdır. Deprem etki dereceleri büyük depremlerdeki minimum hasardan, can kaybına kadar farklı durumlarda olabilir:

a) Kullanılabilirlik limit durum:

Binada küçük şiddetli depremler sonrasında yapı kullanılabilirliği devam etmelidir. Yapıda taşıyıcı olan ve olmayan elemanlarda tamir gerektirecek hasar oluşmamalıdır. Bina elastik sınırlarda kalırken tüm yapıda deprem için yeterli dayanım olmalıdır. Bazı çatlamlar olabilmesine karşın, hem geniş çatlaklar ile donatı akması hem de duvar ya da beton ezilmesi gerçekleşmemelidir. Binanın kullanım amacına göre kullanılabilirlik limit durumu değişir. İş merkezleri için elli yıllık periyottaki depreme göre tasarım yapılabilecekken, hastane, telefon santrali, itfaiye gibi hayati

merkezlerin daha uzun periyotta oluşan depremlere göre kullanılabilirlik limit sınırları tayin edilmelidir. [9, 10]

b) Hasar kontrollü limit durum:

Yapı, kullanılabilirlik limit durumu için tayin edilen depremden daha şiddetli bir depremde belli hasarlar görebilir. Bu hasarlar bazı kesitlerde çatlamlar veya beton ezilmeleri şeklinde olabilir. Ancak bu durumda yapının hasarlı elemanı tamir edilebilir olmalıdır. Burada onarımın ekonomik olup olmayacağı kontrol edilmelidir. Bu durumun yapının kullanım ömrü boyunca düşük gerçekleşme olasılığında olması gerekir. Tahmin edilen depremden sonra yapı onarılıp tam kullanılamaya açılabilir.

c) Ayakta kalma limit durumu:

Modern tasarım stratejisinde en önemli vurgu can kaybının engellenmesidir. Bu, yapının toptan göçmesine mani olunması demektir. Şiddetli depremlerde bile tamir edilemez duruma gelen bina ve elemanlar olabilir ama toptan göçme olmamalıdır. Bu nedenle tasarımcılar büyük yatay kuvvet dayanım kayıplarını engelleyecek ve düşey yük dayanımını devam ettirecek yapı niteliğini sağlamayı gerek şart olarak kabul ederler.

Kapasite tasarımı, yukarıda bahsedilen durumların yapı için belirlenmesindeki belirsizliklerin kaldırılmasını hedefler. Bunu başarmak, yapı sistemlerinin deprem tahminlerindeki kaba yaklaşımın toleransını kavramak ile olur.

1.1.2 Yapı Özellikleri:

a) Rijitlik

Yatay kuvvetlerden oluşan yerdeğiştirmeler güvenilir mertebede ölçülse ve kontrol edilse bile, tasarımcıların gerçekçi bir rijitlik tahmini yapmaları zorunludur. Bu değer, yapıdaki yerdeğiştirmeyi sağlayan yük ve kuvvetlerle ilgilidir. Bu ilişki yapının elemanlarının geometrik özelliklerini ve elastisite modülünü kullanarak, yapı mekaniğinin birinci ilkesinden kolaylıkla bulunabilir. [5]

Rijitlik hesaplanırken, S_y akma dayanımı, Δ_y akma yerdeğiştirmesi olmak üzere, idealleştirilmiş yük(kuvvet)-yerdeğiştirme grafiğinin eğimi olarak rijitlik bulunur ($K = S_y / \Delta_y$). Dayanım-yerdeğiştirme grafiğinde rijitlik hesaplanırken S_y değeri yerine $0.75 S_y$ değeri alınarak hesap yapılır.

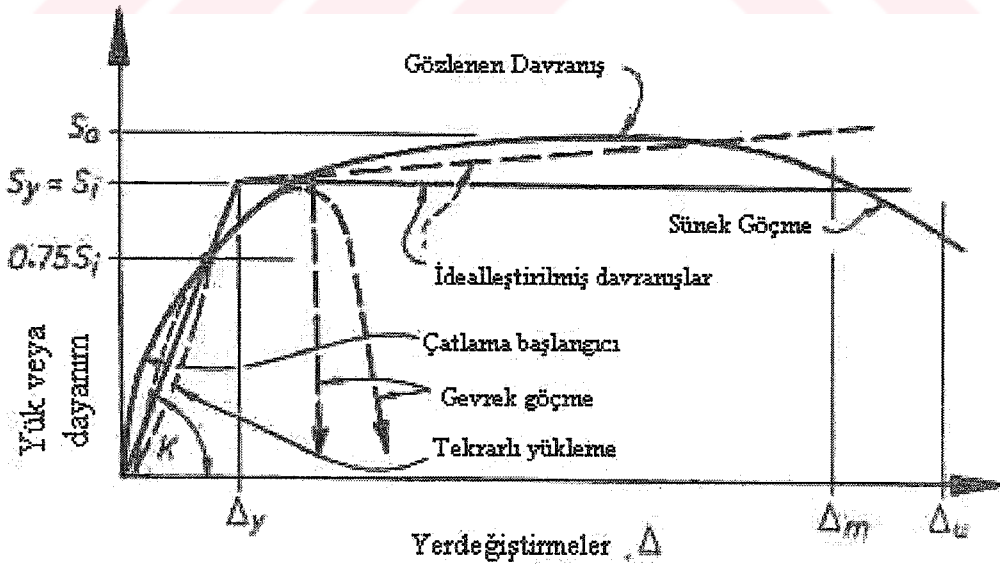
b) Dayanım

Bina, depremde ortaya çıkan hareketlere karşı yeterli dayanıma sahip olmalıdır. Elastik analize göre ele alınan deprem hareketlerine sebep olan deprem kuvveti ile yerçekimi kuvveti gibi diğer kuvvetleri birlikte göz önüne alarak elemanlara gelen yüke göre istenen dayanım değeri hesap edilir. [5]

c) Süneklik

Büyük hasarları en aza indirmek ve yanal kuvvetlere göre orta dayanımlı binaların ayakta kalmasını sağlamak için, şiddetli bir depremle büyük şekilde değişimler olduğu zaman bu yapılar başlangıç dayanım kapasitelerinin büyük bir kısmına sahip olarak kalmalıdır. Bu şekilde değişimler elastik limitin üzerinde olabilirler. Bu özelliğe yapının sünekliği denir. Bu özellik büyük yer değiştirmeleri yapabilme ve enerji yutma kapasitesine sahip olmayı içerir. Bu sebeple tehlikeli deprem bölgeleri için tasarımcıların en önemli gördüğü özelliktir. [5]

Süneklik limiti, yapı elemanı Δ_u limit yer değiştirmeye ulaştığında olur (Şekil 1.8). Bu değere ulaşıldığında bazen sünek göçme olabilir. Ama yapı ani göçmez. Sünek göçme ani göçmenin zıttıdır. Ani göçmede yapı taşıma dayanımını yeterli uyarım yapmadan kaybeder. Bu nedenle ani göçmeden korunmak zorunludur.



Şekil 1.8 Bir betonarme eleman için tipik yük-yerdeğiştirme ilişkisi [12]

Süneklik, toplam yerdeğiştirmenin akma yerdeğiştirmesine oranı olarak da tanımlanır (1.1 eşitliği).

$$\mu = \Delta / \Delta_y > 1 \quad (1.1)$$

μ değeri toptan göçmeye yakın $\mu_u = \Delta_u / \Delta_y$ olur. Maksimum süneklik ($\mu_m = \Delta_m / \Delta_y$), μ_u 'yu aşmamalıdır.

Elemanların sünekliği ile yapı süneklik kazanır. İstenen süneklik çeliğin çekme dayanımı ile kazanılır. Çelik basınç aldığı anda gerekli önlemler ile yapıda burkulma etkisinin oluşmaması sağlanır.

Beton ve bölme duvar malzemeleri gevreklerdir. Bu elemanlar basınca çalışırlar. Ana amaç, beton ve çeliğin depremlerde birlikte çalışmasını sağlamaktır.

Yapıyı tasarlarken yapı davranışını bilmek, uygun ekonomikliği sağlamak ve yapıdaki konstrüktif kurallar en az diğer yapı tasarım özellikleri kadar önemlidir.

1.2 Deprem Dayanımı İçin Yapı Sistemlerinin Esasları:

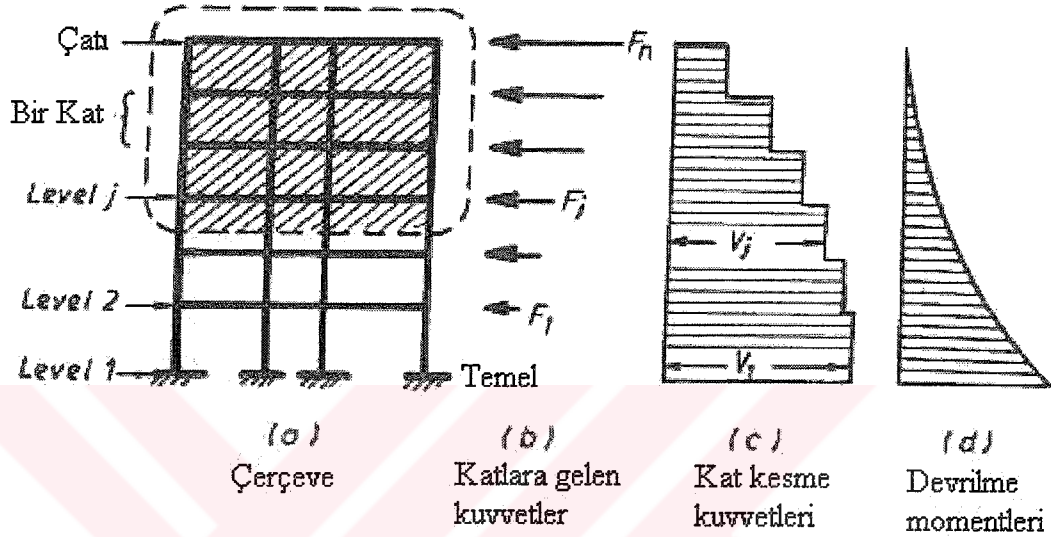
Yapısal düzenlemede deprem davranışıyla ilgili olan rijitlik, dayanım, süneklik özellikleri ile birlikte görünüş, simetri, kütle dağılımı, düşey düzenlilik düşünülmesi zorunlu olan noktalardır. Yapı düzensizlikleri, yapı davranışında görülen karmaşıklığa sık sık neden olur. Düzensizliğin pek çok kaynağı vardır. Mesela geometrideki farklı tasarımlar, yük iletim yollarındaki süreksizlikler, dayanım ve rijitlik süreksizlikleri, açıklıklarla oluşan kritik bölgelerdeki bozulmalar, elemanların alışılmamış özellikleri, yapıdaki girinti ve çıkıntılar, istenen veya varsayılan yapısal şekildeğiştirmelerin engellenmesi bunlardan bazılarıdır.

1.2.1 Yatay Yüklere Göre Taşıyıcı Sistemler:

- a. Çerçeve sistemler: Kolon, kiriş ve döşemeden oluşur. Düşey yükleri kolayca taşıyabilir ve yanal yükler için belli bir kat sayısına kadar yeterli dayanıma sahiptirler.
- b. Yapısal perde sistemler: Yanal yüklerin, betonarme veya yığma olarak yapılan taşıyıcı perdeler ile karşılandığı sistemlerdir. Düşey yüklerin (G ve Q) taşınması diğer elemanlarla sağlanır.
- c. Karma sistemler: Yanal yükün hem çerçeve elemanları hem de yapısal perdelerce taşındığı sistemlerdir. Burada düşey yükleri de uygun biçimde paylaşırlar. Bu tip yapılara hibrid sistemler veya perde-çerçeve sistemler de denir.

1.2.2 Yapıların Deprem Davranışları:

a) Yüksekliğe göre davranış: Bina sadece yanal yüklere maruz kalırsa, bir düşey konsol gibi davranacaktır. Yatay kesme kuvveti ve devrilme momenti oluşacak, bunlarda temele aktarılacaktır. Bu değerler basit bir eşitlik kurularak bulunabilir (Şekil 1.9'da ki düşünceyle). Örneğin üçüncü kat ve üstündeki katlar için toplam kesme kuvveti üçüncü kata etkir.



Şekil 1.9 Bir binaya etki eden yanal kuvvetler

b) Plana göre davranış: Kütle ve rijitlik merkezleri göz önüne alınsın. Yatay yük olarak gelecek bir V_j kuvvetinin her kat için ağırlık merkezine etkidiği kabul edilir. Her kat için bu noktaya o katın kütle merkezi denir. Yatay yük taşıyan elemanların merkezine rijitlik merkezi denir. Yatay yük ile meydana gelecek yerdeğiştirmelerin rijitlik merkezine göre olduğu kabul edilir. İki asal doğrultuda hareket söz konusu olabilir. Her iki doğrultuda harekette eğer rijitlik ve kütle merkezleri çakışık değilse, binada istenmeyen burulma etkileri oluşur. Bu sebeple tasarımda kütle ve ağırlık merkezlerinin her katta olabildiğince çakışmasına önem verilmelidir.

1.2.3 Yapı Geometrisinin Deprem Davranışına Etkisi:

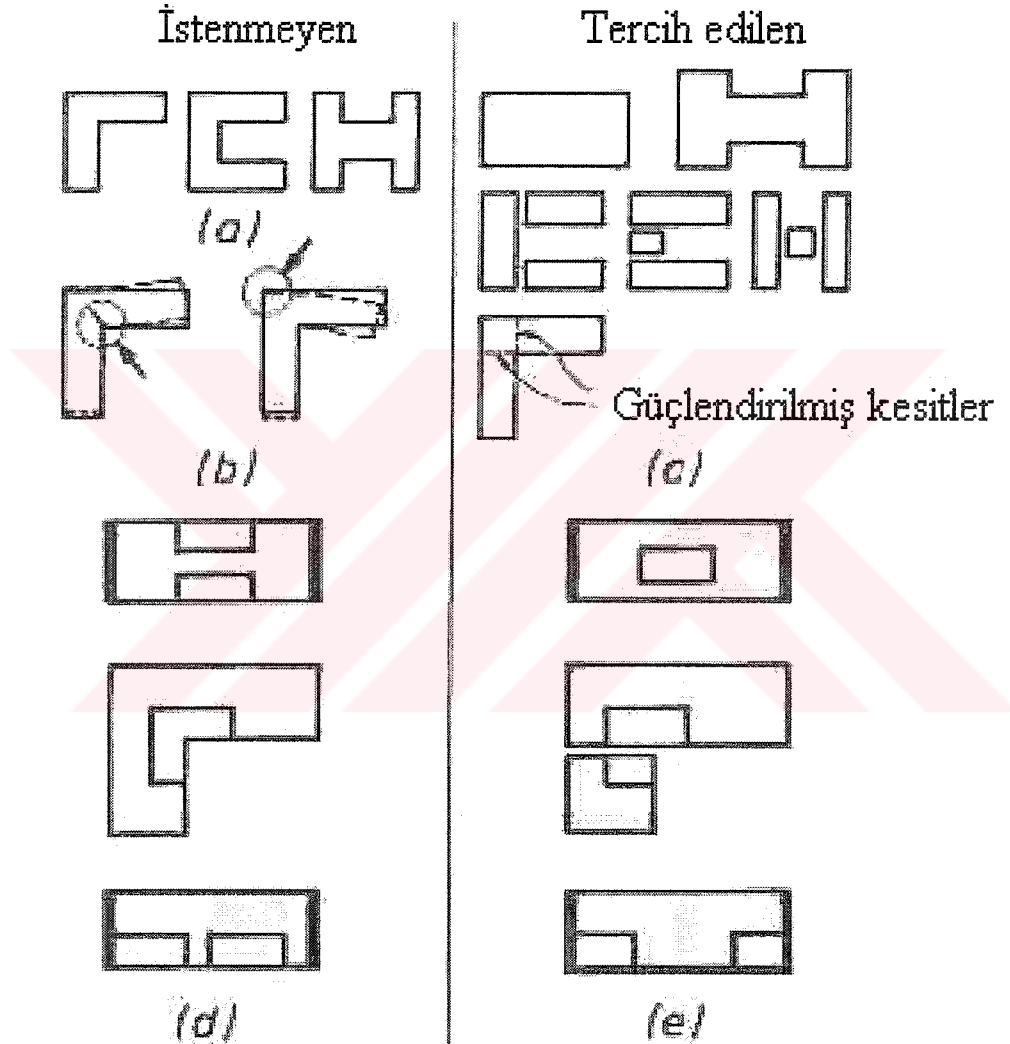
Aşağıdaki temel prensipler deprem tasarımı için önemlidir.

1. Basit ve düzenli plana sahip yapılar tercih edilir. T ve L planlı yapılardan kaçınılmalı veya uygun planlı bloklara ayrılmalıdır (Şekil 1.10).
2. Mümkün olduğunca yapı simetrik olmalıdır. Aksi halde burulmaya yol açacağından bu tip yapılarda güvenliği sağlamak zordur. Depremde en çok bina

köşelerinde hasarlar meydana gelir. Bu noktalar simetrisinin zor sağlandığı yerlerdir, bu nedenle daha basit simetrik dörtgen planlar seçilebilir.

3. Deprem kuvvetleri kat seviyelerinde kütle merkezine etki ederler. Yapıda rijitlik dağılımı uygun seçilerek rijitlik merkezi kütle merkezine mümkün olduğu kadar yakın olmalıdır. Bu sayede burulma etkileri minimuma indirgenebilir.

4. Temeller bağlantı kirişleriyle bağlanmalıdır. Temellerin farklı zemin türlerine oturtulmasından kaçınılmalıdır.



Şekil 1.10 Yapılarda plan düzenlemeleri

5. Düzenlilik her katta hem geometrik bakımdan hem de kat rijitliği bakımından etkin şart olmalıdır.

Yukarıda tanımlanan prensipler esas alınarak yapının sistemiyle ilgili dikkat edilecek ek unsurlar aşağıda verilmiştir:

a) Kat döşemesinin diyafram olarak çalışması:

Depremde kat yatay ötelenmesi için kat döşemelerinin diyafram olarak çalışması düşey taşıyıcı sisteme büyük rahatlık sağlar. Yatay diyafram ile her kata gelen deprem kuvveti, kat rijitliğinin artırılmış olması sebebiyle, daha az ötelenmenin elde edilmesini sağlar. Ancak Şekil 1.10.a'daki gibi uzun ve büyük açıklıklı sistemlerle bu elde edilemeyebilir. Şekil 1.10.b'deki gibi planlarda da düşey elemanların yatay yerdeğiştirmeleri arasındaki ilişki daha güçlü sağlanır. Şekil 1.10.a'daki sistemlerin daha ciddi hasarlar alması olasıdır. Bunun için bu yapıları derzlerle ayırarak davranışı bilinen bloklar şeklinde yapmak daha uygundur (Şekil 1.10.c). Ayrık bloklar şeklinde inşa ederken çekiçleme (çarpışma) oluşmaması için bloklar arasında yeterli derz aralıkları bırakılmalıdır.

Diyaframlar içinde bırakılan boşluklar yatay yük aktarımına olumsuz yönde etkili olurlar. Tavsiye edilen Şekil 1.10.d ve Şekil 1.10.e'deki planlardır.

b) Burulma etkisinin azaltılması: Burulmanın mümkün olduğunca azaltılması, kütle ve rijitlik merkezlerinin çakıştırılması ile sağlanabilir. Analizlere göre, bazı binalardaki burulmanın ihmal edilebileceği söylenebilir (Şekil 1.11.c). Ancak malzeme özellikleri, kesit geometrisi ve yer hareketlerinin etkisinden dolayı, tam simetrik olan binalarda bile burulma, teorik olarak oluşabilir. Bundan dolayı bazı standartlarda tesadüfi burulma etkisi diye tanımlanan bir değere izin verilir. [11]

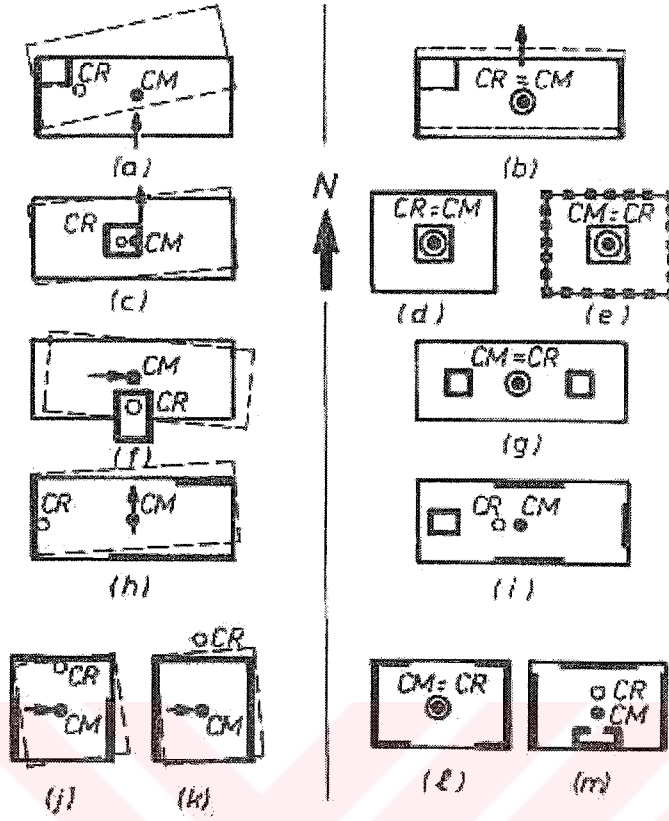
Yapılarda kütle merkezi ile rijitlik merkezinin çakışması istenir. Ama buna ek olarak yapının cephelerinde her yöndeki hareketi sınırlayıcı elemanlar bulunmazsa, binada ciddi burulma etkisi gözlenir (Şekil 1.11).

c) Düşey düzenleme: Uzun ve narin yapılarda devrilme momentinin karşılanması için geniş temellere ihtiyaç duyulur. Üst katlarında plandaki alanı genişleyen yapılarda, bu geniş katların binanın tepesindeki bir kütlenin hareketi varsayımıyla yatay kuvvetten oluşan salınımlar dolayısıyla alt katlar ve temel için, zararlı olduğu söylenebilir (Şekil 1.12.b). Bu tip yerine Şekil 1.12.c ve Şekil 1.12.d tipleri tavsiye edilir.

Katlar arasında plandaki ani büyüme veya küçülme nedeniyle, yapı hareketlerinin bu durumun olduğu katta ve yakın katlarda odaklanması sorunu ortaya çıkar. Bunun engellenmesi için yapı iki ayrı blok biçiminde tasarlanmalıdır. (Şekil 1.12.f)

İstenmeyen

Tercih edilen



Şekil 1.11 Kat planında kütle ve yanal rijitlik ilişkisi [1]

Yapıya gelen yüklerin temele aktarımını engelleyecek yapısal düzensizliklerden kaçınılmalıdır (Şekil 1.12.g).

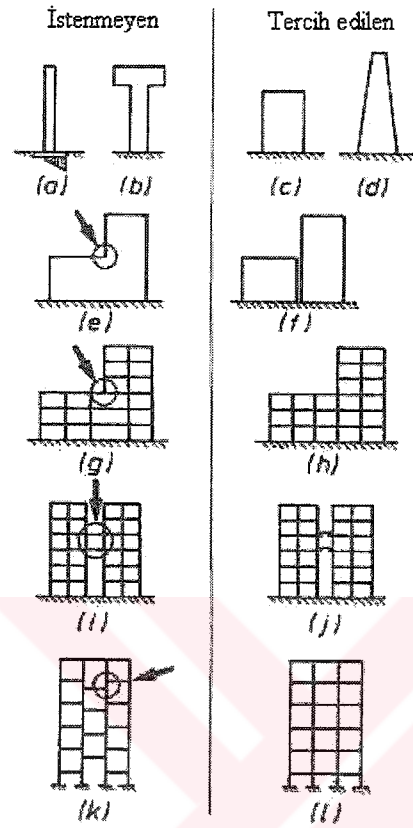
Birbiriyle üst katlarından bağlantı yapılan iki binanın birleşim köprüsünde yatay yüklerin aktarımının engellenmesi gerekir (Şekil 1.12.i).

Aynı seviyede olmayan yatay kat elemanları bunların birleştiği düşey elemanlarda önemli kuvvet kayıplarına sebep olur (Şekil 1.12.k).

Düşey doğrultu boyunca rijitlik ve dayanım kapasitesinin düzenli değişimindeki büyük sapmalar yapının dayanımını zayıflatır ve tehlikeli durumlar doğurur. Ani rijitlik ve dayanım değişimleri, bu değişimin olduğu katta büyük plastik yerdeğiştirmelere sebep olur. Bu durum son depremlerdeki bina toptan göçmelerinin önemli nedenlerindendir. Bu durumu önlemek için sabit veya tedrici değişen kat rijitlik ve dayanımları gerçekleştirilmelidir.

Genelde tasarımcıların ya da uygulayıcıların geniş alanlar oluşturmak için ilk katlarda taşıyıcı elemanların bazılarını kaldırmaları, bu katlarda ciddi rijitlik azalmasına sebep olur. Buradan da yumuşak kat durumu denilen olay depremde

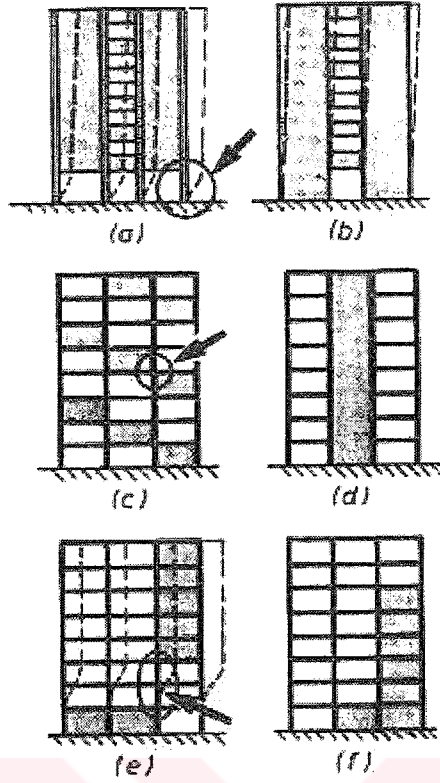
meydana gelebilir (Şekil 1.13.a). Düşeyde konulan perdeler ve bunlar arasındaki bağ kirişleri en çok tercih edilen deprem tasarımlarındandır (Şekil 1.13.b).



Şekil 1.12 Düşey düzenlemeler

Yapıya gelen deprem kuvvetlerinin zemine aktarılması gerekir. Bir düşey aksta tam aktarılamayan kuvvet, süreksizliğin olduğu katta başka bir düşey aks üzerinden devam ettirilmelidir. Ama bu çözüm burulmaya ve kat döşemesinin büyük hareketlerine sebep olacağına dikkat edilmelidir. Ciddi hasarlara neden olan bir başka sebep de, kısa kolon durumudur. Kolonların etkin boyları tuğla duvarlar nedeniyle azalacağı için rijitlik artışı sonucu deprem etkisi daha fazla olacaktır. Ayrıca, ani göçme, öngörülen plastik mafsallık bölgeleri dışında kolonda da (özellikle orta bölgelerinde) meydana gelebilir. Bu taşıyıcı elemanların göçmesi, binanın toptan göçmesiyle sonuçlanabilir. Bu nedenle tasarımın en önemli konularından biri hem tasarımda hem yapımda plastik sınırlar içinde yatay rijitlik elemanlarındaki yerdeğiştirmelerin sınırlandırılmasıdır.

Ayrıca taşıyıcı sistemin kritik bölgelerinin süneklik tasarımları ve yapıdaki iyi işçilik gibi yapının uygun olarak inşa edilmesi de yapının analizi kadar önemlidir.



Şekil 1.13 Yükseklikle kat rijitliğinin değişimi

1.2.4 Tasarım Süneklik Seviyesine Göre Yapısal Sınıflandırma:

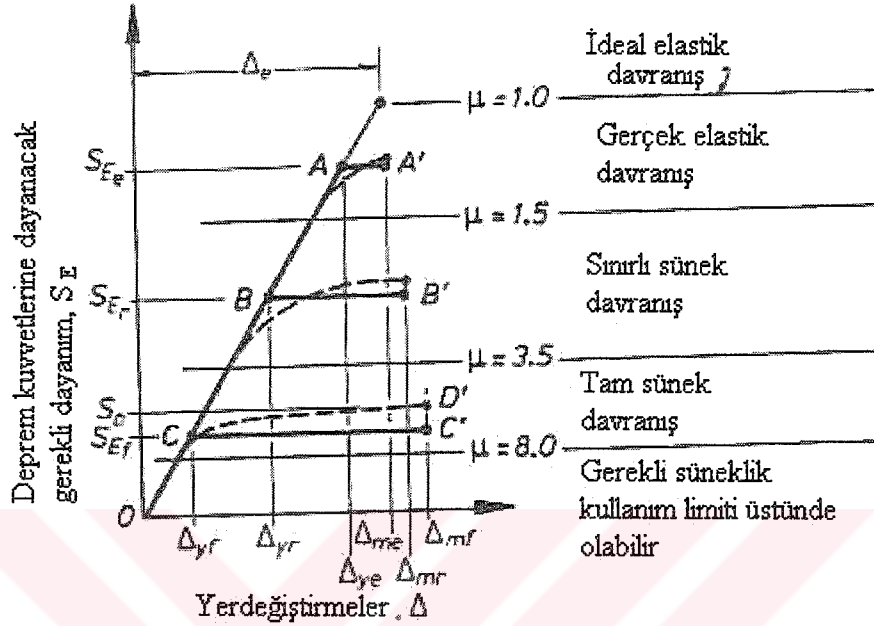
Yapının sünekliğine bağlı olarak hasar kontrol ve göçmeme (ayakta kalma) kriterlerini sağlayacak üç farklı yaklaşım mümkündür. Şekil 1.14’de gösterilen bu yaklaşımlarda, S_E yapının deprem dayanımı, Δ birbirleriyle ilişkili olan farklı deprem dayanımı seviyelerinde oluşan yerdeğiştirmedir. [1]

a) Elastik Davranış: Belirli binalar büyük önemlerinden dolayı daima elastik davranış göstermeleri gerekir. Diğer yapılar da elastik davranışı sağlayacak bir dayanıma sahip olabilirler. Ancak bu çözüm ekonomik olmaz. Genelde, gerekli dayanıma göre tasarlanan yapıların kritik kesitlerinde plastik davranış oluşabilir. Bunun nedeni, elemanların uygun olması durumuna rağmen, belirli malzeme dayanım özellikleri ve değişken dayanım azaltım katsayılarının kullanılmasıdır.

Şekil 1.14’e göre de elastik durumun dayanım-yerdeğiştirme eğrisi OAA’ eğrisidir. Maksimum elastik yerdeğiştirme (Δ_{me}), ideal elastik yapının yerdeğiştirmesine (Δ_e) ve akmadaki gerçek yapının yerdeğiştirmesine (Δ_{ye}) çok yakındır.

b) Sünek Davranış: Süneklik bir yapının göçmeden elastik ötesi davranış gösterebilmesidir. Sıradan yapıların çoğu genelde elastik davranışta gelişecek yanal

kuvvetlerden daha küçük kuvvetlere göre tasarlanırlar. Bundan dolayı plastik şekildeğiştirmeler ve süneklik önemlidir. Süneklik, yapının dayanımına bağlı olarak, özel tasarım gerektirmeyen seviyeden, çok özel dikkat ve tasarım isteyen seviyeye kadar farklı şartlarda olabilir. Yapıların sünek davranışı iki alt başlıkta incelenebilir;



Şekil 1.14 Dayanım ve süneklik ilişkisi

i) Tam sünek yapılar : Bu yapılar dikkatlice belirlenmiş ve tasarlanmış plastik bölgelerde güvenilir şekilde maksimum potansiyel süneklığe ulaşacak şekilde tasarlanırlar. İstenmeyen modların ve istenmeyen yerlerdeki plastik yerdeğiştirmelerin oluşmamasını sağlayacak dinamik tepkiler göz önünde tutulmuştur. Bu yapıların davranışı Şekil 1.14’de OCC’ olarak gösterilen eğridir. Süneklığın büyüklüğü $\mu_f = \Delta_{mf} / \Delta_{yf}$ ile tanımlanır. Δ_{mf} maksimum yerdeğiştirme, Δ_{yf} akma yerdeğiştirmesidir. S_{Ef} tam sünek sistem dayanımıdır. Daha gerçekçi bir yaklaşımsa OCD’ eğrisidir. Burada S_0 maksimum yerdeğiştirmedeki eleman dayanımıdır ve S_{Ef} den büyüktür. Bu çalışmada amaç tam sünek yapıların tasarımıdır.

ii) Sınırlandırılmış sünek yapılar: Bazı binalar perdeler gibi elemanlarının varlığıyla yanal kuvvetlere karşı büyük yanal rijitliğe sahiptirler. Elastik davranış sınırları içinde düşey ve rüzgar yükü dayanımı deprem kuvvetini de karşılamaktadır. Diğer binalarda ideal düzenlemelerin yetersizliği sebebiyle küçük deprem tasarım kuvvetleri seçilebilmesine olanak veren büyük sünekliklerin sağlanması zor olabilir.

Bu durumda süneklik kapasitesini azaltarak büyük yatay kuvvet dayanımı olan yapıları yapmak daha tercih edilir. Bu yapılara sınırlandırılmış sünek veya limitli sünek yapılar denir.

Şekil 1.14’de OBB’ eğrisi bu tip yapı davranışını gösterir. Buradan $1 < \mu_r = \Delta_{mr} / \Delta_{yr} < \mu_f$ olduğu görülür. μ_r sınırlı sünek yapının sünekliği, μ_f tam sünek yapının sünekliğidir. Δ_{mr} , sınırlandırılmış sünek yapının maksimum yerdeğiştirmesi, Δ_{yr} , sınırlandırılmış sünek yapının akma yerdeğiştirmesidir.

Uygulamada yapılar için kesin bir şey söylemek zor olup gerçek durum yukarıdaki durumlar arasındadır.

1.3 Tasarım Değerlerinin Belirlenmesi:

1.3.1 Tasarım yükleri :

Yükler; düşey yükler, yatay yükler ve diğer etkiler olarak sınıflandırılabilir. Düşey yükler yerçekimi etkisinden oluşur. Ölü yük, hareketli yük ve kar yükü tipik örnekleridir. Yatay yükler, rüzgar ve deprem kuvvetleri ve diğer etkiler de büzülme ile rötre etkileridir. [8, 14]

a) Ölü yükler (G): Yapıdaki sürekli yükler olarak tanımlanırlar. Katlarda, hareket ettirilebilen portatif duvarlar da ölü yük sayılırlar. Ölü yükler fazla alınarak hesap yapılır. Çünkü deprem tasarımında, kolon moment kapasitesini meydana getirebilecek deprem kuvvetlerini bu yerçekimi yük etkisi artırır.

b) Hareketli yükler (Q): Hareketli yükler, tahmin edilen kullanıma bağlıdır. Maksimum durumları, şartnamelerde olasılık tahminlerine göre tespit edilir. Genelde kata düzgün yayılı olarak etkidikleri kabul edilirse de tekil yükler olarak da alınabilir.

Kat alanına gelen hareketli yükler maksimum değerde alınırken, giriş ve kolonlarda azaltılmış değerlere göre hesap yapılır.

$$L_r = r * L \quad (1.2)$$

$$r = 0.3 + 3 / \sqrt{A} \leq 1.0 \quad (1.3)$$

L , şartname hareketli yük değeri

L_r , kolon yüksekliğince veya kiriş uzunluğunca düzgün yayılı kabul edilen azaltılmış hareketli yük değeri

r , hareketli yük azaltma katsayısı

A , toplam taşıma elemanının alanı; 20 m^2 den küçük için $r=1$ dir.

Ölü ve hareketli yükler eşdeğer kütle olarak alınabilir. Bunun için her katta kat döşeme ve elemanları ile katı üst ve alt katlara bağlayan kolonların yarıları alınarak eşdeğer kütle belirlenir.

c) Deprem kuvvetleri(E) : Deprem kuvveti, eşdeğer statik deprem kuvveti olarak alınır. Bu teknik hem basit hem güvenlidir. Ancak kapasite tasarımında (sünek yapılarda) kullanılan teknik bu türetilen kuvvetlere bağlı değildir.

d) Rüzgar kuvvetleri (W): Yapıların yanal kuvvetleri genelde deprem kuvvetlerine göre ayarlanır. Ama yüksek ve oldukça esnek binalarda rüzgar kuvveti daha büyük olabilir. Bu rüzgar kuvveti ile uygun yerçekimi yüklerinin kombinasyonuna göre yapının çoğu veya tüm elemanları için gerekli dayanım kontrol edilir. Depreme uygun tasarımdaki yanal kuvvetlerin şiddeti rüzgar kuvvetini de karşılayabilir.

e) Diğer kuvvetler: Sünme, rötire, sıcaklık etkileri de göz önüne alınabilir. Ama belli büyüklükleri olmalarına rağmen, yapı tasarımında küçük değerlerde kalırlar. Bu nedenle ihmal edilebilirler.

1.3.2 Yük ve Kuvvet Etkilerinin Tasarım Kombinasyonları: Zorlar

Kesit zorlarının hesap değerleri, tesirlerin yük katsayıları ile çarpılmış değerleri yardımıyla hesaplanabilir. Tasarım eğilme momenti, kesme ve normal kuvvetler, uygun kombinasyonlar içinde yük ve kuvvetlerden oluşan etkilerdir. Gerçek yapının uygun bir modelinin, bu değerlerin uygun bir analizle kullanılmasıyla oluşturulması zorunludur.

Bu uygun kombinasyonlardan doğan toplam kesit zoru R_u için,

$$R_u = \gamma_D R_D + \gamma_L R_L \pm \gamma_E R_E \quad (1.4)$$

gibi bir formül oluşturulur. D , ölü yük, L hareketli yük, E , deprem yükü alt notasyonudur. γ_i ilgili yük katsayısıdır. TS500'e göre $\gamma_D=1.4$, $\gamma_L=1.6$, $\gamma_E=1.0$ dir. ACI'ya göre eğilme momenti M_u için uygun kombinasyon formülü

$$M_u = 1.4 M_D + 1.7 M_L \quad (1.5a)$$

veya

$$M_u = 1.0M_D + 1.3M_L \pm 1.0M_E \quad (1.5b)$$

olarak alınır. [10] Tasarım normal kuvveti P, bir kolon için

$$P_u = P_D + 1.3P_L \pm P_E \quad (1.6a)$$

veya

$$P_u = 0.9P_D \pm P_E \quad (1.6b)$$

olarak alınır. Genelde (1.5b) ve (1.6b) formülleri ile verilen kombinasyonlarda deprem ve düşey kuvvetlerden oluşan eksenel kuvvetleri birbirine karşı olduğunda, kritik olurlar. Mesela ölü yükten dolayı basınç altındaki bir kolon, depremden dolayı eksenel çekme alabilir.

Düşey yükler ile yapının sünek davranışından kaynaklanan etkilerinin birleştiği yer olan plastik mafsallarda oluşacak aşırı zorlanma için belli bir yedek dayanım gereklidir. Bundan dolayı, göçme olmaması için limit duruma uygun kapasite tasarım prosedürlerinin kullanıldığı yerlerde, hareketlerin aşağıdaki dayanım kombinasyonları kullanılabilir:

$$S_u = S_D + S_L \pm S_E \quad (1.7a)$$

ve

$$S_u = 0.9S_D \pm S_{E0} \quad (1.7b)$$

S_{E0} , ilgili plastik bölgelerin depremde meydana gelen hareketten kaynaklanan aşırı dayanımı belirtir (Bölüm 1.3.3(d) ve 1.3.3(f)).

1.3.3. Dayanımların Tanımlanması ve Aralarındaki İlişki:

Dayanım, bir yapının veya bir elemanın veya belirli bir kesitin zorlara karşı kapasitesi olarak ifade edilir.

a) Gerekli Dayanım (S_u) : Tasarım aşamasında belirlenen yük ve kuvvetlerin uygulanmasından doğan kesit zorunu karşılayacak dayanımdır. Tasarımın esas

amacı, tasarım dayanımı veya istenen dayanım olarak da adlandırılan bu dayanımın sağlanmasıdır.

b) İdeal Dayanım (S_i) : Göçme için kullanılabilirlik limit durumunda yapı eleman yada kesitin dayanımı olarak tanımlanır. Eleman boyutu, beton cinsi ve kesit detayları ile şartnamelerdeki malzeme özelliklerinden bulunur.

Gerekli dayanım ile ideal dayanım arasında

$$S_i \geq S_u / \Phi \quad (1.8)$$

bağıntısı yazılır. Φ , azaltma katsayısıdır.

Tablo 1.1 Φ , dayanım azaltım katsayısı

	Betonarme Yapılar		Yığma Yapılar	
	Gerekli dayanıma göre	Kapasite dayanımına göre	Gerekli dayanıma göre	Kapasite dayanımına göre
Eksenel yüklü olan veya olmayan eğilme	0.9	1.0	0.65-0.85	1.0
Kesme	0.85	1.0	0.80	1.0

$S_i = S_u / \Phi$ çok nadir olabilir. İdeal dayanım S_i , sıklıkla gerekli dayanımı (S_u) aşar.

c) Olası dayanım (S_p) : Genel olarak eleman özelliklerinden kaynaklanan ve S_i den büyük olan dayanımdır. İnşaat esnasında yapılan rutin testlerden bulunur veya aynı malzemeler için önceki deneyimlerinden

$$S_p = \Phi_p S_i \quad (1.9)$$

olarak yazılabilir. Φ_p , olası dayanım katsayısıdır ve 1'den büyüktür. Mevcut bir yapının dayanımını tahmin ederken veya seçilen bir deprem kayıtlarına göre yapının muhtemel davranışının tahmininde zaman-tanım deprem analizi düşünüldüğünde, olası dayanım sıklıkla kullanılır. Tasarımda, olası dayanımın ideal dayanımın yerini alması dolayısıyla, dayanım azaltım katsayısı, ideal dayanımdan çok gerekli dayanımla ilgili olur.

d) Aşırı Dayanım (S_o) : Bir kesitin aşırı dayanımı, ideal veya nominal değeri aşan dayanıma katılabilecek tüm olası katsayıları hesaba katar. Bunlar, büyük

şekildeğiştirmeler ile pekleşmeden dolayı çelikte oluşan toplam dayanım, belli bir yaştaki yapının belirlenen değerinden daha büyük olan beton dayanımı, enine donatı ile betonda hesaplanmayan basınç dayanımındaki artış ve gerilme oranı etkileridir. Aşırı dayanım ile ideal dayanım arasında aşağıdaki ilişki yazılabilir:

$$S_o = \lambda_o S_i \quad (1.10)$$

λ_o , eleman malzemelerinin artan dayanımına bağlı olan aşırı dayanım katsayısıdır. $\lambda_o = \lambda_1 + \lambda_2$ dir. λ_1 , çeliğin normal akma dayanımına bağlı değerdir ve genel olarak 1.15 değerini almak uygundur. λ_2 ise çekme uzamasından kaynaklanan ek dayanıma bağlı değerdir.

Kullanılan betonarme çeliklerinde;

$f_y = 275$ MPa için $\lambda_o = 1.25$

$f_y = 400$ MPa için $\lambda_o = 1.40$ değerleri alınabilir.

Gevrek elemanların, sünek elemanların maksimum dayanımından fazla dayanıma sahip olması zorunlu olduğu için, büyük süneklik gereği yapıda ortaya çıktığı zaman, bu katsayı tasarımda hesaba katılması gereken önemli bir özelliktir.

e) Dayanımlar Arasındaki İlişkiler: Genelde tasarımda kullanılan S_i dayanımı ile diğer dayanımlar arasında aşağıdaki ilişkiler yazılabilir,

$$S_i \geq \frac{S_u}{\phi} \quad (1.8a)$$

$$S_p \geq \phi_p S_i \geq \phi_p \frac{S_u}{\phi} \quad (1.9a)$$

$$S_o \geq \lambda_o S_i \geq \lambda_o \frac{S_u}{\phi} \quad (1.10a)$$

Örneğin, $\Phi = 0.9$, $\lambda_o = 1.25$, $S_o > 1.39 S_u$ olduğu bir durumda, S_o aşırı dayanımı, gerekli dayanım (S_u)'dan %39 daha büyüktür.

f) Eğilme Aşırı Dayanım Katsayısı (Φ_o) : Sünek yapıların tasarımında, dayanım hiyerarşisini ölçmek için, analitik modelin bir düğüm noktası gibi özel bir kesit için eğilmede bir elemanın aşırı dayanımı olarak $S_o = M_o$ alınması uygundur. Aynı kesit için sadece deprem kuvvetlerine göre gerekli eğilme dayanımı $S_E = M_E$ dir. Buradan

$$\phi_o = \frac{S_o}{S_E} = \frac{M_o}{M_E} \quad (1.11)$$

oranı eğilme aşırı dayanım katsayısı olarak belirlenir. Daha önce geçen λ_o ve şimdi bahsedilen Φ_o olmak üzere iki aşırı dayanım katsayısı vardır. Bunlardan Φ_o , düğüm noktalarındaki dayanım oranlarını ifade ederken; λ_o , potansiyel bir plastik mafsalın kritik kesitleriyle ilgilidir. Kritik kesit ile düğüm noktasının çakıştığı depreme dayanıklı bir yapısal perde gibi bir yer için (1.8), (1.10), (1.11) eşitliklerinden $M_o = \lambda_o M_i = \Phi_o M_E$ ilişkisi ortaya çıkar ve buradan da

$$\Phi_o = \frac{M_o}{M_E} = \frac{\lambda_o M_i}{M_E} \leq \frac{\lambda_o (M_E / \Phi)}{M_E} = \frac{\lambda_o}{\Phi} \quad (1.12)$$

Bu eşitliğin anlamı, ΦM_i istenen dayanımın örnek olarak bir konsol perde temelinde M_E gerekli deprem dayanımıyla aynı olmasıdır. $\lambda_o = 1.25$ ve $\Phi = 0.9$ tipik değerleri için eğilme aşırı dayanım katsayısı $\Phi_o = 1.39$ olur. Φ_o 'ın, λ_o/Φ 'dan büyük olması, perdenin temel kesitindeki istenen eğilme dayanımının gerekli dayanımı aştığını gösterir (yani sadece deprem kuvvetlerinden kaynaklanan M_E devrilme momenti).

Φ_o , birinci olarak yerçekimi yükleri veya deprem kuvvetlerinin dayanımdaki etkinliğinin ölçüsü ve ikinci olarak seçilerek veya bir hata sonucu olarak, fazla yada eksik herhangi bir ilgili tasarım değerinin değerlendirilmesinde, yararlı bir belirteçtir.

g) Sistem Aşırı Dayanım Katsayısı (Ψ_o) : Φ_o , yapısal modelin bir düğüm noktasında sadece deprem kuvvetleri için gerekli dayanıma göre eğilme aşırı dayanımını ölçer. Birbiriyle etkileşimli elemanlardan bir tanesinin toplam aşırı dayanımıyla, sadece özel deprem kuvvetleriyle aynı elemanlar için toplam istenen dayanımın karşılaştırılması aynı derecede önemlidir. Mesela, çerçeveli bir yapının bir katının tüm kolonlarının alt ve üst kısımlarındaki kesitler için eğilme aşırı dayanımlarının toplam değerleri, toplam kat kesme kuvvetlerinden (Şekil 1.9'da V_j gibi) dolayı oluşan toplam kat momentleriyle karşılaştırılabilir.

Böylece, sistem aşırı dayanım katsayısı, bu durumda, aşağıdaki gibi tanımlanabilir:

$$\Psi_o = \frac{\sum S_o}{\sum S_E} = \frac{\sum \Phi_o S_E}{\sum S_E} \quad (1.13)$$

Bir örnek olmak üzere, n adet betonarme perde duvarı ile depreme dayanımı tam olarak sağlanan çok katlı bir bina için kullanılan malzemelerin aşırı dayanım ve dayanım azaltım katsayıları sırasıyla, $\lambda_o=1.4$, $\Phi=0.9$ değerlerine göre eğilme aşırı dayanım katsayısı $\Phi_o = \lambda_o / \Phi = 1.56$ olur. Perde duvarların her birinin temel momentiyle ilgili olan bu katsayı verilen değerden daha az veya daha fazla olabilir. Eğer sistemin aşırı dayanım katsayısı;

$$\Psi_o = \frac{\sum_i^n M_o}{\sum_i^n M_E} = \frac{\sum_i^n (\Phi_o M_E)}{\sum_i^n M_E} \quad (1.14)$$

değeri 1.56'dan az olursa, bu durum yapının depremdeki dayanımının bozulduğunu belirtir. Eğer 1.56'dan büyük olursa, oluşan dayanımın, deprem için gerekli dayanımı aştığını bildirir. Temel tasarımında bu bilgiler önemlidir.

1.3.4 Dayanım Azaltım Katsayıları:

Dayanım azaltım katsayıları Φ , hesaplarda, malzeme çeşitliliğinde, işçilikte ve boyutlarda belli yaklaşıklıkları göz önüne almak için kullanılır. Ayrıca, yapı veya eleman göçmesi ile ilgili bilgi verir.

Böylece, bir yapının tümü için sadece ölü ve hareketli yüklere göre güvenlik faktörü aşağıdaki gibi ifade edilebilir:

$$\frac{S_i}{S_D + S_L} \geq \frac{S_u}{\Phi(S_D + S_L)} = \frac{\gamma_D S_D + \gamma_L S_L}{\Phi(S_D + S_L)} \quad (1.15)$$

Örneğin, $L=D$ için ve $\gamma_D=1.4$, $\gamma_L=1.7$ ve $\Phi=0.9$ değerlerine göre, ideal dayanım S_i 'ye göre, tüm yapının güvenlik katsayısı 1.72'ye ulaşır.

Yeniden düzenlenen bazı şartnamelerde, kesme ve süneklik gibi bazı belirli hareketlerde uygulanabilen dayanım azaltım katsayısı, beton veya çelik gibi malzemelerin her biri için ayrı ayrı tanımlanan dayanım katsayısı değerlerinin yerini almıştır. Dayanım katsayılarının kullanımı ile, ideal, gerekli, olası, aşırı dayanım değerleri arasındaki oluşturulan ilişkiler daha önce tanımlananlara benzerdir. Ancak, burada verilen denklemlerin kullanılması yerine, bu ilişkiler her durum için kullanılan basit ilk prensiplere göre kurulması zorunludur.

1.4 KAPASİTE TASARIMININ FELSEFESİ

1.4.1 Ana Özellikler

Yetmişli yıllardan itibaren büyük depremlere maruz kalan yapıların sünek kapasite tasarımı uygulamaları için yöntemler geliştirilmektedir. Bu felsefe mantıklı, deterministik ve basit yaklaşımlara dayanır.

Depreme dayanıklı yapı tasarımı için yapıların kapasite tasarımında sırasıyla deprem dayanımını sağlayan esas sistemin farklı elemanları seçilir, bu elemanlar uygun olarak tasarlanır ve büyük etkiler doğuran yerdeğiştirmeler altında enerji dağıtımına izin verecek şekilde detaylandırılır. Genelde plastik mafsal olarak tanımlanan bu elemanların kritik bölgeleri plastik eğilmeye göre detaylandırılır ve kesme göçmesi uygun dayanım değeriyle kontrol altına alınır. Böylece, diğer tüm elemanların olası plastik mafsal bölgelerinde olası maksimum kesit zoru değerinden büyük dayanım değerleri seçilerek, bu elemanlar göçmeyi oluşturacak hareketlerden korunur.

Tam veya azaltılmış süneklik durumundaki bir elemanın dayanımı, elastik davranış şartındaki dayanımından daha azdır. Maksimum yerdeğiştirmedeki aşırı dayanım S_0 , beklenen dayanımdır. Böylece plastik mafsallardaki şekildeğiştirmelere dayanacak sünek elemanlar bu S_0 dayanımına göre tasarlanır. Bu kapasite tasarımı adımları, enerji dağıtımı için seçilen yöntemin devam edebilmesini sağlar.

Kapasite tasarımı adımları aşağıdaki özellikleriyle tanımlanabilir:

- 1) Potansiyel plastik mafsallar açıkça belirlenir. Bu bölgeler, pratikteki S_u değerine olabildiğince yakın eğilme dayanımına sahip olarak tasarlanır. Sonra bu bölgeler tahmin edilen süneklik değerine göre dikkatlice detaylandırılır. Bu özellik sık ve iyi düzenlenmiş enine donatılarla sağlanır.
- 2) Plastik mafsalları içeren elemanlarda olabilecek kesme göçmeleri veya aderans çözülmeleri ve labil olma durumu gibi plastik yerdeğiştirmelerin istenmeyen modları, plastik mafsallarda, aşırı dayanım değerleri sağlanarak engellenir.
- 3) Gevrek veya enerji dağıtımı için uygun olmayan bölgeler aşırı zorlamalardan korunur ve deprem etkilerinde daima elastik kalacak şekilde tasarlanır. Bu nedenle, bu bölgeler yer sarsıntısının şiddetine ve plastik şekildeğiştirmelerin büyüklüğüne bakılmaksızın elastik kalacak şekilde tasarlanır.

İstenen yanal kuvvet dayanımı sağlandığı için tasarım ve analizdeki yaklaşımlar yapının deprem performansını etkilemeden kullanılabilir. Kapasite tasarımındaki davranış, plastik yerdeğiştirmelere bağlıdır. Plastik bölgelerin yüksek kalitede detaylandırılması ile yanal kuvvet dayanımında azalma olmadan beklenen süneklik değerinde büyük değişimlerin oluşabilmesi sağlanabilir. Bundan dolayı kapasite tasarımlı sünek yapılar deprem nedeni yerdeğiştirmelere karşı aşırı toleranslıdır.

Kapasite tasarımı bir analiz değil, güçlü bir tasarım aracıdır. Tasarımcının, yapıya ne yapacağını söyleyebilmesini, sağlar. Tüm potansiyel plastik mafsallık bölgelerinin uygun tasarımı, yapının tasarımcının isteklerine göre davranmasını olanaklı kılar.

1.4.2 Açıklayıcı Benzetme

Kapasite tasarım felsefesinin genel düşüncesine ışık tutmak amacıyla, Şekil 1.15deki zincir göz önüne alınsın. Bu zincirin dayanım kapasitesi onun en zayıf halkasının dayanımıdır. Bu halka tüm zincir için yeterli sünekliği sağlayan çok sünek bir halkadır. Bu sünek çelik halkanın ideal veya nominal çekme dayanımı P_i olsun ama gerçek dayanım, malzeme dayanımının normal belirsizlikleri ve büyük gerilmelerde pekleşme etkilerine bağlıdır. Diğer halkaların gevrek olduğu varsayılır. Eğer tüm halkalar sünek halkayla aynı nominal dayanıma göre tasarlanırsa, sünek olan halkayı da kapsayan tüm halkalar içinde gevrek halkalardan birinin göçebileceğine ve zincirin sünekliğe sahip olmaması durumuna neden olacağına dikkat edilmelidir. Eğer gevrek halkaların dayanımı zayıf halkanın varsayılan süneklik seviyesinde ulaşabileceği maksimum olası dayanımdan büyük tutulursa, diğer tüm halkaların göçmesi engellenebilir. Bölüm 1.3.3'deki terimlere göre, güçlü halkaların güvenilir dayanımı ΦP_{is} 'in, sünek halkanın P_o aşırı dayanımından daha az olmaması gerekmektedir. [1]

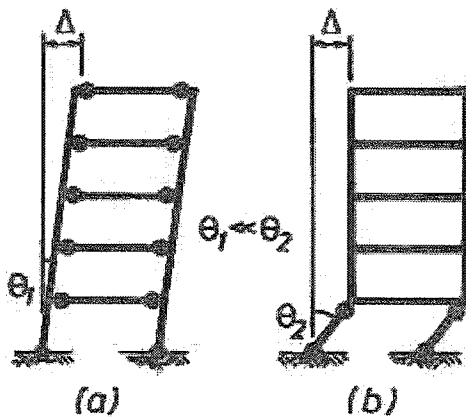
Zincir yatay kuvvetten kaynaklanan çekme kuvvetini ($P_u=P_E$) taşıyacak şekilde tasarlanır. Bundan dolayı, zayıf halkanın ideal dayanımı $S_i \geq P_E/\Phi$ olmalıdır. Uygun bir sünek halka seçilerek, onun aşırı dayanımı kolaylıkla tanımlanır (mesela $S_o=\lambda_o S_i=\Phi_o S_E$), ki bu değer P_{US} tasarım kuvveti yani güçlü ve gevrek halkalar için gerekli dayanım olur. Bu nedenle, güçlü halkalar için gerekli veya nominal dayanımın $S_{is} > P_{us}/\Phi_s = P_o/\Phi_s = \Phi_o P_E/\Phi_s$ olması gerekir. s alt indisi güçlü halkayı temsil etmektedir (strong). Örnek olarak $\Phi=0.9$, $\lambda_o=1.3$ ve $\Phi_s=1.0$ olduğu zaman, $S_i=1.11P_E$ ve $S_{is} \geq 1.3(1.11P_E)/1.0=1.44P_E$ bulunur.

sünekliğin, bölgesel sünekliğin aşırı olmamasını sağlayacak şekilde, sınırlandırılması gerekebilir.

1.4.3 Yapıların Kapasite Tasarımı

Kapasite tasarımı aşağıdaki ana basamaklardan oluşur:

- 1) Kinetik olarak kabul edilebilir bir plastik mekanizma durumu seçilir.
- 2) Seçilen mekanizmada, plastik mafsallardaki minimum dönme ile sistemde olabildiğince en büyük ötelenme sünekliği sağlanmalıdır.
- 3) Seçilen mekanizmada plastik mafsallar gibi enerji dağıtımı için gerekli bölgelerin, muhtemel yerleri belirlenir.
- 4) Maksimum olası hareketlerde plastik mafsallarda oluşan aşırı dayanım durumunda, yapının tüm durumlar için elastik kalması istenen bölümlerinde plastik şekil değiştirmeler meydana gelmemelidir. Bu yüzden, elastik kalması istenen bu bölgelerdeki göçmenin sünek veya gevrek olması önemli değildir (Şekil 1.8). Plastik mafsallardaki hareketler, bu bölgelerdeki aşırı dayanımla ilgilidir. Diğer tüm bölgeler için gerekli dayanım ilgili plastik mafsalların aşırı dayanımına uygun dayanım değerini aşar.
- 5) Plastik ve elastik bölgelerin açık bir ayrımı, doğaya, potansiyel plastik bölgelerin detaylandırma kalitesine ve her durumda elastik kalacak yerlerin durumuna göre yapılmalıdır.



Şekil 1.16 Enerji dağıtım mekanizmasının mukayesesi

Şekil 1.16'da gösterilen örnekte, tepe noktası aynı Δ ötelenmesini yapan bir yapının iki farklı durumu için (a) durumundaki dönmenin daha az olduğu görülür. Bu

nedenle, istenen tam sünekliğe (Δ), ilk kat kolonları yerine tüm kirişlerde oluşan plastik mafsallarla çok daha kolayca ulaşılır. Şekil 1.16.b’de gösterilen yumuşak kat durumu da denilen kolon mafsal mekanizması, etkilenen bölgelerin iyi detaylandırılmasında bile, plastik mafsal dönmelerini etkileyebilir. Bu mekanizma son depremlerde çerçevesel binaların toptan göçmesinde büyük rol oynamıştır. Şekil 1.16’da verilen örnekteki durumda, kapasite tasarımının ilk amacı yumuşak kat olayının engellenmesi ve bir sonuç olarak Şekil 1.16.a’da gerçekleşebilecek mekanizmayı sağlamaktır. Kapasite tasarımı, doğru olarak seçilen plastik mekanizmaların sağlanmasıyla, optimum enerji dağıtımına olanak verecektir.



2.KARMA SİSTEMLER

2.1Giriş

Bir yüksek yapıda yatay yükler sadece çerçeveler veya sadece perdelerle teşkil edilmiş taşıyıcı sistemlerle taşınabildiği gibi, her iki taşıyıcının birlikte kullanılmasıyla teşkil edilmiş taşıyıcı sistemlerle de taşınabilir. Çerçeve ve perdelerin birlikte kullanıldığı sistemlere karma sistemler veya hibrid sistemler denilir. Çoğu yüksek yapı bu şekilde inşa edilmektedir. [4]

Karma sistemler, çerçeve ve perde sistemlerin avantajını birleştirir. Alt uçlarından ankastre perdeler çok rijit olup deprem esnasında alt katlarda kat yerdeğıştirmelerinin küçük kalmasını sağlarlar. Ayrıca kolon mafsallarını içeren kat mekanizmasının oluşmasını kolayca önleyebilir. Buna karşılık perdelerle birlikte teşkil edilen sünek çerçeveler ise üst katlarda enerji dağılımının büyük bir kısmını karşılarlar.

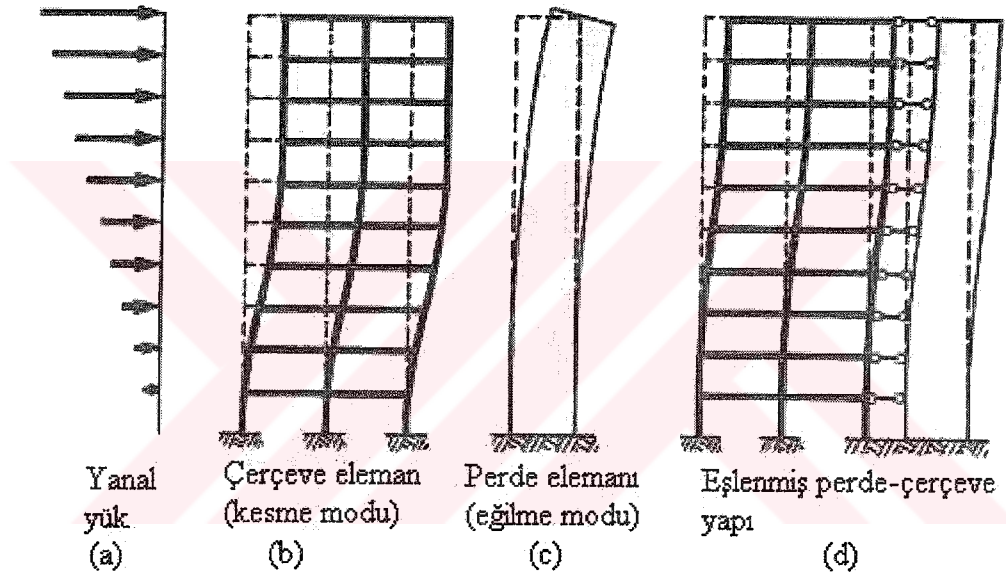
Karma sistemlerin sıkça kullanımına ve faydalı özelliklerine karşın bu sistemlerin sismik zorlamalar etkisinde hesap esasları hakkında oldukça az çalışma mevcuttur. Mevcut birkaç analitik çalışma ve deprem zorları altında ortaya çıkan elastik olmayan davranışla ilgili sarsma tablası deneyi yapılmıştır. Bu nedenle bu bölümde elastik olmayan davranışta çerçeve ve perdeler arasındaki etkileşim incelenecektir.

Bilindiği gibi hesap yöntemi sistemin etkili elemanlarına bağlıdır. Bu nedenle karma bir taşıyıcı sisteme sahip yapı sadece sünek çerçeveler veya sadece sünek perdelerle teşkil edilen taşıyıcı sistemler için verilen katsayılardan bağımsız değildir.

Hesapların olabildiğince basit olmasına dikkat edilirken sadece sünek çerçeveli bir sistemden karma bir sisteme ve sadece perdeli bir sisteme geçişte sürekliliğin sağlanmasına da dikkat edilmelidir.

Bir çerçeve yatay kuvvetler etkisinde öncelikle kesme modunda yerdeğıştirme yapar. Halbuki perde öncelikle eğilme yerdeğıştirmeleriyle bir düşey konsol gibi

davranacaktır (Şekil2.1.b ve Şekil2.1.c). Şekildeğiştirmelerin uyumluluğu, çerçeve ve perdelerin her katta belirli yanal yerdeğiştirmeleri sağlamasını gerektirir. Her iki türün Şekil 2.1.b ve Şekil 2.1.c’de seçilen modlarına göre alt katlarda kat kesme kuvvetlerinin paylaşılmasına karşın, üst katlarda zıt bir durum ortaya çıkar. Sistemin elemanları arasındaki yatay kuvvetlerin paylaşımı, plastik mafsallar ile ciddi şekilde etkilenir ve bu durum elastik analizle tahmin edilenden çok farklı olabilir. Sonuçta, karma sistem durumunda basitleştirilmiş bir elastik analiz muhtemelen yanıltıcı olur. Yatay kuvvetlerin bir kısmını çerçeveye, artanı da perdelerle bölüştüren yaygın uygulama tam olarak uygun değildir. İki türe göre yerdeğiştirmelerin uyuşmasına dayanan etkileşim düşünölmek zorundadır. [12]



Şekil 2.1 Bir çerçeve, bir konsol perde ve bir karma yapı için yanal yüklere göre şekildeğiştirme durumları

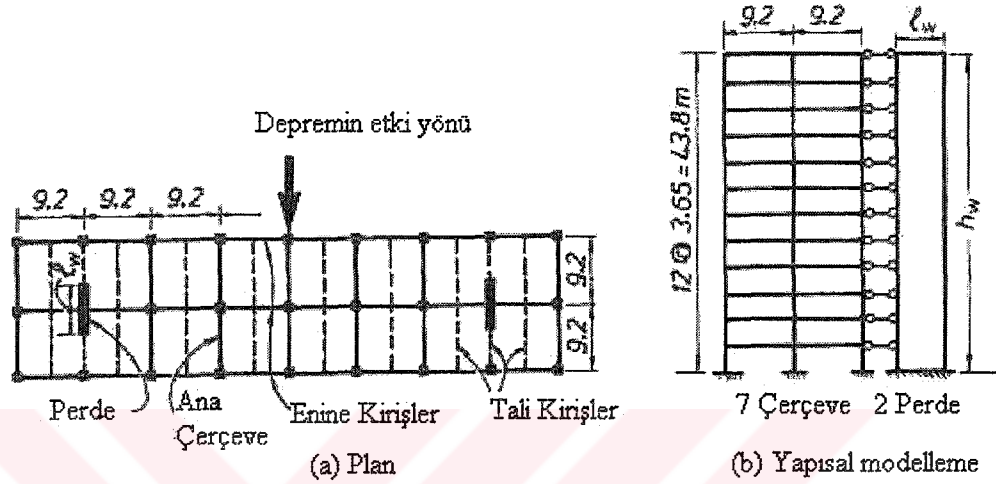
Çerçeve ve perdeler arasındaki etkileşimde çok sayıda etkinin düşünölmmesine rağmen, tüm olasılıkların ele alınması mümkün değildir. Projelendirme yapının büyük deprem zorları için sınırlı olup, esas amaç sünekliğin sağlanarak insan hayatına neden olabilecek hasarların ve bilhassa göçmelerin önlenbilmesidir.

2.2 Karma Sistem Tipleri, Modelleme ve Elastik Karma Sistemlerin Davranışı

Bu bölümde çerçeve ve perdelerle teşkil edilmiş karma sistem türleri açıklanmış, bunların modellenmesi, davranışı ve kesit zorları irdelenmiştir.

2.2.1 Perde ve Çerçeve Etkileşimi

Şekil 2.2.a'da çerçeve ve perdelerle teşkil edilen 12 katlı simetrik bir yapının planı verilmiştir. Karma sistemlerde çerçevelerle birlikte tekil perdeler yerine genellikle kapalı kesitli yapı çekirdekleri veya boşluklu perdeler kullanılabilir. Her durumda tüm çerçeveler ve perdeler bir tek çerçeve ve bir tek konsol perde olarak özelliklerine uygun şekilde Şekil 2.2.b'deki gibi yaklaşık olarak idealize edilebilir.



Şekil 2.2 Tipik çerçeve-perde sistemin modellenmesi

Genel olarak betonarme kat döşemelerinin düzlemleri içinde sonsuz rijit levha davranışı nedeniyle bu idealleştirme yapılabilir. Böyle bir kabul basit bir lineer bağıntı yardımıyla çerçeve ve perdelerin yerdeğiştirmelerinin hesaplanmasına olanak sağlayacaktır. Eğer döşemeler oldukça narin ve büyük yatay kuvvetlerin oldukça rijit perdelerle iletilmesi söz konusu ise ve bu perdeler birbirinden uzakta iseler döşemenin levha davranışı dikkate alınmamalıdır. (Bu konu 2.5.3'de açıklanacaktır.)

Çerçeve ve perdelerin her kat hizasında yatay doğrultuda döşeme nedeniyle sonsuz rijit birleştirilmesi (Şekil 2.2.b'de gösterilen), yatay kuvvetlere maruz çoğu yapının yanal yükler etkisinde analizini hızlı bir şekilde gerçekleştirmeye olanak sağlar. Genellikle hem perdelerin hem de kolonların, temellerle birleşiminde dönmeye karşı tam rijitlik sağlandığı varsayılacaktır. Eğer temel dönmesi büyük olursa bu durum göz önüne alınır (Bölüm 2.2.3).

Eşdeğer yatay kuvvetler etkisinde üç ayrı yapı için analizlerin tipik sonuçları Şekil 2.3'de açıklanmıştır. Seçilen yapının planı Şekil 2.2.a'daki gibidir. Bu yapı 7 adet iki açıklıklı çerçeve ile iki konsol perdeden oluşmaktadır. Yük dağılımında perde rijitliğinin etkisini incelemek amacıyla l_w perde uzunlukları, 4, 6 ve 8m olarak

alınmış olup, bu durumda göreceli perde rijitlikleri yaklaşık olarak, sırasıyla 0.13, 0.42 ve 1.00 olmaktadır.

12 katlı yapıda

$$F_r = \frac{W_r h_r^k}{\sum_1^n W_r h_r^k} \quad (2.1)$$

formülü ile hesaplanan eşdeğer yatay kuvvete maruzdur.

Formülde

W_r – r. kattaki toplam kat ağırlığı

h_r – r. kat yüksekliği

k- yüksekliğin periyot ile ilişkisini sağlayan değer

$T \leq 0.5s$ $k=1.0$

$0.5 \leq T \leq 2.5s$ $k=1.0+0.5(T-0.5)$

$2.5s \leq T$ $k=2.0$ dir.

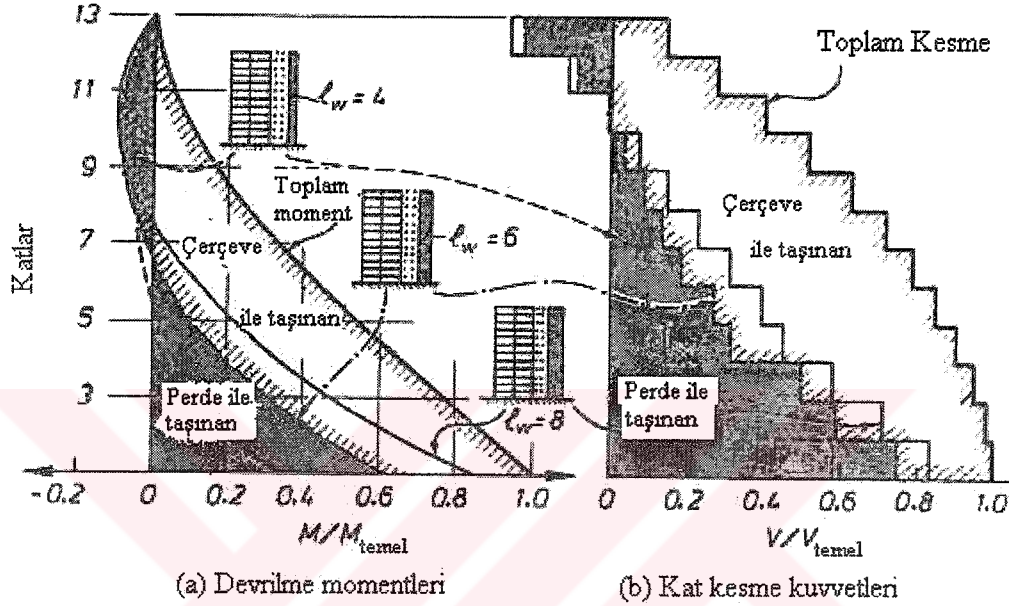
ABYYHY ‘de $k = 1$ alınmıştır. [6, 7]

Her üç yapıda da yükseklik boyunca devrilme momentleri oluşur (Şekil 2.3.a). Beklendiği gibi, perde rijitliğinin artımı, devrilme momentinin taşınmasında perdelerin katkısını arttırır. Ancak, üst katlarda tüm perdeler daha az etkili olup binanın yüksekliğinin yarısından sonra bu perdelerin moment dayanımına katkısı ihmal edilebilir. Her kattaki toplam moment ile o kattaki perde momentleri arasındaki fark momenti yedi çerçeve ile taşınır. Devrilme momentinin paylaşımı 6m’lik perde için Şekil 2.3.a’da gölgelemeyle vurgulanmıştır. Üst katlardaki bağımsız elemanların şekildeğiştirmelerinin büyük uyumsuzluğundan dolayı (Şekil2.1.b ve Şekil2.1.c) çerçevelerde bu seviyelerde dış yatay yüklerle meydana gelen toplam devrilme momentinden daha büyük eğilme momentleri ile zorlanırlar. Bu da çerçeve ve perdelerin bu bölgede birbirlerine zıt davrandıklarını göstermektedir.

Şekil 2.3.b, yatay kesme kuvvetlerinin perdeler ve çerçeveler arasındaki dağılımını göstermektedir. Rijitliği az perdelerin kesme dayanımına katkıları yükseklikle hızla azalmaktadır. Örnek olarak, 4m uzunluğundaki perdelerin kullanıldığı durumda üçüncü katın üstünde kat kesme kuvvetlerinin %80’ninden fazlasının çerçeve kolonları tarafından taşınması gerekmektedir. Şekil 2.3’de, karma sistemlerinde

konsol perdelerin yatay kuvvet dayanımına büyük katkısının sadece alt katlarda olabileceği vurgulanmaktadır. Elastik olmayan dinamik analiz sonuçları, statik yükler için elastik analiz sonuçlarıyla Bölüm 2.3’de karşılaştırılmıştır.

Binada yatay eşdeğer statik kuvvetlere karşı tüm konsol perdelerin dayanımı, temel üstünde perdelerin aldığı kesme kuvvetinin toplam kesme kuvvetine oranı olarak tarif edilir.



Şekil 2.3 Örnek üç elastik yapıda devrilme momenti ve kat kesme kuvvetlerine dayanımın perdeler ve çerçeveler arasındaki paylaşımı

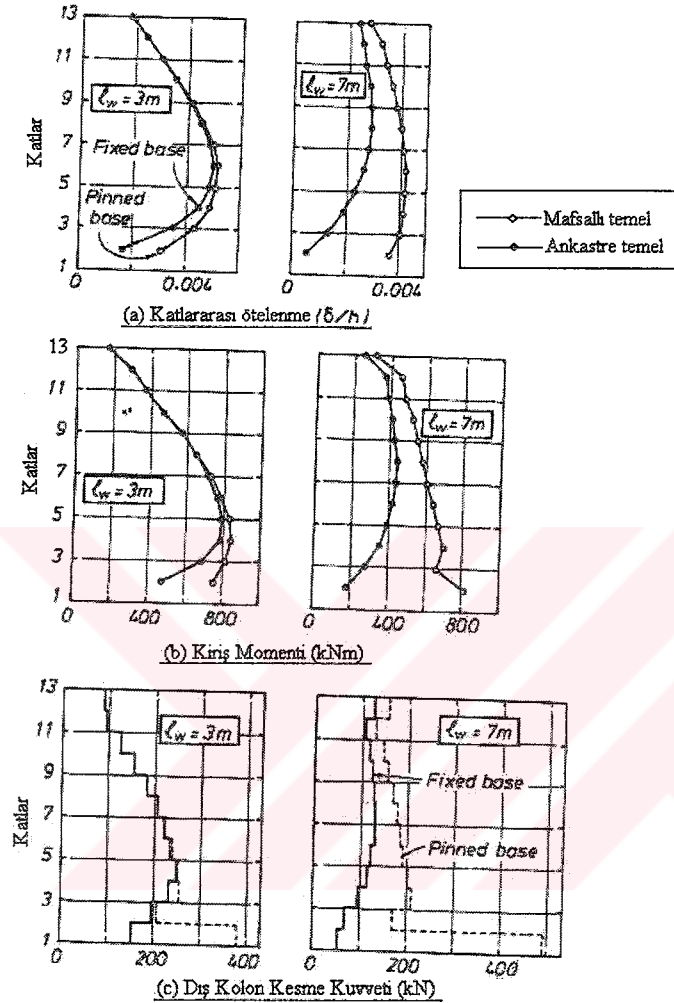
Statik durumda perde kesme oranı yardımıyla (2.2 eşitliği ile) tariflenen η_v , perdenin dinamik davranışında maksimum perde kesme kuvvetinin tahmininde kullanılacaktır. Bu oran, perdelerin moment dağılımında uygulanamaz. Seçilen üç örnek için artan perde boyuna bağlı olarak η_v sırasıyla 0.59, 0.75, 0.83 dür (Şekil 2.3.b’de gösterildiği gibi).

$$\eta_v = \left(\sum_{i=1}^n V_{i,perde,E} / V_{E,toplam} \right)_{temel} \quad (2.2)$$

Çerçevelerde kolon ve kirişlerin toplam yanal kuvvet dayanımına katkısı Şekil 2.2’de gösterilene benzer olarak Şekil 2.4.b ve Şekil 2.4.c’de sürekli eğriler ile gösterilmiştir. Beklendiği gibi, yükseklik boyunca kiriş momentleri ve kolon kesme kuvvetlerinin dağılım eğrileri çok benzerdir. Bu eğriler eşdeğer yatay yüklerden dolayı bir kattaki kirişlerde oluşan kesme kuvvetleri toplamının $\Sigma V_{kiriş}$, temel

üstündeki toplam kesme kuvvetine oranına bağlı olarak değişir. Grafiklerden perde rijitliği azaldıkça kolon zorlamalarının arttığı görülmektedir.

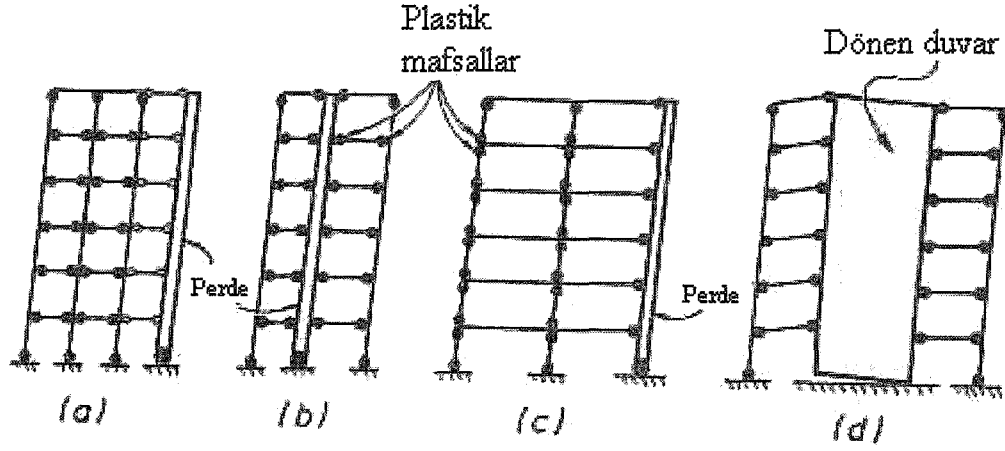
Karma sistemlerde kolonlar ve perdeler veya boşluklu perdelerin kesit tesirleri arasında büyük bir benzerlik vardır.



Şekil 2.4 (a) Kat ötelenmeleri, (b) kiriş momentleri, (c) kolon kesme kuvvetleri arasındaki mukayeseler

Karma taşıyıcı sistemlerde taşıyıcı perdelerin eğilme davranışı yatay yerdeğiştirmelerden belirlendiği için kat mekanizması teşkili söz konusu değildir. Bu nedenle tasarımcılar enerji yutabilecek bölgeleri istediği gibi seçebilir. Şekil 2.2'deki çerçeveler için tercih edilebilir pratik bir mekanizma Şekil 2.5.a'da gösterilmiştir. Bu çerçevede, plastik mafsallar tüm kirişlerde ve tüm düşey elemanların temellerinde oluşur. En uygunu kirişlerde ve en üst döşemesinin altındaki kolonlarda mafsal oluşmasıdır. Bu mekanizmanın ana avantajı potansiyel plastik mafsalların detaylandırılmasındadır. Genel olarak, plastik dönme için kirişlerin detaylandırılması kolonlardan daha kolaydır. Kolonlarda plastik mafsal

oluşumunun önlenmesi ile kolonlarda donatı eklerinin yükseklik ortasında yapılması zorunluluğu yerine kolon alt ucunda yapılmasına müsaade edilebilir. Kirişlerin açıklıkları fazla ve kiriş hesaplarında düşey yükler etkili ise kirişin her iki ucunda mafsal teşkili kolaylaşır.



Şekil 2.5 Farklı tür karma sistemlerde enerji dağılım mekanizmaları

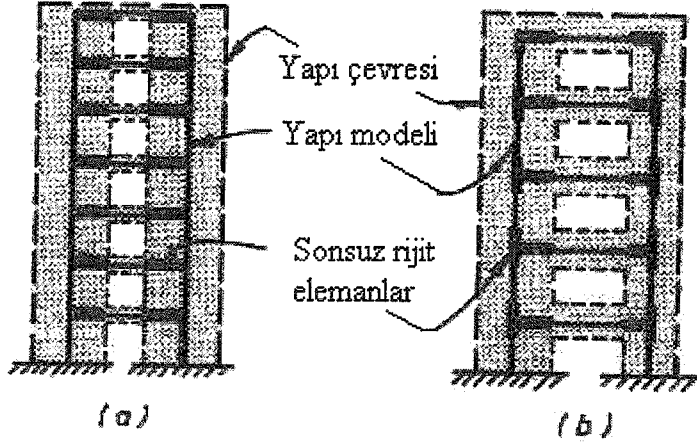
2.2.2 Kirişlerle Bağlanmış Çerçeve ve Perdeler

Şekil 2.1'de gösterildiği gibi, perdeler serbest konsol perdeler yerine, düzlemlerindeki çerçevelere sürekli kirişlerle bağlanabilirler. Böyle bir sistemin modeli Şekil 2.7.a'da gösterilmiştir. ℓ_1 ve ℓ_2 uzunluklu kirişler rijit olarak perde duvarlara bağlanmıştır. Bu tür taşıyıcılar Şekil 2.6.b'de gösterildiği gibi, perde eksenine kadar rijit parçaları bulunan kirişlerin perdelerle birleştiği çerçeveler olarak modellenenebilir.

Şekil 2.2.a'da gösterildiği gibi yapıda perdeler aynı düşey düzlemde komşu kolonlara kirişlerle bağlanmış ise taşıyıcı sistemdeki 7 çerçeve iki açıklıklı bir çerçeve olarak idealize edilebilir (Şekil 2.2.b). Ayrıca perdelerle birlikte iki kolonun bulunduğu çerçeve ise perdenin iki yanında birer kolonla idealize edilebilir. Çerçevelerle perdelerin birlikte kullanıldığı bu tür sistemler için ön boyutlandırmada kullanılan basit metotlar geliştirilmiş olup, bu amaçla kullanılan bir metot Şekil 2.7.b'de gösterilmiştir. Bu sistemde tüm perdelerin atalet momentleri toplamı I_w olacak şekilde gösterilmiştir.

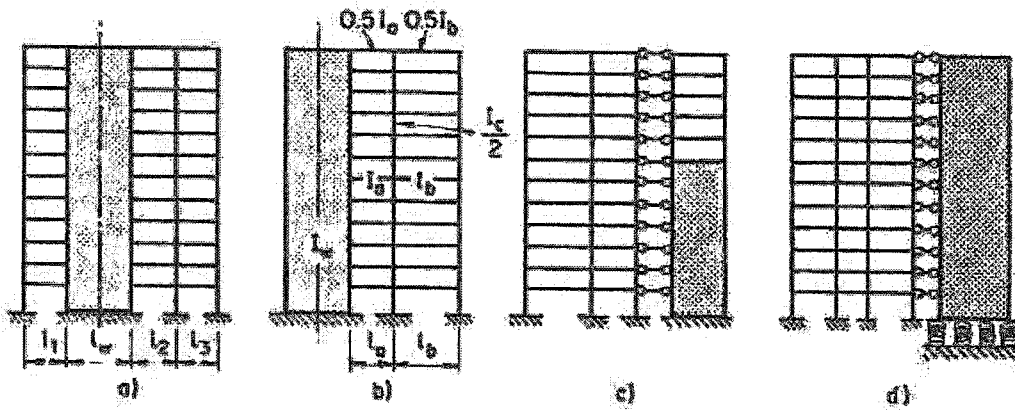
Şekil 2.7.a'da gösterildiği gibi perdelerle bağlanan ℓ_1 , ℓ_2 açıklıklı kirişler her katta Şekil 2.7.b'deki gibi açıklık ℓ_a ve atalet momenti I_a olarak idealize edilebilir. Burada I_a/ℓ_a oranında, ilgili kirişlerin relatif rijitlikleri oranı $k = I / \ell$ toplamı dikkate alınır. Diğer tüm kirişler her kat için Şekil 2.7.a'daki gibi ℓ_3 açıklıklı veya Şekil 2.2.a'daki

gibi 7 çerçevenin kirişleri olarak temsil edilir ve benzer olarak her bir kiriş I_b , ℓ_b değerleri ile gözönüne alınır. Sonuçta taşıyıcı sistemin tüm kolonlarının atalet momentlerin yarı değerleri ile hesaplanmış atalet momentleri toplamına eşit atalet momentine sahip iki kolon olarak idealleştirilir.



Şekil 2.6 Uzun perde elemanlı çerçevelerin modellenmesi

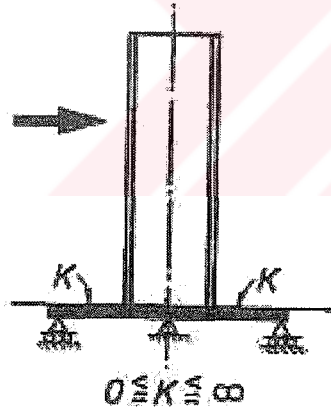
Özel elemanların tasarımının tamamlanmasından önce, kapasite tasarımına olanak verecek, plastik mafsalların oluşacağı kiriş ve kolon bölgelerinin açıkça belirlenmesi gerekir. Bu tip sistemlerde yararlanılabilecek muhtemel bir mekanizma durumu Şekil 2.5.a'da gösterilmiştir. Kiriş mekanizması perde kenarlarına yakın veya perde kenarlarında gerçekleşmelidir. Ancak kolonlarda Şekil 2.5.a'da gösterildiği gibi tasarımcı plastik mafsalların her katın altında yada üstünde ya kirişlerde yada kolonlarda oluşmasına izin vermeyi kararlaştırabilir.



Şekil 2.7 Farklı tip karma sistemlerin modellenmesi

2.2.3 Dönebilen Temeller Üzerindeki Perdelere Sahip Karma Sistemler

Genellikle perdelerin temellere bağlantısı ankastre olarak kabul edilir. Ancak büyük boyutlu taşıyıcı elemanlarda ankastreliğin sağlanması imkansız olmasa bile çok zordur. Temellerin dönmesi temeller altındaki zemin şekildeğiştirmelerinden ve/veya temel yapısında meydana gelen şekildeğiştirmelerden kaynaklanır, (kazıklardaki gibi). Temel dönmeleri, perde şekildeğiştirmeleri için çok önemlidir. Bu durum özellikle perde rijitliğini ve dolayısıyla kesme dayanımını büyük ölçüde etkileyebilir. Bu durumda tasarımcıların güvenilir zemin rijitlik özelliklerini tahmin edebilmesinde bazı sınırları kullanabilir. Şekil 2.2’de gösterilen örnek için perde uzunluğunu 3m ile 7m olarak iki durumda düşünölsün. Perde kesme oranları η_v , sırasıyla 0.44 ve 0.80 olur. Şekil 2.7.d’de çerçeve ve şekildeğiştirebilen temelleri olan perdelerin birlikte çalıştıkları model gösterilmiştir. Burada perde temelindeki yaylar yerine Şekil 2.8’deki gibi şekildeğiştirebilen bir kiriş yerleştirilebilir. Temel kirişi rijitliği K olsun; $K=0$ olduğu zaman perdenin temele bağlantısının mafsallı olduğu varsayılır. Karma sistemlerin perde temellerinin davranışı çeşitli ankastrelik dereceleri için karşılaştırılmıştır.



Şekil 2.8 Kısmi ankastre konsol perdelerin modellenmesi

Elastik analizlerin sonuçları Şekil 2.4 ve Şekil 2.9’de gösterilmiştir. Rijitliği az perdelerin eşdeğer statik yüklere elastik tepkisi, temel serbestlik derecesinden önemli ölçüde etkilenmezken, daha rijit olan ($l_w=7$) perdeler sahip yapıda temel durumunun etkisi Şekil 2.9.a’da görölmektedir. Temel serbestliğine bağılı olan tepkideki farklılıklar üst katlarda küçüktür. Ancak, beklendiğı gibi bu farklılık öteleme talebine uygun rijit perdeler kullanıldığında zaman özellikle alt katlarda perde temelinin serbestlik derecesiyle ciddi şekilde etkilenir (Şekil 2.4.a). Temel serbestliğinden

kaynaklanan önemli bir değişiklik ilk kat kolonlarında kesme kuvvetinin artışıdır (Şekil 2.4.c).

Temellerdeki bu değişik durumlardan, rijitliği az perdelerde oluşan momentler ciddi olarak etkilenir (Şekil 2.9.a). Ancak, rijit perdelerde esaslı değişiklikler, temeller tam ankastre olduğu zaman yapıdaki toplam devrilme momentinin karşılanması görülür. Temelleri mafsallı yapılar için temel birleşim kesitinde doğan perde momentlerinin ikinci katta azalmaya başlamasından dolayı birinci katta perde kesme kuvvetleri yön (işaret) değiştirir. Şekil 2.9'de gösterildiği gibi, kullanılan perdenin rijit veya daha az rijit olmasından bağımsız olarak bu kesme kuvveti yön değiştirmesi de büyük olacaktır.

Gerçek yapılarda nadiren meydana gelebilecek ankastre temellerin ekstrem durumları Şekil 2.4 ve Şekil 2.9'de gösterilmiştir. Bu basit analizin sonuçlarına göre orta rijitlikteki perdelerde yani $\eta_0 < 0.5$ olması halinde ikinci kat ve üstündeki katlarda eşdeğer statik kuvvetlere göre bulunan şekil değiştirmeler, momentler ve kesme kuvvetlerinin hesabında temellerdeki etkiler ihmal edilebilir.

2.2.4 Dönebilen Perdeler ve Üç Boyutlu Etkileri

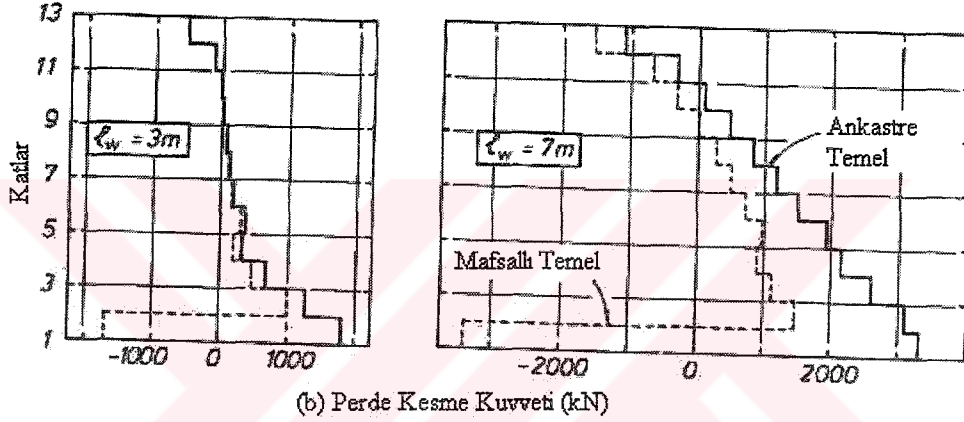
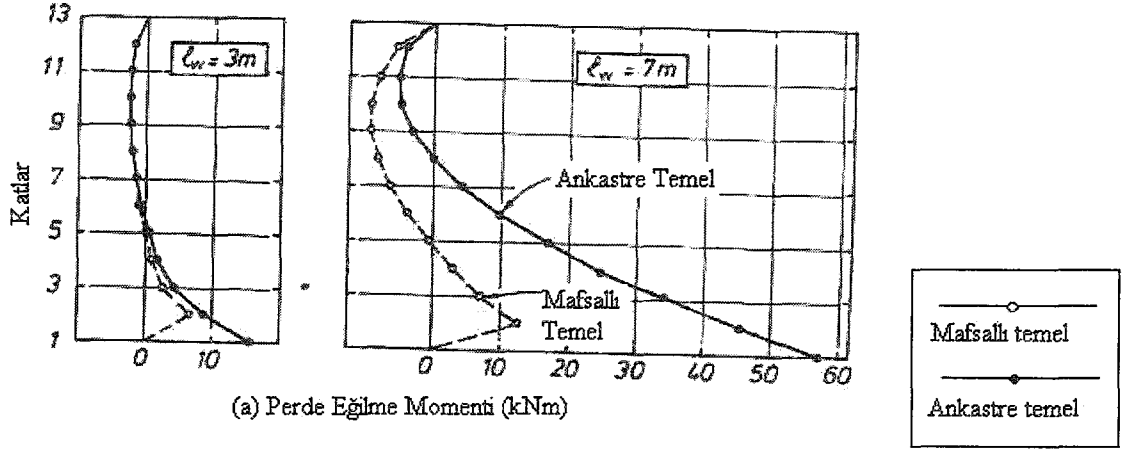
Eğer temeller zeminden ayrılırsa perdenin temeldeki ankastreliği süratle azalır. Limit durumda temellerde basınçla zorlanan bölgesinde zemin gerilmelerindeki artış sonucu perde basınç kenarına yakın bir eksen etrafında bir devrilme hareketi yapar. (Şekil 2.5.d ve Şekil 2.10). Bu durumun karma yapılarda, ciddi etkileri oluşur. [1]

Oldukça rijit bir yapıya sahip perdelerin dönmesi nedeniyle temelden itibaren perdenin yüksekliği boyunca oluşan dönmeler, her katta perdenin (Şekil 2.5.d) çekme tarafındaki çerçeve kirişlerinde ve döşemede bir kalkmaya neden olacaktır.

Üst katlarda benzer ötelenmeler perdelerde kalkma olmasa bile perde tabanında önemli dönmeler sonucu oluşan plastik mafsallardan dolayı da oluşabilir. Bilindiği gibi, plastik mafsal bölgelerinde perdenin basınç bölgesindeki şekildeğiştirme çekme bölgesindeki akan donatının uzamasından oldukça küçüktür. Perdenin her iki kenarında oluşan ve eşit olmayan bu plastik şekil değiştirmeler üst katlarda aynı perdenin kalkmasına benzer bir dönme hareketi oluştururlar.

Karma sistemlerde perde devrilmesinin daha önemli etkileri tasarımda düşünülmelidir. Bunlar:

1)Şekil 2.10'da gösterilen enine kirişler (2 aksı kirişleri) bu zorlamalara göre de kontrol edilerek güvenli şekilde donatılmalıdır.

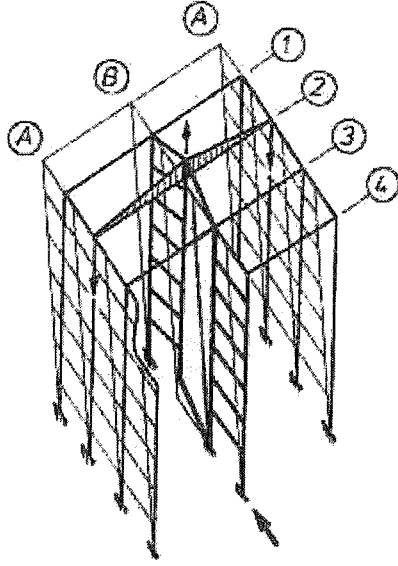


Şekil 2.9 12 katlı bir binada ankastre ve mafsallı temel için yanal kuvvetler karşısında oluşan eğilme momenti ve kesme kuvvetlerinin mukayesesi

2)Eğer enine kirişleri oldukça büyük bir eğilme dayanımına sahipse her katta perdenin çekme ucunda eksantrik düşey kuvvetler oluşur. Perdenin yukarı hareket eden kısmında, enine kirişin üst donatısı çekme alacaktır. Bu bölgelerde bir çekme çubuğu gibi hareket eden döşemenin etkili genişliği özel olarak büyük olabilir. Perdelerin eğilme zorları enine kirişlerinin tepkilerinden dolayı önemli ölçüde artar. Eğilme dayanımındaki bu artış gözönüne alınması gereken büyük yatay perde kesme kuvvetleri ortaya çıkarır.

3)Perdelerde artan normal kuvvetler perde tabanındaki mafsallı bölgelerinde etriye donatısının bir kez daha ele alınmasını gerektirebilir.

4)Perdelerdeki enine kirişlerin destekleyici etkisi perdelerin rijitliklerini önemli derecede artırılabilir. Karma taşıyıcı sistemin rijitliğinde perdelerin katkısı fazla ise bu sistemlerin temel salınım süresi azalmakta ve bu durumda yüksek yapılarındaki kesme kuvvetleri artmaktadır.



Şekil 2.10 Düzlemi içinde dönen perdeli çerçevelerin dönme düzlemine dik düzlemdeki çalışması

5) Eğilebilen perdeler enerji dağılımı için ek mekanizmaları harekete geçirebilirler. 2-2 aksındaki perde düzlemine dik kirişlerde olduğu gibi. Şekil 2.5’de de gösterildiği gibi perdelerin çekme bölgesine yakın ve perde düzleminde bulunan tüm kirişlerdeki plastik mafsallarda önemli sayılabilecek ek plastik dönmeler oluşur.

6) Enine kirişlere perdeler tarafından iletilen kesme kuvvetleri bu kirişlerin diğer ucunda çekme kuvvetleri oluştururlar. Bu etkiler gözönüne alınmazsa hesapta dikkate alınmamış plastik mafsallar oluşabilir.

7) Eğer donatı yerleştirilmesinde üç boyutlu etkiler gözönüne alınacak olursa perdelerin dönme hareketi sismik yükler etkisinde taşıyıcı sistemin toplam davranışına olumlu katkısı olur.

2.2.5 Çerçeveler ve Belli Yüksekliğe Kadar Devam Eden Perdeler

Çoğu binada, perdeler tüm yapı yüksekliği boyunca devam etmesine rağmen, mimari veya diğer sebeplerden dolayı perdeler üst katlarda kesilebilirler. Şekil 2.7.c’de böyle bir örnek verilmiştir.

Perdelerin kesildiği bölgede toplam rijitlikteki süreksizlikler nedeniyle bu yapıların deprem davranışına tereddütle bakılır. Bu süreksizlikler eşdeğer statik kuvvetlerle yapılan elastik analizde gözönüne alınmayan dinamik zorlamalar ortaya çıkarır. Süreksizliğin başladığı bölgelerde küçük hasarların doğabileceği ve beklenen şiddetli depremde istenen bölge sünekliliğinin, büyük dayanım kayıpları olmaksızın plastik

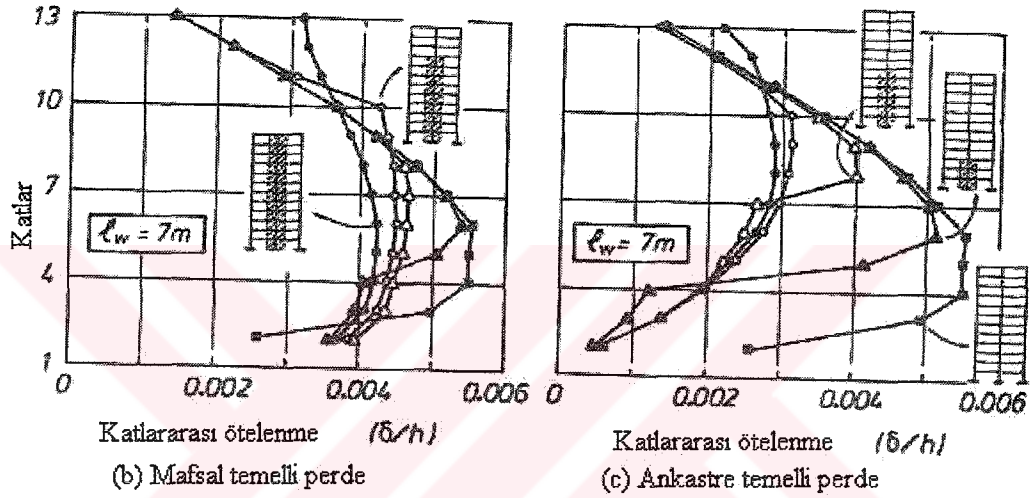
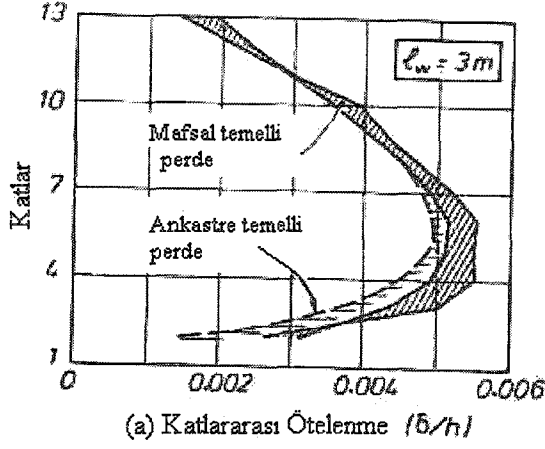
sınırdadır, etkilenen elemanların şekildeğiştirme yeteneğini aşabileceğinden şüphelenilir. [1]

Diğer taraftan eşdeğer statik kuvvetlerle yapılan elastik analizler, üst katlardaki perdelerin yapıya faydalı olamayacağını göstermektedir. Şekil 2.3’de belirtildiği gibi, en üst kattaki perdelerin kaldırılması, gerçekte, üst katlara gelen kuvvetleri azaltabilir ve bu kattaki kat yerdeğiştirmeleri küçülebilir. Aşağıda daha önce kullanılanlara benzer bazı örnek yapılarda kısmi yükseklikteki perdelerin tepkileri eşdeğer statik kuvvetler kullanılarak incelenecektir.

On iki katlı bu örnek yapının geometrik ve rijitlik özellikleri daha önce incelenen yapı ile aynı alınmıştır. Temeline ankastre veya mafsallı olarak bağlanmış 3m ve 7m uzunluklu perdelerin ikisi gözönüne alınsın. Her iki durum için anlamlı bir irdelemeyi yapabilmek için aynı yanal kuvvetler kullanılmış, perdelerin birinci kattan itibaren 3., 6., 9., 12. katlara kadar sürekli olarak devam ettiği durumlar göz önüne alınmıştır.

Temeline ankastre olarak bağlı 3m uzunluklu perdelerle sahip karma sistemlerde perde yüksekliğinin azaltılmasının kat ötelemesine etkisi küçük kalmaktadır. Bu durum, bu perdelerin göreceli büyük şekil değiştirme yeteneğinden kaynaklanmaktadır. Şekil 2.11.a’da 3m uzunluklu ve ankastre veya mafsallı temelli iki farklı taşıyıcı sistem için kat ötelemeleri gösterilmiştir. Ankastre temelli 7m uzunluklu perdelerle sahip yapılarda perdelerin belli yüksekliklerde kesilmesi kesit zorları eğrilerini dikkat çekici bir şekilde değiştirmektedir (Şekil 2.12.a). Bu değişiklikler Şekil 2.11.c’de gösterilen kat öteleme eğrilerine benzemektedir. Bu benzerlik Şekil 2.12.b ve Şekil 2.11.b’de gösterilen temeli mafsallı perdeler için de geçerlidir.

Gözönüne alınan örnek karma sistemlerdeki perdelerde oluşan eğilme momentleri Şekil 2.13’de karşılaştırılmıştır. Alt katlardaki moment değerleri perde rijitliği ile değişmekte iken; perdelerin farklı yüksekliklerde teşkil edilmesinin momentler üzerindeki etkisi kritik bölgelerde ihmal edilebilir mertebededir. Sonuç olarak her iki temel tipi için, yapının kritik alt yarısında eşdeğer yatay kesme dayanımı ve eğilme momenti perdelerin kısmi yükseklikli teşkil edilmesinden büyük ölçülerde etkilenmemektedir.

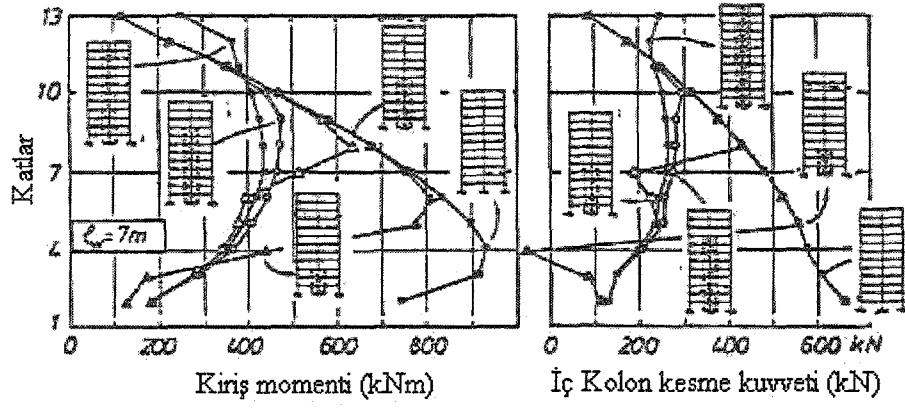


Şekil 2.11 Perde yükseklikleri ve temel durumları farklı karma sistemlerin katlar arası ötelenme dağılımları

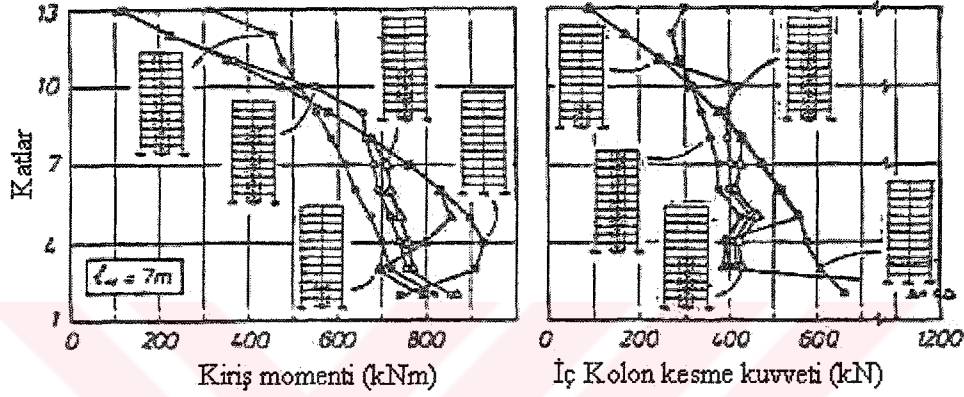
2.3 Karma Sistemlerin Dinamik Tepkisi

Önceki bölümde incelenen karma sistemler Bölüm 2.4'de tanımlanan şekilde tasarlanmış, daha sonra El Centro 1940 NS ivme diyagramları yardımıyla zaman-tanım alanında analiz yapılarak, dinamik tepki ile statik tepki arasındaki olası farklar araştırılmıştır. Bu analizlerin en önemli sonuçları aşağıda verilmiş ve Şekil 2.14 ile Şekil 2.15'de özetlenmiştir.

- 1) Doğal periyot perde temellerinin serbestliği ile uzar. Bu özel olarak 7m uzunluklu perdede daha belirgindir. Bu durum deprem tasarım kuvvetlerini etkileyebilir.
- 2) Çatı katı maksimum yerdeğiştirmeleri temel ankastrelik derecesinden büyük ölçüde etkilenmemiştir.



(a) 7m ankastre temelli perde



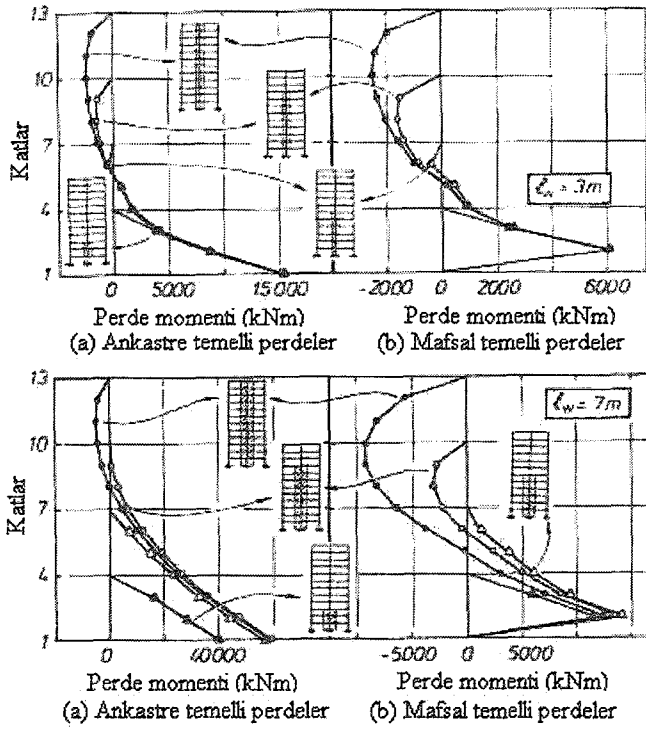
(b) 7 m mafsallı temelli perde

Şekil 2.12 Farklı temel mesnetlenme durumlarındaki 7m uzunluklu perdenin kiriş momentleri ve kolon kesme kuvvetleri

3) Temel ankastrelik derecesi katlar arası ötelenmenin dağılımını etkilemiş olmakla beraber bu etki pik büyüklüklerde değildir. Temele mafsallı bağlı perdeler için maksimum katlararası ötelemeleri binanın ilk üç katında oluşurken, ankastre temelli perdeler için maksimum katlararası ötelemeleri daha üst katlarda meydana gelmiştir.

4) Perde eğilme momentlerinin zarfları (Şekil 2.14.a) Şekil 2.9.a daki statik analiz sonuçlarıyla küçük benzerlikler taşımaktadır.

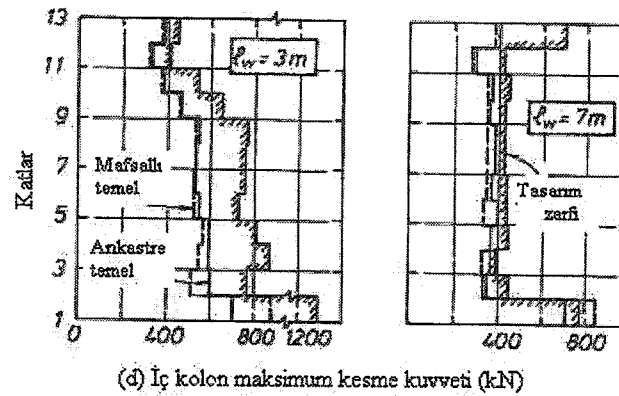
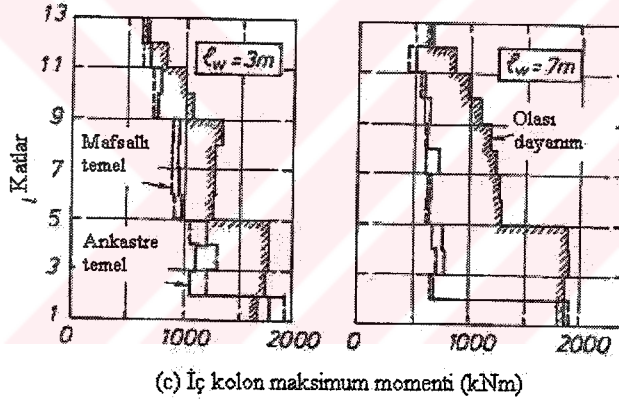
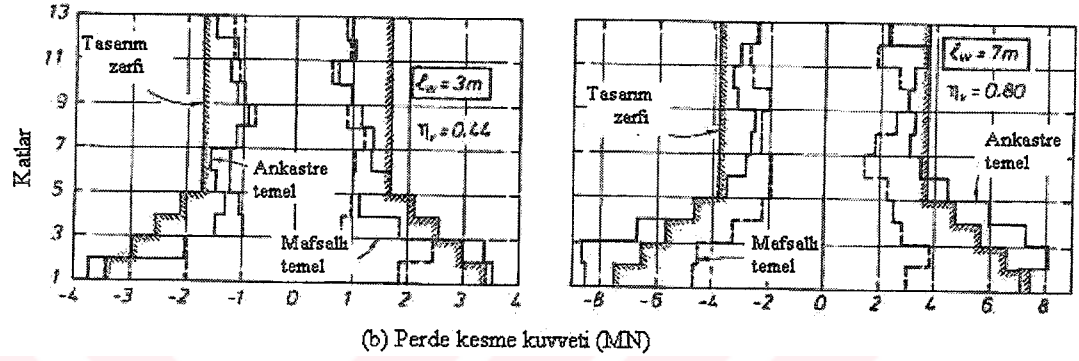
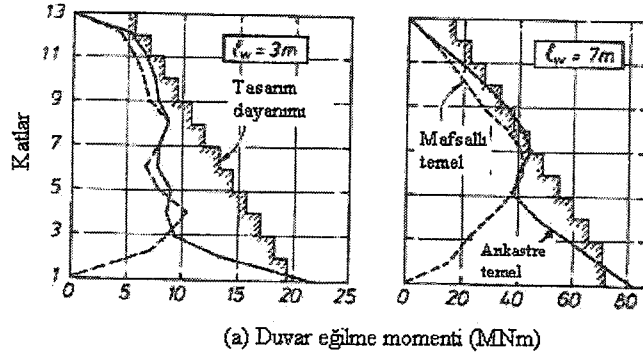
5) Şekil 2.14.b'de gösterilen perde kesme kuvvetleri, elastik analizlerde temeli mafsallı perdeler için tahmin edilen ve Şekil 2.9.b'de gösterilen yüksek temel kesme kuvvetine yakın değildir. Perdelerde üst katlardaki kesme kuvvetleri, yine yüksek mod etkilerinin bir sonucu olarak elastik analiz sonuçlarını çok aşar. Bu katlarda elastik analizle tahmin edilen perde kesme kuvvetlerinin çok küçük olduğuna dikkat edilmelidir. Bundan dolayı yapının, dinamik davranışla çok büyük bir artış yaparak kritik tasarım değerlerine ulaşması mümkün değildir.



Şekil 2.13 Farklı yükseklik, rijitlik, temel durumuna sahip perdelerin momentleri

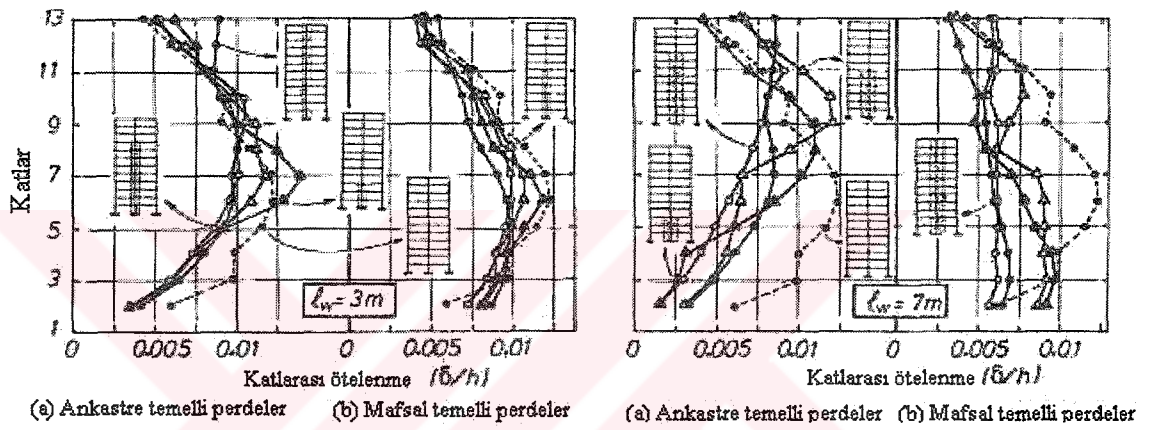
6) Ara kolonların momentleri ve kesme kuvvetleri (sırasıyla Şekil 2.14.c ve Şekil 2.14.d) elastik analizle tahmin edilenden daha azdır. Genel olarak mafsallı temel durumunda ilk kattaki kolon kesme kuvvetleri diğer katlardaki kesme kuvvetlerinden daha büyük olmasına rağmen, elastik analizdeki kesme diyagramındaki büyüklüklere yaklaşmamıştır. Üst katlarda perdeler için ankastre ve mafsallı temelli durumlar arasındaki farkların kolon kuvvetleri üzerindeki etkisi ihmal edilebilir mertebededir. Bir deprem kaydı ve bir yapıyla ilgili Şekil 2.14’de verilen sonuçlar vurgulanmıştır. Farklı eğilimler diğer durumlarda ortaya çıkabilir. Özellikle, daha alçak ve daha rijit yapılarda tepkinin artan şiddetiyle birlikte periyot değişikliği oluşabilir.

Eşdeğer statik kuvvetler için elastik analizden türetilen momentler, kesme kuvvetleri ve diğerleri için tasarımla ilgili hesaplamalar için, El Centro 1940 NS deprem kayıtları kullanılarak kısmi yükseklikli perde duvarlara sahip karma sistemlerden birtanesi analiz edilmiştir. Örnek yapı Bölüm 2.4’de tanımlanan biçime göre ankastre ve mafsallı temelli olarak tasarlanmıştır. Sadece çerçeveli olan sisteme, karma sisteme uygulanan yanal kuvvetin %80i uygulanmış, yapılar için maksimum katlar arası indeksi Şekil 2.15’de gösterilmiştir. Bunlar genellikle elastik analizle verilen sonuçlara uyarlar. Ötelenmelerdeki bazı artışlar kısmi perdelerin üstündeki katlarda meydana gelmesine rağmen, beklendiği gibi, bu artışlar ölçülüdür.



Şekil 2.14 Seçilen belirli tasarım değerlerine sahip bir karma sistemin dinamik davranışı sırasında karşılaşılan maksimum hareketlerin mukayesesi

Bu analizlerin sonucu perde elemanının zeminden belli bir kata kadar uzanan iyi detaylandırılmış çerçeve-perde yapılarda deprem tepkisinin uygun olacağını göstermiştir. Perdenin bittiği noktaya yakın çerçeve elemanlarındaki aşırı yüksek süneklik isteği gözlemlenmemiştir. Mafsallı temelli perdelerle sahip yapıların aşırı davranışı düşünülerek araştırılan perde temel birleşiminde ankastrelik kaybı, bu bölümün başında bahsedilen perdeleri tüm yapı yüksekliğince devam eden karma sistemlerdeki binalarda da tespit edildiği gibi ciddi biçimde performansta bir zayıflama yaratmamıştır. Yukarıda belirtilen eğilimler farklı deprem kayıtları kullanılan diğer çalışmalarla da pekiştirilmiştir.



Şekil 2.15 Kısmi yükseklikli perdelerle sahip 12 katlı bir yapı için katlar arası ötelenme zarfları

2.4 Karma Sistemler İçin Kapasite Tasarımı Adımları

Daha önce açıklandığı gibi, kapasite tasarımının en önemli özelliği, öncelikle yapısal sistemin elemanları arasındaki dayanımda mantıklı bir hiyerarşinin kurulmasıdır. Bu nedenle, karma sistemin yanal yüklerle zorlanan her yanal rijitlik elemanının akmaması veya kesmeden dolayı gevrek göçmenin olmaması yaklaşımı, gerekli dayanım (S_i) için aşağıda verilen basit genel bir ifadeyle tanımlanabilir.

$$S_i \geq R_u \geq \omega \Phi_o R_E \quad (2.3)$$

S_i : hesap malzeme dayanımları ile elde edilen dayanım

R_u : zorlamanın hesap değeri

R_E : Eşdeğer deprem yükü etkisindeki elastik sistemde kesit tesiri

Φ_0 , depremli durumda zorlamalar için aşırı dayanım katsayısı olmak üzere aşağıdaki ifadeler yazılabilir.

$$\Phi_0 = S_0 / S_E = M_0 / M_E$$

$$\Phi_0 = M_0 / M_E = \lambda_0 M_i / M_E \geq \lambda_0 (M_E / \Phi) / M_E = \lambda_0 / \Phi$$

ω : dinamik etkilerde ortaya çıkan zorlamalar ile eşdeğer statik kuvvetler ile elastik analiz sonucu bulunan değerler arasındaki oranı gösteren dinamik büyütme faktörüdür.

Karma sistem yapıların kapasite tasarımının hesap adımları aşağıda sırasıyla verilmiştir.

1.Adım: Eşdeğer Yatay Deprem Kuvvetlerinin Hesabı

Eşdeğer yatay deprem kuvvetlerinin hesabını ülkemizde ABYYHY'e göre yapılır.

2. Adım: Elastik Sistemde Kesit Tesirlerinin Hesabı

Bu durumda eğilme momenti M_E , kesme kuvveti V_E , normal kuvvet P_E olarak gösterilecektir. Taşıyıcı sistemin elastik hesabında, çerçeve elemanlarının ve perdelerin rijitliklerinde çatlama gözönüne alınmalıdır.[EK A] Genel olarak çerçeveler ve perdelerin temel bağlantılarının tam ankastre olduğu kabul edilir. Ancak bazı durumlarda güvenli tarafta kalmak amacıyla perde temellerinde kısmi ankastrelik gözönüne alınabilir.

Birinci basamakta elde edilen kesit tesirleri ile düşey yüklerden oluşan kesit tesirlerinin yük katsayıları gözönüne alınarak toplanması için (elverişsiz kesit tesirlerinin hesabı) seçilen yük katsayıları şartnamelerde belirlenen değerler olmak zorundadır. (Düşey yükler ve yatay yükler için süperpozisyon detayları için EK B'ye bakınız.)

3.Adım: Çerçevelerde Momentlerin Yeniden Dağılımı

Eğer avantajlıysa, ikinci adımda elde edilen tasarım momentleri bir kattaki bazı veya tüm kirişler arasında yeniden dağılıma tabi tutulabilir. Bu durum farklı katlarda aynı açıklıklı kiriş momentleri için de kullanılabilir. Sürekli çerçeve kirişlerinde momentlerin yeniden dağılımı TS500'e göre aşağıdaki şekilde yapılabilir:

Sürekli eğilme elemanlarında, yapının doğrusal elastik davrandığı varsayımına dayanan bir çözümleme sonucu bulunan momentlerin en büyüğü (mesnet veya açıklık momenti) en fazla %15 azaltılabilir. Ancak bu yapılırken sözkonusu açıklıktaki diğer momentler de denge koşulunu sağlayacak biçimde değiştirilmelidir.

En büyük momentin azaltılabilmesi için $\rho \leq 0.6\rho_b$ veya $(\rho - \rho') \leq 0.6\rho_b$ koşulunun sağlanması zorunludur

ρ_b , dengeli donatı yüzdesi aşağıdaki formül ile bulunur:

$$\rho_b = \frac{0.85k_1f_{cd}}{f_{yd}} \left(\frac{0.003E_s}{0.003E_s + f_{yd}} \right) \quad (2.4)$$

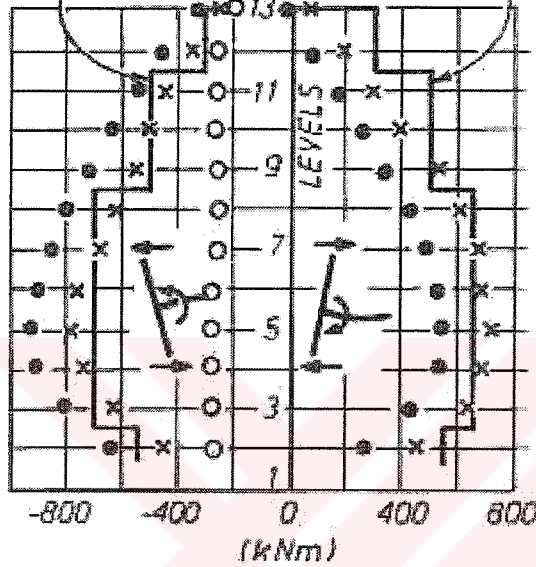
Kiriş boyunca moment yeniden dağılımının avantajlarına bir örnek $M_u = M_D + M_L + M_{\bar{E}}$ süperpozisyonunda bir dış kolondaki mesnet momentindeki azaltmadır. Bu durum aynı kesitte genellikle kritik olmayan $M_u = M_D + M_L + M_{\bar{E}}$ süperpozisyonundaki pozitif momentteki artışla sağlanır. Daha sonra düşey yük ve deprem yüklerinden oluşan momentlerin işaretlerinin farklı olduğu durum dikkate alınır. Şekil 2.16, Şekil 2.2’de gösterilen çerçevenin dış kolonlarında analizin farklı kademelerinde momentlerinin büyüklüğünü gösterir. Düşey yük momentleri (her zaman negatiftir) (o) indisi ile $\bar{E}$ veya $\bar{E}$ yönlü deprem kuvvetleri etkisinde elastik analizle elde edilen süperpoze deprem momentleri (•) işaretiyle belirtilmiştir.

Bir kattaki kirişler arasında moment yeniden-dağılım gerçekleştirilirse, örneğin Şekil 2.2 için, dış kolonlardaki momentlerde Şekil 2.16’da “yatay dağılım sonrası” olarak (x) işaretiyle gösterilen şekilde değişebilir. Negatif ve pozitif momentlerin yaklaşık olarak aynı büyüklükte olduğu görülmüştür. Kiriş momentlerinin yeniden-dağılımı, tüm kolonlarda toplam kesme kuvveti değişmeksizin, kolonlar arası kesme kuvvetlerinin yeniden-dağılımını içerir. Tasarım pratikliğini optimize etmek için, birbirine bitişik katlardaki kiriş dayanımlarından uygun bir değer seçerek kiriş tasarım momenti için düşey dağılımda kabul edilebilir bir değere ulaşılabilir. Şekil 2.16’deki örnekte gösterilen tasarım momentleri (x işareti ile gösterilmiştir) basamaklı sürekli çizgi şeklinde gösterilen büyüklüklere ulaşacak şekilde ayarlanabilir. Aynı eğilme dayanımına sahip kirişlerin pek çok katta kullanılabildiği görülmektedir. Basamaklı çizgi, (Şekil 2.16’da) (x) işaretiyle oluşan eğrinin oluşturduğu kapalı alana benzeyen bir yol çizmiştir.

Kiriş tasarım momentlerinin düşeyde düzenlenmesi, kolon kesme kuvvetlerinde de bazı değişiklikler anlamına gelir. Bundan dolayı, diğer katlarda kolon kesme kuvvetleri artarken (Şekil 2.16’da ikinci kat), belirli bir katın (Şekil 2.16’da beşinci katta) kolonlarına ayrılmış toplam kesme kuvveti azalabilir.

Tasarlanan toplam kat kesme kuvvetinde azalma olmamasını sağlamak için, yapının düşey elemanları arasında kesme kuvvetlerinin yatayda yeniden-dağılımı yapılmak zorundadır (örneğin kolonlar ve perdelerde). Perdelerin üst bölgeleri yeterli kesme ve eğilme dayanımına sahip olmalıdır (Şekil 2.17).

- Sadece yerçekimi momentleri
- Elastik analizden deprem+yerçekimi momentleri
- x Yatay yeniden dağılımdan sonra
- | Düşey yeniden dağılımdan sonra



Şekil 2.16 Bir karma sistemin dış kolonlarına bağlanan kirişler arasındaki tasarım momentlerinin yeniden dağılımları [1]

Hafif şiddetteki depremlerde kirişlerde akmaya karşı korunmak için, yanal ve düşey yöndeki yeniden dağılım sonucu kiriş momentlerindeki azaltmalar [1]'e göre %30u aşmamalıdır. Diğer yük kombinasyonlarının yanı sıra düşey yükler etkisinde de kiriş dayanımının yeterli olduğu kontrol edilmelidir.

4.Adım: Çerçeve Kirişlerinde Eğilme Hesabı

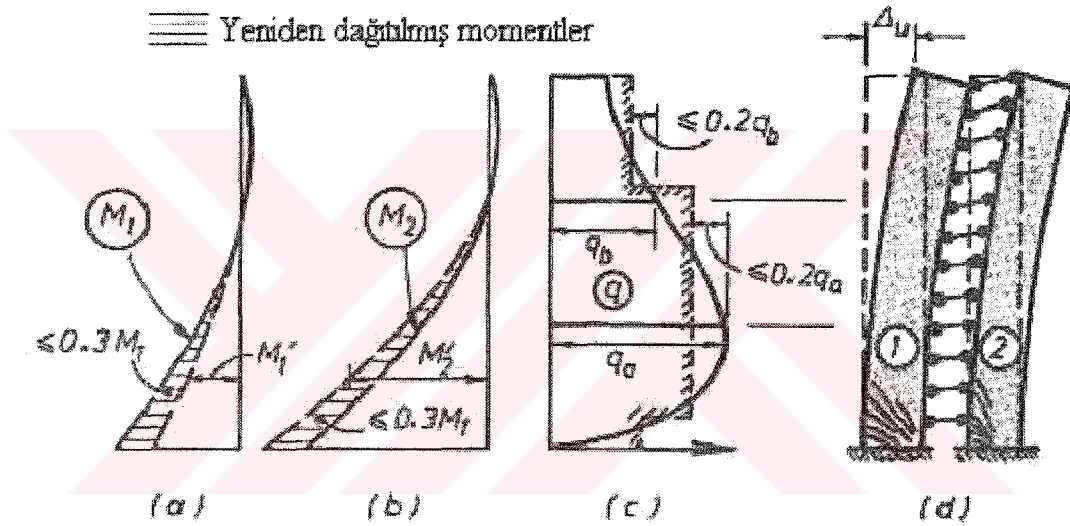
Bu adım gerekli eğilme dayanımını sağlayacak şekilde tüm kritik kiriş kesitlerinin tasarımı ve çerçevelerdeki tüm kirişlerin donatı detaylandırmasını içerir. Bu adımda, moment yeniden-dağılımı sonrası kirişlerde gereken momentlerin taşınması için seçilecek donatıların sayı ve boyları belirlenmektedir. Deprem her iki doğrultuda etki etmesi halinde her bir doğrultu için her açıklıkta (Şekil 2.5.a) iki potansiyel plastik mafsallın yerleştirilmesi önemlidir. Alt (pozitif) eğilme donatısının akmasının gerekli olduğu plastik mafsalların teşkilinde, $U=D+1.3L_r+E$ ve $U=0.9D+E$

kombinasyonlarının ikisi de, her kombinasyonun farklı bir mafsalı belirtebileceği göz önünde tutularak yapılmalıdır. Seçilen plastik mafsalların detaylandırılması ise aşağıdaki şekildedir.

Kiriş A- B kolonları arasında olsun. Minimum donatı oranı sağlanmalıdır.

M_u , kiriş süperpoze moment değerleri, M_E , sadece deprem kuvvetlerine göre moment değerleri olmak üzere ve kullanılan çelik cinsine göre tespit edilen λ_o ile Tablo1.1'den bulunan Φ yardımıyla ;

M_u değeri kullanılarak kirişin plastik mafsal oluşacağı kabul edilen yerinde gerekli donatı miktarı hesaplanır ve uygun donatı seçilir. Seçilen donatıya göre ideal moment dayanımı ($M_i = A_s f_{yd} (d-d')$) hesaplanır.



Şekil 2.17 Eşlenmiş perde çekirdek sistemin sünek davranışı [1]

Tüm yapı için moment değerlerine göre Ψ_o değeri hesap edilir. Bu değer $\Phi_o = \lambda_o / \Phi$ değerine göre eşit yada büyük olmalısı istenir. Büyük olması kapasite fazlası anlamını verir.

5.Adım: Kiriş Mafsallarında Eğilme Aşırı Dayanımının Tespiti

Her bir kirişte deprem etkisinin iki doğrultusu için her iki potansiyel plastik mafsallın eğilme aşırı dayanımı birim kiriş açıklığı için elde edilecektir. Çeliğin pekleşmesi ve kiriş civarındaki elemanların etkili donatılarının gözönüne alınması gerekir. Hesaplanacak aşırı ayanım momenti (M_o) değeri 4. adımda hesaplanan yeni M_i değerinin $\lambda_o = 1.25$ katı olarak hesaplanır. Asıl amaç, kirişlerden bitişik kolonlara geçecek olası maksimum momenti tahmin etmektir.

6.Adım:Kiriş Hesap Kesme Kuvvetlerinin Hesabı

Kirişlerde kesme kuvveti V_{E0} depremin her iki doğrultusu için 5. adımda plastik mafsallarda ölçülen aşırı dayanım yardımıyla kolayca belirlenir. Bunlar her kiriş açıklığı için düşey yüklerden oluşan kesme kuvvetleriyle birleştirilerek tasarım kesme zarfı belirlenir ve gereken kesme donatısı hesaplanabilir. Kirişin A kolonuna yakın taraftaki plastik mafsal kesme dayanımı Bölüm 3.2.1(b)'de açıklandığı şekilde hesaplanır. Bu değere göre kesme dayanımı tasarımı yapılır. Plastik mafsalların kesme dayanımı eğilme dayanımının hesabından sonra aşırı eğilme moment değerleri kullanılarak yapıldığına dikkat edilmelidir. Yatay kat ötelenmelerinin oluşturduğu maksimum kiriş kesme kuvvetleri V_{E0} , her katta bu yüklerden oluşan eksenel kolon yükünün belirlenmesinde kullanılır.

7.Adım: Kolonlarda Mesnet Aşırı Dayanım Katsayısının Tespiti

Depremin her iki doğrultusu için her katta her kolonun ekseninde mesnet aşırı dayanım katsayısı, Φ_0 belirlenecektir. Bu faktör kolonların plastikleşen her düğüm noktasında maksimum momentin tespitinde kullanılacaktır. Kiriş boyunca plastik mafsallarının olduğu yerlerdeki aşırı dayanım momentleri yerleştirildikten sonra kolon eksenindeki kiriş momentleri, tasarım eğilme momenti zarfından kolaylıkla elde edilir.

8.Adım: Her kattaki kolon hesap kesme kuvvetinin elde edilmesi

Her kattaki kolon hesap kesme kuvveti (2.5) eşitliğinden elde edilir.

$$V_u = V_{col} = \omega_c \Phi_0 V_E \quad (2.5)$$

ω_c : kolon dinamik kesme büyütme katsayısı olup alt katlar için 2.5, ara katlar için 1.3, en üst kat için 2.0 alınacaktır.

Alt kat kolonlarındaki tasarım kesme kuvveti, (2.6) eşitliğinde bulunan kesme değerinden küçük olmamalıdır.

$$V_u = V_{col} = \frac{M_{o,col} + 1.3\phi_o M_{E,top}}{l_n + 0.5h_b} \quad (2.6)$$

$M_{o,col}$: deprem yönüne bağlı moment ve eksenel kuvvetle uyumlu temel seviyesinde kolon kesitinin aşırı eğilme momenti

$M_{E,top}$: ikinci kat kirişlerinin merkezindeki kolon moment değeri

l_n : kolonun net yüksekliği

h_b : ikinci kattaki kiriş yüksekliğidir.

Kolon tasarım kesme kuvvetinin hesaplanması için yapılan işlemler, sünek çerçevelerin kapasite tasarımında kullanılan işlemlere çok benzer. Bu, herhangi bir durumda kolonda oluşabilecek kesme göçmesinden sakınılması amacıyla, alınan tedbirin büyüklüğünü göstermektedir. Elastik analizle tahmin edilen V_E değerinin çok küçük olmasından dolayı kolonlar için gerekli kesme çok nadiren kritik olur.

9. Adım: Maksimum yanal yerdeğiştirmeden kaynaklanan her kattaki kiriş kesme kuvveti, $V_{E,o}$ 6. adımda elde edilmiştir. Aşırı dayanımda plastik mafsalların belli bir katın üstündeki tüm kirişlerde eşzamanlı oluşma olasılığı bu katın üstündeki kat sayısı ile azalır. R_v , azaltma katsayısı buradaki yaklaşık toleransı sağlar. Dinamik moment büyütme değeri, ω , 1.3 veya daha az değerde ise (2.7) eşitliğindeki değerler, tablo 2.1'deki değerlerle aynı olur.

$$R_v = (1 - n/67) \geq 0.7 \quad (2.7)$$

Tablo 2.1 Eksenel yük azaltma katsayısı, R_v

Seçilen katın üstündeki döşeme sayısı	Dinamik büyütme katsayısı, ω					
	1.3 yada daha az	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9
2	0.97	0.97	0.96	0.96	0.96	0.95
4	0.94	0.94	0.93	0.92	0.91	0.91
6	0.91	0.90	0.89	0.88	0.87	0.86
8	0.88	0.87	0.86	0.84	0.83	0.81
10	0.85	0.84	0.82	0.80	0.79	0.77
12	0.82	0.81	0.78	0.76	0.74	0.72
14	0.79	0.77	0.75	0.72	0.70	0.67
16	0.76	0.74	0.71	0.68	0.66	0.63
18	0.73	0.71	0.68	0.64	0.61	0.58
20 yada daha fazla	0.70	0.68	0.64	0.61	0.57	0.54

ω 'nin değeri aşağıdaki Tablo 2.2 yardımı ile de bulunabilir.

Tablo 2.2 ω , dinamik büyütme katsayısı

Tek doğrultulu çerçeve	$\omega = 0.6 T_1 + 0.85$	$1.3 \leq \omega \leq 1.8$
Çift doğrultulu çerçeve	$\omega = 0.5 T_1 + 1.1$	$1.5 \leq \omega \leq 1.9$

10.Adım: Her iki doğrultudaki deprem etkilerinin her biri için her kolondaki toplam tasarım eksenel kuvveti (2.8a) ve (2.8b) eşitliğinden belirlenebilir.

$$P_{u,max} = P_D + P_{Lr} + P_E \quad (2.8a)$$

$$P_{u,min} = 0.9P_D - P_{Eo} \quad (2.8b)$$

P_D ve P_{Lr} , eksenel kuvvetlerdir (D , ölü yükü, L_r , azaltılmış hareketli yük ile ilgili indistir.). Bu adımdaki işlemler, sünek çerçevelerin kolonları için yapılan süperpozisyon işlemleri ile aynıdır. P_{Eo} , 9. adımda elde edilmiştir. Eksenel yük kombinasyonları (1.7a) ve (1.7b) eşitliklerindeki gibidir.

11.Adım: Her bir döşemenin üst ve altında kolon momentleri aşağıdaki formül ile elde edilir.

$$M_u = R_m(\omega \Phi_o M_E - 0.3 h_b V_u) \quad (2.9)$$

ω : dinamik moment büyütme katsayısı (eğer bina yüksekliğince perde kullanılırsa Şekil 2.18.a'daki değer kullanılır ($\omega \leq 1.2$))

Φ_o , gözönüne alınan zorlanma doğrultusunda ve gözönüne alınan kolonda kiriş aşırı dayanım katsayısı.

h_b , kiriş yüksekliğidir.

Eksenel kuvvetlerin $-0.15 \leq P_u / (f'_c A_g) \leq 0.10$ olduğu aralıkta,

$$0.75 \leq R_m = 1 + 0.5(\omega - 1)\left(10 \frac{P_u}{f'_c A_g} - 1\right) \leq 1 \quad (2.10)$$

uygulanabilir bir tasarım moment azaltım katsayısıdır. Eksenel çekme olduğu zaman, P_u negatiftir.

Dinamik büyütme katsayısının (ω) ana amacı, dinamik tepki esnasında çerçevenin yüksek mod'a katılımından dolayı bir döşemenin altındaki veya üstündeki kolon momentinin artışına izin vermek içindir. Karma sistemlerdeki mod şekilleri (modal shapes) çoğunlukla perdelerin yerdeğiştirmesiyle kontrol edilir. Bu nedenle, yapı yüksekliğince teşkil edilen perdeler, yüksek mod etkilerinden dolayı olan büyük bölgesel momentlere karşı kolonları koruyacaktır. Dinamik analizlerde, tam yükseklikli perdeler olduğu zaman tüm durumlarda üst katlarda gelişecek tüm plastik

mafsalların oluşumuna karşı $\omega = 1.2$ değeri ile kolonların korunmasının sağlandığı görülür. Bu tavsiyelere göre tasarlanan kolonlardaki eğilme momentleri, Şekil 2.14.c’de kıyaslanmıştır.

Karma sistemlerde kolonlar için dinamik moment büyütme katsayısının değeri oldukça küçük olduğu için ($\omega \leq 1.2$), küçük eksenel çekme ve eksenel basınca göre kolon tasarım momentlerinin azaltımı nadiren %20’yi aşacaktır. Hesapları kolaylaştırmak için, tasarımcılar $R_m=1.0$ kullanır. Azaltma katsayısı, R_m , kolon donatı miktarının belirlenmesinde kullanıldığı zaman, 8. adımda bulunan tasarım kesme kuvveti, V_u da orantılı olarak azalır.

Her kolon için kritik tasarım değerleri (M_u 11.adımdan, V_u 8. adımdan) elde edildiğinde, her kritik kesit için gerekli eğilme ve kayma donatısı bulunabilir. Tasarım değerleri, kiriş aşırı dayanım verilerinden elde edildiği için, bu kolonlar için yaklaşık dayanım azaltım katsayısı, $\Phi=1.0$ dir. Kolonların uç bölgelerinin, verilen bağ kirişi donatısının, bindirme boyları, düşey donatıların kenetlenmesinin uygun olduğu kontrol edilmelidir.

Şekil 2.7.b’de gösterildiği gibi kısmi yükseklikli perdeler, perdenin bittiği katın bir alt katına kadar tam yükseklikli perdelerde olduğu gibi kolonlarda mafsal oluşumuna karşı koruma sağlarlar. Karma sistemlerin diğer durumlarındaki gibi, kolonlardaki mafsal oluşumunu bu taşıyıcıların temelinde beklenmek zorunludur.

Kısmi yükseklikli perdelerin üstündeki katların kolonları, mafsallaşmaya karşı daha az korunmaktadır. Bu nedenle, perdelerin olmadığı katlarda, kolon, kiriş ve kolon-kiriş birleşiminde istenen davranışın devam etmesi için, daha büyük kolon eğilme dayanımı istenir. Ancak, perdesiz çerçevelerle mukayesede, perdenin bittiği katın üstündeki katların kolonları için bir miktar koruma mevcuttur. Bu yüzden, kısmi perdeli karma sistemlerin kolonları için dinamik büyütme katsayısının (ω_p) maksimum değeri için salt çerçevelere göre olan değerler arasında lineer bir değişim tavsiye edilmektedir.

$$\omega_p = \omega - (h_w/H)(\omega - 1.2) \quad (2.11)$$

h_w , perde yüksekliği, H , yapı yüksekliğidir.

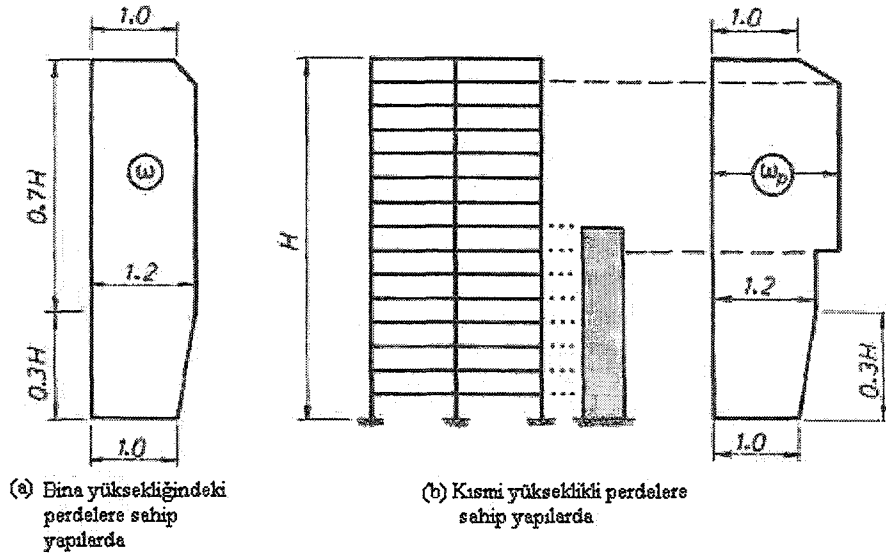
(2.11) eşitliği, perdenin üst ucunun altındaki kattan çatı seviyesinin altındaki kata kadar olan kolonlara uygulanır. Kısmi perdeli karma yapılar için dinamik moment büyütme faktörü, Şekil 2.18.b’de gösterilmiştir.

12.Adım: Perdelerde, Düşey Yükler ve Depremden Dolayı Oluşan Eksenel Kuvvetlerin Belirlenmesi

Şekil 2.2’deki örnek yapıda, yapıdaki yanal kuvvetler ile konsol perdelerle eksenel kuvvetler oluşmadığı, kabul edilmiştir. Bu durumda perdelerdeki düşey yükler dolayısıyla tasarım eksenel kuvvetleri, tipik olarak, $P_u = P_D + 1.3P_{Lr}$ (TS500’e göre $P_u = 1.4P_D + 1.6P_{Lr}$) veya $P_u = 0.9P_D$ olur. Eğer perdeler kolonlarla Şekil 2.7.a’da gösterildiği gibi rijit kirişlerle bağlanmışsa, yanal kuvvetten oluşacak perde eksenel kuvvetleri taşıyıcının elastik analizinden elde edilir (1. adım). Benzer olarak, konsol perdeler yerine, yanal kuvvet dayanımının boşluklu perdelerle karşılandığı durumlarda da geçerlidir.

13.Adım: Perde Temelinde Maksimum Eğilme Momentinin Belirlenmesi ve Eksenel Kuvvetin Gözönüne Alındığı En Elverişsiz Durumda Gerekli Eğilme Donatısının Hesabı

Göz önüne alınacak tasarım kesit tesirleri 12. adıma göre $M_u = M_E$ ve P_u ’dur. Temel birleşiminde her perde kesiti içinde donatı çubuklarının düzeni, kesitin tahmin edilen eğilme aşırı dayanımını sağlamak zorundadır.

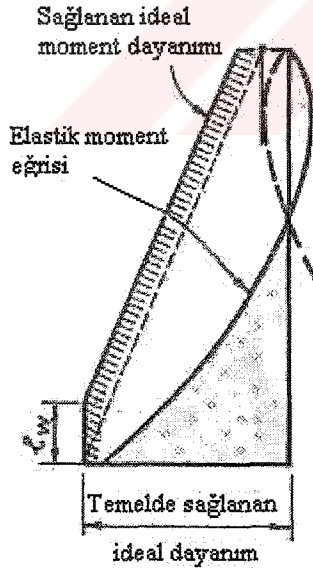


Şekil 2.18 Karma sistemlerin kolonlarına ait dinamik büyütme katsayısı

14.Adım: Perdelerin üst seviyelerinde düşey donatılar kısa kesildiğinde, Şekil 2.19'daki moment zarfıyla verilenden daha az olmayan eğilme dayanımının sağlanması:

Gösterilen zarf, konsol perdeler için düzenlenen zarfa benzer olmakla beraber aynı değildir. Bu, ilgili perdenin üst uç momenti nedeniyle üst katlarda biraz daha büyük eğilme dayanımı ile, 1. adımda elastik analizle tahmin edilen maksimum momente kadar olan farkı belirtir (Şekil 2.3.a). Bu zarf, yanal kuvvetlerle yapılan analizle bulunan perdenin temel kesitindeki momentten daha çok bu kesitte perdenin ideal eğilme dayanımıyla ilgilidir. Bundan dolayı perdedeki düşey donatı, zarfla belirtilen seviyenin ötesinde en az tam kenet boyu kadar uzatılmalıdır. Plastik mafsallık bölgesinde mümkün olduğunca donatı bindirmesi yapılmamalıdır.

Şekil 2.14.a'da, El Centro 1940 deprem kayıtlarına göre analizi ile hesaplanan perde momentleri ile, Şekil 2.19'dan türetilen moment zarfları kıyaslandığında perde momentleri, moment zarfına yaklaşabilmesine rağmen, eğilme süneklik talebi üst katlarda ihmal edilebilir mertebede bulunmuş olup bu seviyelerde bir plastik mafsallık oluşumunun mümkün olmadığı düşünülebilir.



Şekil 2.19 Karma sistemlerin perdeleri için tasarım moment zarfları

Birinci adımdaki analizde, perde temelinin şekil değiştirebildiği gözönüne alınırsa, perde momentlerinin eğrisi, Şekil 2.9.a'da görüldüğü gibi, rijit ve mafsallı temel durum için bulunan limitler arasında bulunur. Eğer ikinci katta elastik analizle

tahmin edilen moment bulunursa, tasarımcı, oluşacak plastik mafsalsın yerini birinci kat yerine ikinci katta seçebilir. Şekil 2.19'a uygun prensiplerin kullanılmasıyla, ikinci katın üstünde bir plastik mafsals oluşumunu engellemeyi sağlayan bir moment zarfı kolayca kurulabilir. Şekil 2.14'de belirtildiği gibi, karma sistemlerin üst katlarındaki perde momentleri temelin durumuna hassas değildirler.

15.Adım: Her Perde İçin Aşırı Eğilme Dayanım Katsayısı $\Phi_{o,w}$, Belirlenmesi.

Konsol perdeler için $\Phi_{o,w}$ değeri $M_{o,w} / M_E$ oranına eşittir. $M_{o,w}$, perdenin yük kombinasyonuna göre eğilme aşırı dayanım momenti ve M_E , sadece deprem kuvvetlerine göre elde edilen perde eğilme momentidir. Bu değerler perdenin plastik mafsals oluşması tasarlanan noktadan alınır. Bu katsayı, perdenin tasarımında aşırı veya eksik dayanımının anlaşılmasına yardımcı bir kriterdir. Perde için yukarıdaki oran ile bulunan değer teorik olarak bulunan değerden (λ_o/Φ) büyük olursa perdenin gerekenden fazla kapasiteye sahip olduğu anlaşılır. Yapının ömrü içinde depremler ile azalacağı düşünülen süneklik kapasitenin güvenli değerde kalması istendiği için perdelerde fazla kapasite tasarımda gözetilir. Tam anlamıyla, perdeler için, aşırı eğilme dayanımının (M_{Eo}), düşünülebilecek iki limit değeri vardır. Bunlar 10. adımda bulunan iki farklı eksenel kuvvet durumunda oluşan momentlerdir.

16.Adım: η_v , Perde Kesme Oranının Hesaplanması

Temelde, tüm perdelerin toplam yanal kesme dayanımına uygun katılımı için, kesme oranı tariflenir. (2.2 eşitliği)

Bölüm 2.2.1'de değinildiği gibi, bu oran yapının temeline uygulanır (Şekil 2.3.b).

17.Adım: Her Perde İçin Temel Birleşiminde Tasarım Kesme Kuvveti V_u Hesabı

Her perde için temel birleşiminde tasarım kesme kuvveti (2.12) ve (2.13) eşitlikleriyle elde edilir.

$$V_u = V_{perde,temel} = \omega_v^* \Phi_{o,w} V_{du var,E} \quad (2.12)$$

$$\omega_v^* = 1 + (\omega_v - 1)\eta_v \quad (2.13)$$

ω_v , dinamik kesme büyütme katsayısı olup; konsol perdelerle ilgili olarak perde temelinin üzerindeki kat sayısı n olmak üzere;

$$\omega_v = 0.9 + n/10 \quad n \leq 6 \quad (2.14a)$$

$$\omega_v = 1.3 + n/30 \leq 1.8 \quad n > 6 \quad (2.14b)$$

dir.

Karma sistemlerde perdelerin kesme tasarımı için geliştirilen yaklaşım, iki kademelidir. İlk kademede, tasarım kesme kuvveti, 1. adımdaki başlangıç değerinden, perde temel birleşimindeki aşırı eğilme dayanımındaki bir plastik mafsallık gelişmesine uygun bir değere arttırılır. Buna, aşırı eğilme dayanım katsayısı, $\Phi_{o,w}$, (15. adımda bulunan) ile ulaşılır. Sonraki kademede, tolerans, yapının dinamik inelastik tepkisi esnasında temel birleşiminde kesme kuvvetinin büyütülmesi için yapılır. Bir plastik mafsallık, bir perde temel birleşiminde gelişirken, titreşimin daha yüksek modlarının katkısıyla, yapı yüksekliği boyunca atalet kuvvetlerinin merkezi, yatay kuvvetler ile yapılan alışılmış analizle tahmin edilenden daha az olabilir. Titreşim esas periyodu T nin yaklaşık bir ölçüsü olarak kullanılan kat sayısı ne kadar büyükse, yüksek modların katılımı o kadar önemli olur. (2.14) eşitliğinde verilen konsol perdeler için dinamik kesme büyütme katsayısı, ω_v , bu durum için toleransı sağlar.

Verilen bir deprem kaydı için, karma sistem perdelerinde dinamik analizde ortaya çıkan taban kesme kuvvetleri, tüm yapı için perdelerin katkısı ile artmıştır. Perdelerin katkısı, 16.adımda bulunan kesme oranı, η_v , ile ölçülür. Kesme oranının, maksimum perde kesme kuvvetinin büyüklüğü üzerinde etkisi (2.13) eşitliği ile verilmiştir. $\eta_v \leq 1$ olduğu zaman, $1 \leq \omega_v^* \leq \omega_v$ olduğu görülmektedir.

Kesme dayanımı için tasarım değeri çoğu kez kritik olarak bulunacaktır. Tabandaki, perde kalınlığını, (2.15) ve (2.16) eşitliklerinde verilen maksimum kesme gerilme sınırlamasıyla bağlı olan (2.12) eşitliğindeki hesapta arttırmak gerekebilir.

v_i , nominal kesme gerilmesi olmak üzere

$$v_i \leq 0.16 f_c' \leq 6 \text{ MPa} \quad (2.15)$$

$$v_{i \max} \leq \left(\frac{0.22 \Phi_{o,w}}{\mu_\Delta} + 0.33 \right) f_c' < 0.16 f_c \leq 6 \text{ MPa} \quad (2.16)$$

Tipik olarak, 12 katlı karma sistem bir yapıda 400 grade (58ksi) düşey perde donatısı kullanıldığında, perde duvarın toplam kesme dayanımının %60'ını aldığı yerde, $\Phi_{o,w} \approx 1.6$, $\Phi=1.0$, $\omega_v=1.7$, $\eta_v=0.6$ ve $\omega_v^* = 1.42$ değerleriyle, ideal kesme dayanımının

$V_{\text{perde}}=1.42 \cdot 1.6 \cdot V_E=2.27V_E$ olması gerekecektir. Böylece (2.12) eşitliği, kesmede çok büyük bir dayanım anlamına gelir. Ancak, karma sistemlerin dinamik analizlerinde sürekli olarak, (2.12) eşitliği ile gereken kesme kuvvetlerine yakın ya da bunları aşan kesme kuvvetleri bulunmuştur.

18.Adım: Her katta her bir perdenin, Şekil 2.20'deki tasarım kesme zarfıyla gösterilen değerden daha küçük olmayacak şekilde kesme dayanımının sağlanması.

Şekil 2.3.b'de gösterildiği gibi, eşdeğer statik yüke göre yapılan analizle tahmin edilen kesme değeri, perdelerin üst yarısında çok küçük olabilir. Beklenildiği gibi, şiddetli bir deprem hareketinde binanın tepkisi sonucu üst katlarda çok daha büyük kesme kuvvetleri oluşabilir. (2.12) eşitliğine göre Şekil 2.3.b'de gösterildiği gibi, eşdeğer yatay kuvvetler için çizilen kesme kuvvet diyagramının lineer ölçekli artışı, üst katlarda kesme talebinin hatalı bir tahminini verecektir. Şekil 2.20'de gösterilen kesme tasarım zarfı, karma sistemlerin dinamik analizinden hareketle geliştirilmiştir. Zarfın, 17.adımda elde edilen perde için tabana gerekli kesme dayanımını verdiği görülmektedir. Şartnamelerle tanımlanan eşdeğer yatay kuvvetlerin, deprem esnasında perdelerdeki kesme isteği için zayıf tahminler verdiğine dikkat edilmelidir.

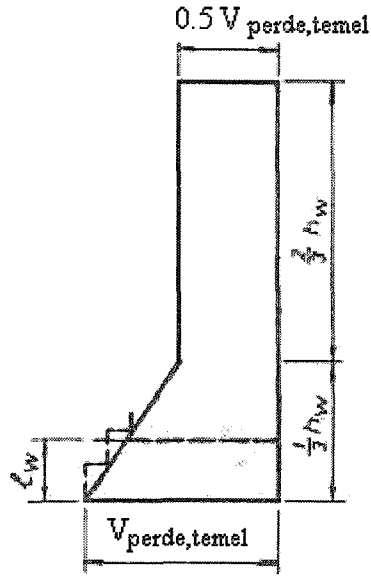
Önceki karma sistem örneğinde El Centro 1940 NS deprem kayıtlarındaki tepki esnasında karşılaşılan perde kesme kuvvetleri, tavsiye edilen tasarım kesme zarfıyla, Şekil 2.14.b'de karşılaştırılmıştır. Tasarım kesme zarfının yardımıyla, herhangi bir kattaki gerekli yatay (kesme) perde donatısı kolaylıkla bulunabilir. Burada, potansiyel plastik mafsalda ve bir perdenin elastik bölgelerinde beton kesme dayanımının katkısını tahmin etmekte kullanılan farklı yaklaşımlara dikkat etmek gereklidir (2.17a ve 2.17b eşitlikleri).

$$v_c = 0.27\sqrt{f'_c} + P_u / 4A_g \quad (\text{MPa}) \quad (2.17a)$$

$$v_c = 0.6\sqrt{P_u / A_g} \quad (\text{MPa}) \quad (2.17b)$$

19.Adım: Perdelerdeki plastik mafsallarda basınç bölgesindeki betonun sarılması ve düşey donatıların burkulmasını önlemek amacıyla yeterli enine donatı yerleştirilmesi:

Süneklik için bu detaylandırma şartları, birleştirilmiş ve konsol perdeler için aynıdır.



Şekil 2.20 Karma sistemlerin perdeleri için tasarım kesme kuvveti zarfı

2.5 Modelleme ve Tasarımda Gereken Mühendislik İrdelemeleri

Önceki bölümde açıklanan kapasite tasarımı adımları ve karma sistemlerin davranışı, ancak basit ve düzenli yapısal sistemlerle sınırlıdır. Çerçeve ve perdelerin birleştirilmesi ile oluşturulan sistemlerde çıkabilecek problemlerin uygun çözümlenebilmesi için çeşitli yöntemler arasında bir irdeleme yapılması gerekir. Bu durum gerekli hallerde 19. adımda göz önüne alınabilir.

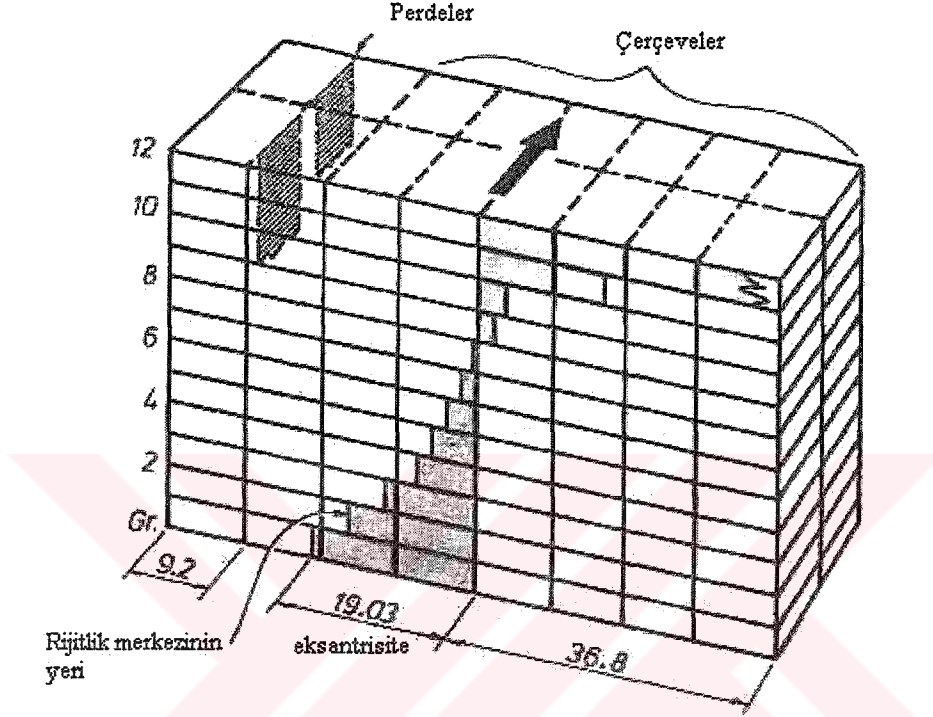
2.5.1 Yatay Rijitliklerdeki Büyük Düzensizlikler

Yapının yatay rijitlik elemanlarının plan içindeki dağılımı düzen ve simetriden ne kadar uzaklaşırsa, tasarımda deprem tepkisi tahmininde o kadar az güvenilirlik olacağı, genel olarak kabul edilir. Bölüm 1.2.3’de düzensizlik örnekleri verilmiştir.

2.5.2 Burulma Etkisi

Şartnameler, burulma etkisinin dikkate alınması için kurallar içermektedir. Burulmanın şiddeti, genellikle sistemde rijitlik merkezi ile kütle merkezi arasındaki mesafeyle ölçülür. Yatay rijitlik elemanları uygun simetrik düzenlenmiş yapılarda, bu mesafe (yatay eksantrisite) kattan kata büyük değişimler göstermez. Bina yüksekliği boyunca eksantrisitenin kaçınılmaz değişimlerinden oluşan hatalar ve burulma dinamik durumu sırasındaki etkiler, hesaplanan eksantrisitenin (Bölüm 2.3.3(g)) şartnamelerle belirlenmiş büyütülmelerinin karşılanmasında, düşünülür.

Özellikle rijitlik merkezinden uzağa yerleştirilen elemanlara gelen ek yanal kuvvetler, burulma etkisinin karşılanması içindir. Deprem etkisinin iki ana doğrultusunda minimum ve maksimum eksantrisitelerin , gözönüne alınması gerektiği için, yapısal sistem, tasarlandığı üzere, burulma etkilerine dikkat edilmeyen belirli bir sistemle kıyasla artırılmış ötelenme dayanıma sahip olacaktır.



Şekil 2.21 Oniki katlı asimetrik bir karma sistemin hesaplanan burulma eksantrisitelerinin değişimi

Karma sistemlerdeki perdelerin miktarı yanal kuvvet dayanımını bina yüksekliği boyunca belirgin bir biçimde değiştirmektedir. Örnekleri, Şekil 2.3’de gösterilmiştir. Simetrik olmayan sistemlerde, rijitlik merkezi kattan kata büyük değerlerde değişebilir. Yükseklikle eksantrisite değişiminin gösterilmesi amacı için Şekil 2.2’deki örnek yapı biraz değiştirilerek düşünölsün. Şekil 2.2.a’da gösterilen simetrik yerleştirilmiş iki perde yerine, 6m uzunluklu iki perde düşeyde binanın sol ucundan 9.2m içeride kısa kenara paralel doğrultuda yerleştirilsin ve sağ uçtaki perde de bir çerçeve ile değiştirilsin. Bu iki perde, birinci kattaki toplam kesme kuvvetinin %75ini taşıyacak ve rijitlik merkezi, binanın merkezinden 19.03m uzaklaşacaktır. 8. katta bu iki perde oldukça etkisiz hale gelir ve kat kesmesinin yalnızca yaklaşık %12sini alır (yaklaşık bir çerçevenin aldığı kadar). Bu seviyede eksantrisite ihmal edilebilir. Daha yüksek seviyelerde, çerçeveler ve perdeler, yanal yük dayanımında

birbirine zıt çalışırlar. Bundan dolayı, zıt yönlerde burulmaya neden olur. Şekil 2.21'da gösterildiği gibi, hesaplanan eksantrisiteler bu örnek binada alt ve üst katların iki uç limiti arasında epeyce değişir. Özel kolonlar ve perdelerdeki burulma etkisi, yapının uzun kenarı boyunca çerçeveleri içeren, sistemin toplam burulma dayanımına bağlı olacaktır. Bu olaydan doğan tepkinin karmaşıklığından dolayı, çoğu yapı için üç boyutlu elastik analiz yapılması önerilir.

2.5.3 Döşemenin Levha Etkisi

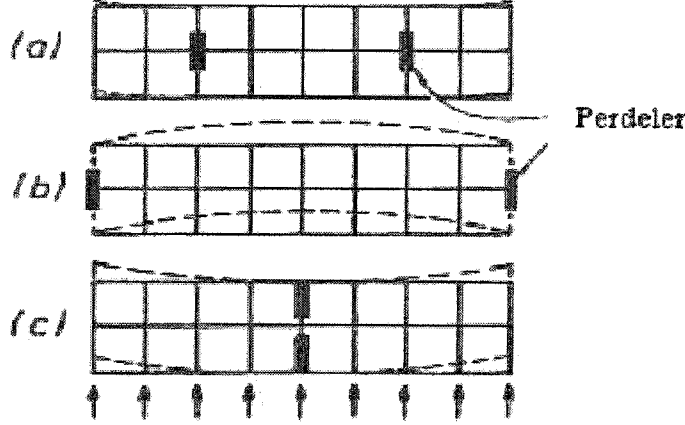
Yatay yükler etkisinde döşemelerin düzlemi içinde rijit olduğu kabul edilir. Çoğu bina için, levha hareketleriyle oluşacak kat yerdeğiştirmeleri ihmal edilebilir. Ancak, uzun ve ince binalarda atalet kuvvetlerinin büyük bir kısmını perdeler taşıyorlarsa, dayanımın çerçeve ve perdeler dağılımında döşemenin levha etkilerinin incelenmesi gerekebilir. Şekil 2.22, bir yapıda aynı perdelerin üç farklı durumundaki planları, gösterilmiştir. Bu bina Şekil 2.2.a'daki binanın benzeridir. Üç durumda da iki perdenin toplam yanal kuvvet dayanımına katkısının eşit olduğu varsayılır. Her durumdaki levha hareketi yaklaşık ölçeklikle kesikli çizgilerle gösterilmiştir. Şekil 2.22.a'da levha şekildeğiştirmesi, diğer iki durumdakine göre ihmal edilebilecek kadar küçüktür. Bu şekildeğiştirmelerin büyük olup olmadığına karar verirken, aşağıdaki durumlar düşünülmelidir:

1. Eşdeğer elastik kuvvetler gözönüne alındığında döşeme sonsuz rijit alınırsa bazı çerçevelere gelen yatay kuvvetler (Şekil 2.22.b ve Şekil 2.22.c), kesinlikle gerçekten daha az bulunacaktır. Basit yaklaşımlara dayanan yayılı yatay kuvvetler etkisinde döşemelerin düzlem içi şekildeğiştirmeleri, standart elastik analizle tahmin edilen katlar arası ötelemeyle karşılaştırılmalıdır. Levha hareketinin göreceli önemini ancak böyle bir kıyas belirleyebilecektir. Maksimum yanal levha şekildeğiştirmesi, ilgili kattaki ortalama kat ötelemesinin iki katından fazla olduğu zaman, döşeme düzlemi içinde şekildeğiştirebilir olarak düşünülmelidir.

2. Güçlü depremlere maruz kalan sünek yapılarda, elastik olmayan büyük kat ötelemeleri beklenir. Elastik olmayan şekildeğiştirmeler ne kadar büyükse, levha şekildeğiştirmelerinden oluşacak çerçeve ve perdeler arasındaki farklı elastik yerdeğiştirmeler de o kadar önemsiz olacaktır.

3. Şekil 2.3.b'de gösterildiği gibi, karma sistemlerde perdelerin yanal rijitliğe katkısı temelden itibaren yukarı doğru azalır. Bu nedenle, elastik analiz sonuçlarına göre, üst

katlardaki yanal kuvvetler perdeler ve çerçeveler arasında daha eşit şekilde dağıtılır. Eğilme ve kaymada levha kesit tesirleri süratle küçülür ve üst katlarda döşeme şekil değiştirmeleri azalır. Ancak, Şekil 2.14.b’de gösterilen, elastik analiz tahminlerinden farklı olarak dinamik analizle, levha hareketinin iyi bir ölçüsü olan büyük perde kesme kuvvetleri üst katlarda oluşturulabilir.



Şekil 2.22 Diyaframların eğilebilirlik biçimleri

Bu gözlemler, levhalar gibi hareket eden döşeme sistemlerinin rolüne dikkat edilmesi gerektiğini göstermektedir. Özellikle, yeterli yatay donatı, diyafram kenarlarında, Şekil 2.22’de işaret edildiği gibi bu bölgelerin büyük rijitlikli kirişler gibi davranabilmesini sağlar.

2.5.4 Perdelerde Kesme Talebinin Tahmini

Şekil 2.2de gösterilen perde uzunlukları 3m’den 7m’ye kadar olan yapıların dinamik tepkisinin incelendiği durumlardan Bölüm 2.4’de açıklanan kapasite tasarım adımları aşağıda özellikleri verilen yapılar için de rehberlik edebilir:

1. El Centro depremi esnasındaki elastik olmayan şekildeğiştirmeler, çoğu bina şartnamesinde düşünülen limitler içinde kalmıştır. Tipik olarak kat ötelemeleri, kat yüksekliğinin %1ini aşmamıştır.
2. Birinci katın üzerindeki kolonlarda plastik mafsallar şiddeti deprem kayıtları kullanıldığında bile oluşmamıştır.
3. Elde edilen kolon tasarım kayma kuvvetleri, kayma donatısı kullanmadan kesme göçmesine karşı yeterli korumayı sağlamıştır.

4. Örnek karma sistemin kolonlarının ve perdelerinin temellerinde, $\mu_{\Delta}= 4$ yerdeğiştirme süneklik kapasitesine göre tasarlanan, eğrisel süneklik istekleri, uygun olarak tasarlanan laboratuvar numunelerinde kolayca erişilen limitler içinde kalmıştır.

5. Perdelerin üst katlarında tahmin edilen kesme talebi, Şekil 2.20’de gösterilen zarf ile yeterli şekilde karşılanmıştır. Taşıyıcı sistemin temel üstündeki maksimum dinamik kesme kuvveti hesap kesme kuvvetini aşmıştır.

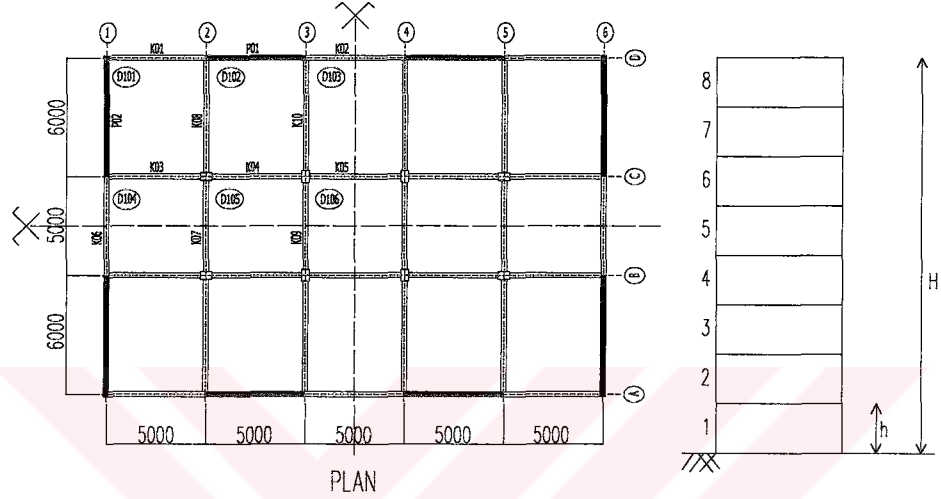
2.5.5 Perdelerin Deprem Dayanımına Katkısındaki Çeşitler

Karma sistemlerin dinamik davranışı üzerine yapılan çalışmalar, beklendiği gibi, perdelerin mevcudiyetinin kolonlardaki dinamik moment talebini büyük miktarlarda azalttığını, göstermiştir. Bu, sistemin şeklinin bozulmasını kontrol eden perdelerin varlığından dolayı çerçevelerin, titreşimin daha yüksek modlarına, nispeten duyarsız olmalarını belirtir. Bu, Şekil 2.18’de gösterildiği gibi, temelin üstündeki katlarda daha küçük bir dinamik kolon moment büyütme katsayısının 1.2 olarak alınmasıyla, sonuçlanmıştır.

Perdelerin yanal kuvvet dayanımına katkısı 16. adımda tanımlanan perde kesme oranıyla (η_v) ifade edilmiştir. Kullanılan minimum η_v değeri, iki 3m uzunluklu perdeli örnek için, 0.44’dür. η_v değerinin azaltılması olarak belirtilen yanal kuvvet dayanımının büyük kısmının çerçevelere verilmesi, tasarım parametrelerinin kapasite tasarımlı çerçeveli yapılardaki değerlere yaklaşması zorunlu kılar. Bu değer yeterince küçük olması ile, mesela $\eta_v \leq 0.1$ gibi, tasarımcı perdelerin katkısını ihmal etmeyi kararlaştırabilir. O zaman perdeler, çerçevelerin tepkisiyle oluşan yerdeğiştirmeleri takip etmesi gereken ikincil elemanlar olarak davranabilirler.

3. ÖRNEK BİR KARMA YAPININ KAPASİTE TASARIMI

3.1 Yapı ve Malzeme Özellikleri



Şekil 3.1 Örnek yapının kat planı ve düşey krokisi

Malzeme Bilgileri:

Beton BS20, çelik ; ana donatılar BÇ IIIa, enine donatılar BÇI kullanılmıştır.

Deprem bölgesi 1

Zemin cinsi Z1

$$\sigma_{zem} = 1.5 \text{ kg/ cm}^2$$

Hesabı yapılacak yapı 8 katlı olup toplam yüksekliği 24 m. ve kat yükseklikleri 3m.dir. Taşıyıcı sistem perde ve çerçeve sistemlerden oluşmaktadır. 1 ve 6 akslarında 6 m. uzunluklu iki perde ve bunların arasında bağ kirişleri mevcuttur. 2-3-4-5 aksları çerçeveden teşkilidir. A ve D akslarında 5m. uzunluklu iki perde ve kirişlerden; B ve C aksları çerçeveden teşkilidir. Sisteme kısa doğrultusunda deprem etkidiği kabul edilerek deprem hesabı yapılmıştır. Sistemin analizi SAP2000 programı ile yapılmıştır. [15]

3.1.1.Döşeme Hesabı:

Tablo 3.1 Döşeme uzunlukları ve uzun kenarın kısa kenara oranı olan m katsayısı :

	l_x	l_y	m
D101	4,5	5,5	1,22
D102	4,5	5,5	1,22
D103	4,5	5,5	1,22
D104	4,5	4,5	1,00
D105	4,5	4,5	1,00
D106	4,5	4,5	1,00

$m=l_{uzun}/l_{kısa}$ oranı 2'den küçük olduğu için tüm döşemeler çift doğrultuda çalışan döşeme alınacaktır.

Tablo3.2 α_p , sürekli kenarlar uzunluğu/ toplam kenarlar uzunluğu değerleri:

	α_p
D101 için	0,50
D102 için	0,78
D103 için	0,78
D104 için	0,75
D105 için	1,00
D106 için	1,00

Döşeme kalınlıklarının hesabı:

$$h_f = l_{yn} (800 + 0.7 f_{yd}) / (36000 + 5000 m (1 + \alpha_p)) \quad (3.1)$$

formülüne göre, l_{yn} uzun kenar olmak üzere h_f nin en büyük değeri 13cm. bulunmuştur.

Döşeme Yükleri:

Plak kendi ağırlığı	3,25	kN/m ²
Kaplama+ Sıva	1,50	kN/m ²
Sabit Yük, g	4,75	kN/m ²
Hareketli Yük, q	2,00	kN/m ²

$$p = 1.4 g + 1.6 q = 9,85 \text{ kN/m}^2$$

$$M = \alpha p l_{kısa}^2 \quad (3.2)$$

formülüne göre, açıklık ve mesnet momentleri,

Tablo 3.3 X ve Y doğrultularında döşemelerin kenar (M1 M2) ve açıklık (Ma) momentleri

X yönü	l_{kisa}	m	α_1	α_2	α_a	ρ	M1	M2	Ma
D101 için	4,5	1,22	0,031	0,062	0,047	9,85	6,18	12,37	9,37
D102 için	4,5	1,22	0,071	0,071	0,054	9,85	14,16	14,16	10,77
D103 için	4,5	1,22	0,071	0,071	0,054	9,85	14,16	14,16	10,77
D104 için	4,5	1,00	0,029	0,058	0,044	9,85	5,78	11,57	8,78
D105 için	4,5	1,00	0,033	0,033	0,050	9,85	6,58	6,58	9,97
D106 için	4,5	1,00	0,033	0,033	0,050	9,85	6,58	6,58	9,97
Y yönü	l_{kisa}	m	α_1	α_2	α_a	ρ	M1	M2	Ma
D101 için	4,5	1,22	0,031	0,062	0,047	9,85	6,18	12,37	9,37
D102 için	4,5	1,22	0,036	0,071	0,054	9,85	7,18	14,16	10,77
D103 için	4,5	1,22	0,036	0,071	0,054	9,85	7,18	14,16	10,77
D104 için	4,5	1,00	0,058	0,058	0,044	9,85	11,57	11,57	8,78
D105 için	4,5	1,00	0,033	0,033	0,050	9,85	6,58	6,58	9,97
D106 için	4,5	1,00	0,033	0,033	0,050	9,85	6,58	6,58	9,97

Bulunan momentlere göre döşeme donatıları aşağıdaki gibi seçilmiştir.

Tablo 3.4 X doğrultusunda döşeme donatıları

D101 için							
Kesit	Md	K	ks	As	Seçilen	Mevcut	Ek
1	6,18	195,7	2,86	161	Φ8/180	Φ8/180	
2	12,37	97,8	2,93	329	Φ8/180	Φ8/180	Φ8/400
A	9,37	129,1	2,89	246	Φ8/180	Φ8/180	
D102 için							
Kesit	Md	K	ks	As	Seçilen	Mevcut	Ek
1	14,16	85,4	2,96	381	Φ8/180	Φ8/180	Φ8/400
2	14,16	85,4	2,96	381	Φ8/180	Φ8/180	Φ8/400
A	10,77	112,3	2,91	285	Φ8/180	Φ8/180	
D103 için							
Kesit	Md	K	ks	As	Seçilen	Mevcut	Ek
1	14,16	85,4	2,96	381	Φ8/180	Φ8/180	Φ8/400
2	14,16	85,4	2,96	381	Φ8/180	Φ8/180	Φ8/400
A	10,77	112,3	2,91	285	Φ8/180	Φ8/180	
D104 için							
Kesit	Md	K	ks	As	Seçilen	Mevcut	Ek
1	5,78	209,2	2,85	150	Φ8/200	Φ8/200	
2	11,57	104,6	2,92	307	Φ8/200	Φ8/200	Φ8/400
A	8,78	137,9	2,88	230	Φ8/200	Φ8/200	
D105 için							
Kesit	Md	K	ks	As	Seçilen	Mevcut	Ek
1	6,58	183,8	2,86	171	Φ8/200	Φ8/200	
2	6,58	183,8	2,86	171	Φ8/200	Φ8/200	
A	9,97	121,3	2,90	263	Φ8/200	Φ8/200	
D106 için							
Kesit	Md	K	ks	As	Seçilen	Mevcut	Ek
1	6,58	183,8	2,86	171	Φ8/200	Φ8/200	
2	6,58	183,8	2,86	171	Φ8/200	Φ8/200	
A	9,97	121,3	2,90	263	Φ8/200	Φ8/200	

Tablo 3.5 Y doğrultusunda döşeme donatıları

D101 için							
Kesit	Md	K	ks	As	Seçilen	Mevcut	Ek
1	6,18	195,7	2,86	161	Φ8/200	Φ8/200	
2	12,37	97,8	2,93	329	Φ8/200	Φ8/200	Φ8/400
A	9,37	129,1	2,89	246	Φ8/200	Φ8/200	
D102 için							
Kesit	Md	K	ks	As	Seçilen	Mevcut	Ek
1	7,18	168,5	2,86	187	Φ8/180	Φ8/180	
2	14,16	85,4	2,96	381	Φ8/180	Φ8/180	Φ8/400
A	10,77	112,3	2,91	285	Φ8/180	Φ8/180	
D103 için							
Kesit	Md	K	ks	As	Seçilen	Mevcut	Ek
1	7,18	168,5	2,86	187	Φ8/180	Φ8/180	
2	14,16	85,4	2,96	381	Φ8/180	Φ8/180	Φ8/400
A	10,77	112,3	2,91	285	Φ8/180	Φ8/180	
D104 için							
Kesit	Md	K	ks	As	Seçilen	Mevcut	Ek
1	11,57	104,6	2,92	307	Φ8/200	Φ8/200	Φ8/400
2	11,57	104,6	2,92	307	Φ8/200	Φ8/200	Φ8/400
A	8,78	137,9	2,88	230	Φ8/200	Φ8/200	
D105 için							
Kesit	Md	K	ks	As	Seçilen	Mevcut	Ek
1	6,58	183,8	2,86	171	Φ8/180	Φ8/180	
2	6,58	183,8	2,86	171	Φ8/180	Φ8/180	
A	9,97	121,3	2,90	263	Φ8/180	Φ8/180	
D106 için							
Kesit	Md	K	ks	As	Seçilen	Mevcut	Ek
1	6,58	183,8	2,86	171	Φ8/180	Φ8/180	
2	6,58	183,8	2,86	171	Φ8/180	Φ8/180	
A	9,97	121,3	2,90	263	Φ8/180	Φ8/180	

3.1.2.Çerçeve Elemanlarının Ön Boyutlandırılması:

Kirişler 25cm x 60cm seçilmiştir.

Çatı katı dışındaki tüm katların kirişleri üzerinde bir üst kat kirişine kadar bölme duvarı yapıldığı kabul edilmiştir.

$$f_{ck} = 20 \text{ MPa} \quad G = 4,5 \text{ kN/m}^2 \quad g_{çduvar} = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3 \quad Q = 2 \text{ kN/m}^2 \quad g_{dışduvar} = 4,2 \text{ kN/m}^2$$

olmak üzere,

Tablo 3.6 Kolon ön boyutlandırması:

Kat No	Kolo n No	Döşeme Yüklü		Kiriş Yüklü	Duvar Yüklü	Kolon Zati	Üst Kattan Gelen Yüklü		Toplam Yüklü			Nd'/(0,5f _{ct})	A _c	Seçilen Boyut
		Ng	Nq		Ng		Ng	Nq	Ng	Nq	Nd'			
8	S801	124	55	36.6		10			170.3	55	326	326		30x25
	S802	124	55	36.6		10			170.3	55	326	326		25x30
7	S701	124	55	36.6	57	10	170	55	397.6	110	733	733		30x25
	S702	124	55	36.6	57	10	170	55	397.6	110	733	733		25x30
6	S601	124	55	36.6	57	10	398	110	624.9	165	1139	1139		40x30
	S602	124	55	36.6	57	10	398	110	624.9	165	1139	1139		30x40
5	S501	124	55	36.6	57	10	625	165	852.3	220	1545	1545		55x30
	S502	124	55	36.6	57	10	625	165	852.3	220	1545	1545		30x55
4	S401	124	55	36.6	57	10	852	220	1080	275	1951	1951		65x30
	S402	124	55	36.6	57	10	852	220	1080	275	1951	1951		30x65
3	S301	124	55	36.6	57	10	1080	275	1307	330	2358	2358		80x30
	S302	124	55	36.6	57	10	1080	275	1307	330	2358	2358		30x80
2	S201	124	55	36.6	57	10	1307	330	1534	385	2764	2764		80x35
	S202	124	55	36.6	57	10	1307	330	1534	385	2764	2764		35x80
1	S101	124	55	36.6	57	10	1534	385	1762	440	3170	3170		95x35
	S102	124	55	36.6	57	10	1534	385	1762	440	3170	3170		35x95

Döşemede:

g= 4.5 kN/m²q= 2 kN/m²

Tuğla duvarlarda:

g_{çduvar}= 2.5 kN/m²g_{dışduvar}= 4.2 kN/m²

Perdelerin ön boyutlandırması :



ABYYHY'e göre perde kalınlığı, kritik perde yüksekliği boyunca enaz kat yüksekliğinin 1/12 si veya 200 mm., bu bölgenin dışında kat yüksekliğinin enaz 1/15 i veya 200 mm. olmalıdır. Buna göre h = 3 m olmak üzere bw = 3000/12 = 250 mm. seçilir.

3.1.3. Deprem hesabı

Kat Ağırlıkları (W), Kat Kütleleri (m), Katlara gelen depreme kuvvetleri (F) olmak üzere, katlara gelen deprem kuvvetleri Tablo 3.7’de verilmiştir.

Tablo 3.7 Katlara gelen deprem kuvvetleri

Kat	W_i (kN)	m_i (kNs ² /m)	h_i (m)	$W_i h_i$ (kNm)	F_{iy} (kN)
8	2271	232	24	54513	478
7	3654	373	21	76742	673
6	3676	375	18	66168	580
5	3698	377	15	55464	487
4	3712	378	12	44544	391
3	3734	381	9	33602	295
2	3753	383	6	22517	198
1	3778	385	3	11334	99
Σ	28276			364883	3201

$T_1 = 0,487$ dir. Bu değer SAP2000 ile yapılan çözümde “modal analiz”in ikinci modunun periyot değeridir. İkinci mod, deprem yönü olarak kabul edilen Y yönünün ilk modudur.

$$A_o = 0,4$$

$$I = 1$$

$$S(T) = 1,698$$

$$A(T) = A_o I S(T) = 0,679$$

$$R(T) = R = 6 \text{ seçilmiştir.}$$

$$V_t = 3201 \text{ kN}$$

3.2. Elemanların Kapasite Tasarımı

3.2.1. Kirişlerin Tasarımı

2-2 aksı için tüm kirişlerin tasarımı aşağıdaki yol izlenerek yapılmıştır.

Tablo 3.8 2-2 aksı kiriş momentleri (M_u)

	1. Açıklık			2. Açıklık			3. Açıklık			ΣM_m
8. Kat	45,51	55,26	75,94	63,60	31,63	62,47	72,85	52,83	52,73	373,10
7. Kat	72,77	62,60	89,65	78,38	36,70	77,22	86,38	60,03	81,08	485,48
6. Kat	71,22	63,02	90,78	78,38	36,56	77,58	88,84	60,48	79,34	486,14
5. Kat	70,50	62,93	92,13	78,79	36,60	77,58	90,67	60,44	78,65	488,32
4. Kat	69,25	62,94	94,03	78,85	36,49	77,69	92,97	60,51	77,38	490,17
3. Kat	67,66	62,96	96,39	79,30	36,39	78,26	95,78	60,62	75,75	493,14
2. Kat	66,12	62,79	99,29	79,41	36,30	78,41	99,35	60,57	74,19	496,77
1. Kat	61,38	63,71	103,04	80,58	35,92	79,57	99,46	61,47	69,64	493,67

Tablo 3.8'den elde edilen hesap momentleri Bölüm 2.4'de 3. adımda bahsedilen moment yeniden dağılımına göre düzenlenmiştir.

Tablo 3.9 Moment yeniden dağılım sonuçları (M_u')

	1. Açıklık			2. Açıklık			3. Açıklık			$\Sigma M_m'$
8. Kat	45,51	59,75	69,77	69,77	28,56	67,66	67,66	56,59	52,73	373,10
7. Kat	72,77	66,53	84,02	84,02	34,06	81,80	81,80	63,21	81,08	485,48
6. Kat	71,22	67,32	84,58	84,58	33,67	83,21	83,21	64,31	79,34	486,14
5. Kat	70,50	67,49	85,46	85,46	33,50	84,13	84,13	64,80	78,65	488,32
4. Kat	69,25	68,02	86,44	86,44	32,98	85,33	85,33	65,48	77,38	490,17
3. Kat	67,66	68,54	87,85	87,85	32,47	87,02	87,02	66,16	75,75	493,14
2. Kat	66,12	69,08	89,35	89,35	31,76	88,88	88,88	66,95	74,19	496,77
1. Kat	61,38	70,65	91,81	91,81	30,91	89,52	89,52	67,62	69,64	493,67

Yukarıdaki iki tablonun son sütunlarındaki, ΣM_m , mesnetlerdeki toplam moment, $\Sigma M_m'$, yeniden dağılım sonrası mesnet momentleri toplamıdır.

a) Kirişlerin boyuna donatıları:

Kiriş boyunca tüm boyuna donatı hesapları hesap momentine göre yapılır. Kiriş uçlarında oluşacak plastik mafsallar kolon yüzünden belli bir mesafede oluşacak şekilde mafsal donatıları yerleştirilecektir. Kiriş uçlarında kullanılan momentler

kolon yüzü momentleridir. Aşırı dayanım momentleri enine donatıların hesabında kullanılır. Burada plastik mafsallık için etkin donatının enine donatılar olduğuna dikkat edilmelidir.

2-2 aksı içine giren P01 perdelerinin uzunluğu 5m olmasına rağmen aks içinde geçerli çalışan boyu 0,75m alınmıştır. Kirişlerin hesabında kullanılacak moment değerleri Tablo 3.10'da verilmiştir.

Tablo 3.10 Kolon Yüzünde Düzeltilmiş Moment Değerleri (Tablo 3.9'a göre)

	1. Açıklık			2. Açıklık			3. Açıklık		
8. Kat	41,12	-	63,29	63,87	-	61,89	61,45	-	48,17
7. Kat	66,97	-	76,49	76,93	-	74,85	74,55	-	75,07
6. Kat	65,45	-	76,98	77,49	-	76,20	75,83	-	73,35
5. Kat	64,75	-	77,81	78,32	-	77,07	76,68	-	72,67
4. Kat	63,53	-	78,72	79,27	-	78,23	77,79	-	71,43
3. Kat	61,98	-	80,03	80,63	-	79,85	79,36	-	69,84
2. Kat	60,49	-	81,43	82,08	-	81,64	81,09	-	68,31
1. Kat	55,88	-	83,69	84,45	-	82,29	81,66	-	63,92

K07 kirişi için tabla genişliği $b = b_w + 0.2 l_p = b_w + 0.2 (0.6l) = 850 \text{ mm}$

K 08 kirişi için tabla genişliği $b = b_w + 0.2 l_p = b_w + 0.2 (0.8l) = 1210 \text{ mm}$

Tablalar içindeki donatı oranı (yukarıdaki döşeme donatı hesabının yardımıyla) :

K 07 kirişlerinde : 232 mm^2

K 08 kirişlerinde : 468 mm^2

Tabla donatısı hesaplanırken kiriş genişliği çıkarılır.

Düşey yüklerin etkin olduğu yapılarda plastik mafsallık yerlerinin seçiminde genellikle biri kiriş ortasında, diğeri mesnette olmak üzere iki tane mafsallık seçilir. Ancak kiriş moment diyagramına göre bu yapıda mesnet momentlerinin daha büyük olduğu gözönüne alınarak her iki mafsallığın da mesnetlerde oluşacağı kabulü ile kiriş tasarımı yapılacaktır. Kirişlerin jd değeri (alt ve üst donatıların merkezleri arasındaki mesafe) 526 mm olmak üzere gerekli donatı miktarı:

$$A_s = M_u' \cdot 10^6 / (\Phi f_{yd} j d) \quad (3.3)$$

ile hesaplanarak aşağıdaki değerler elde edilmiştir.

Tablo3.11 Kirişlerde gereken donatı miktarları :

mm ² /mm	1. Açıklık			2. Açıklık			3. Açıklık		
	Üst D.	Alt D.	Üst D.	Üst D.	Alt D.	Üst D.	Üst D.	Alt D.	Üst D.
8. Kat	238	346	366	369	165	358	355	327	279
7. Kat	387	385	442	445	197	433	431	366	434
6. Kat	379	389	445	448	195	441	439	372	424
5. Kat	375	390	450	453	194	446	444	375	420
4. Kat	367	393	455	459	191	452	450	379	413
3. Kat	359	396	463	466	188	462	459	383	404
2. Kat	350	400	471	475	184	472	469	387	395
1. Kat	323	409	484	488	179	476	472	391	370

Bu değerlere göre kirişlerde donatı seçmeden önce minimum donatı şartları irdelendiği zaman kiriş tablası basınç durumunda çekme donatısı (açıklık), $0,25(\sqrt{f_{cd}})/f_{yd} * A = 375 \text{ mm}^2$, kiriş tablası çekme durumunda çekme donatısı (mesnetler), $0,40(\sqrt{f_{cd}})/f_{yd} * A = 600 \text{ mm}^2$ olur. Eğer yukarıdaki tabloda bulunan değer minimum değerinin altında ise minimum değerler gözönüne alınarak donatı seçilmiştir. Dikkat edilmesi gereken nokta tabla içindeki kiriş donatılarını seçerken tabla donatısı çıkarılarak bulunan donatıya göre donatı seçilmiştir (Tablo 3.12).

Tablo 3.12 Seçilen Donatılar

Adet $\Phi 12$	1. Açıklık			2. Açıklık			3. Açıklık		
	Üst D.	Alt D.	Üst D.	Üst D.	Alt D.	Üst D.	Üst D.	Alt D.	Üst D.
	Alt D.	Üst D.	Alt D.	Alt D.	Üst D.	Alt D.	Alt D.	Üst D.	Alt D.
8. Kat	2	4	2	2	3	2	2	4	2
	2	2	2	2	2	2	2	2	2
7. Kat	2	4	2	2	3	2	2	4	2
	2	2	2	2	2	2	2	2	2
6. Kat	2	4	2	2	3	2	2	4	2
	2	2	2	2	2	2	2	2	2
5. Kat	2	4	2	2	3	2	2	4	2
	2	2	2	2	2	2	2	2	2
4. Kat	2	4	2	2	3	2	2	4	2
	2	2	3	3	2	3	3	2	2
3. Kat	2	4	3	3	3	3	3	4	2
	2	2	3	3	2	3	3	2	2
2. Kat	2	4	3	3	3	3	3	4	2
	2	2	3	3	2	3	3	2	2
1. Kat	2	4	3	3	3	3	3	4	2
	2	2	3	3	2	3	3	2	2

Tabloda bazı değerler fazla verilmiştir. Bunun sebebi mesnete konulan ek donatının simetri eksenine göre eşit olmalıdır.

Seçilen donatılara göre kesitlerin ideal moment dayanımları (M_i) ;

Tablo 3.13 M_i değerleri

kNm	1. Açıklık			2. Açıklık			3. Açıklık		
8. Kat	112	99	112	101	74	101	112	99	112
	50	100	50	50	152	50	50	100	50
7. Kat	112	99	112	101	74	101	112	99	112
	50	100	50	50	152	50	50	100	50
6. Kat	112	99	112	101	74	101	112	99	112
	50	100	50	50	152	50	50	100	50
5. Kat	112	99	112	101	74	101	50	99	112
	50	100	50	50	152	50	112	100	50
4. Kat	112	99	112	101	74	101	50	99	112
	50	100	74	74	152	74	137	100	50
3. Kat	112	99	137	101	74	126	74	99	112
	50	100	74	74	152	74	137	100	50
2. Kat	112	99	137	101	74	101	74	99	112
	50	100	74	74	152	74	137	100	50
1. Kat	112	99	137	101	74	101	74	99	112
	50	100	74	74	152	74	137	100	50

Tablo3.14 Bulunan M_i değerlerine göre kesitlerin aşırı dayanım momentleri ($M_o = M_i \cdot 1,25$)

	1. Açıklık			2. Açıklık			3. Açıklık			ΣM_{mo}
8. Kat	140,30	123,9	140,30	126,60	92,94	126,60	140,30	123,92	140,3	593,07
	61,96	125,5	61,96	61,96	190,15	61,96	61,96	125,5	62,0	593,07
7. Kat	140,30	123,9	140,30	126,60	92,94	126,60	140,30	123,9	140,3	593,07
	61,96	125,5	61,96	61,96	190,15	61,96	61,96	125,5	62,0	593,07
6. Kat	140,30	123,9	140,30	126,60	92,94	126,60	140,30	123,9	140,3	593,07
	61,96	125,5	61,96	61,96	190,15	61,96	61,96	125,5	62,0	593,07
5. Kat	140,30	123,9	140,30	126,60	92,94	126,60	61,96	123,9	140,3	671,41
	61,96	125,5	61,96	61,96	190,15	61,96	140,30	125,5	62,0	514,73
4. Kat	140,30	123,9	140,30	126,60	92,94	126,60	61,96	123,9	140,3	733,36
	61,96	125,5	92,94	92,94	190,15	92,94	171,28	125,5	62,0	576,69
3. Kat	140,30	123,9	171,28	126,60	92,94	157,58	92,94	123,9	140,3	795,32
	61,96	125,5	92,94	92,94	190,15	92,94	171,28	125,5	62,0	607,67
2. Kat	140,30	123,9	171,28	126,60	92,94	126,60	92,94	123,9	140,3	764,34
	61,96	125,5	92,94	92,94	190,15	92,94	171,28	125,5	62,0	607,67
1. Kat	140,30	123,9	171,28	126,60	92,94	126,60	92,94	123,9	140,3	764,34
	61,96	125,5	92,94	92,94	190,15	92,94	171,28	125,5	62,0	607,67

Yukarıdaki ik tabloda verilen kesitlerin moment değerleriinden üstteki kesit üst momenti alttaki kesitin alt moment değeridir.

ΣM_{mo} , aşırı dayanım momentlerinin mesnetlerdeki toplamıdır. Bu değerler tabloda aşağıdaki yöntemle hesaplanır.

a		c	e		g	i		k	ΣMot
b		d	f		h	j		l	ΣMob

$$\Sigma M_{ot} = b+c+f+g+j+k \quad \text{pozitif deprem yönü için (→)}$$

$$\Sigma M_{ob} = a+d+e+h+i+l \quad \text{negatif deprem yönü için (←)}$$

Analiz programı sonuçlarına göre sadece deprem kuvvetinden oluşan moment değerleri:

Tablo 3.15 Deprem yüküne göre momentler (Me),

	1. Açıklık		2. Açıklık		3. Açıklık		ΣMe
	Sol	Sağ	Sol	Sağ	Sol	Sağ	
8. Kat	12,58	27,7	37,35	37,03	28,57	15,6	158,85
7. Kat	17,70	24,9	29,25	28,86	25,75	20,8	147,28
6. Kat	17,16	23,8	27,37	26,98	24,61	20,2	140,07
5. Kat	17,19	23,9	27,56	27,18	24,74	20,3	140,82
4. Kat	16,37	22,8	26,14	25,78	23,59	19,3	133,94
3. Kat	14,59	20,3	23,25	22,93	21,04	17,2	119,33
2. Kat	11,59	16,1	18,43	18,18	16,73	13,7	94,73
1. Kat	7,43	10,3	11,72	11,57	10,72	8,8	60,58

ΣMe , deprem yüküne göre kat toplam momentidir.

Katlara göre kirişlerin aşırı dayanım katsayıları $\Phi_o = \Sigma Mo / \Sigma Me$ formülü ile hesap edilir.

Tablo 3.16 Her kat için kirişlerin aşırı dayanım katsayıları

Kat	1	2	3	4	5	6	7	8
Φ_o	12,62	8,07	6,66	5,48	4,77	4,23	4,03	3,73

Görüldüğü tüm katlarda ideal değerinin (1.39) (bkz. Bölüm 1.3.3f) çok üzerinde değerler bulunmuştur. Düşey yüklerin etkin olduğu sistemde ideal değer 4,6 katına kadar değerler olabilir. Ancak ilk iki katta bu değer aşılmıştır. Bu da sistemin karma yapı olmasından kaynaklanır. Deprem yükünün büyük bir bölümü perdelerle taşınmaktadır.

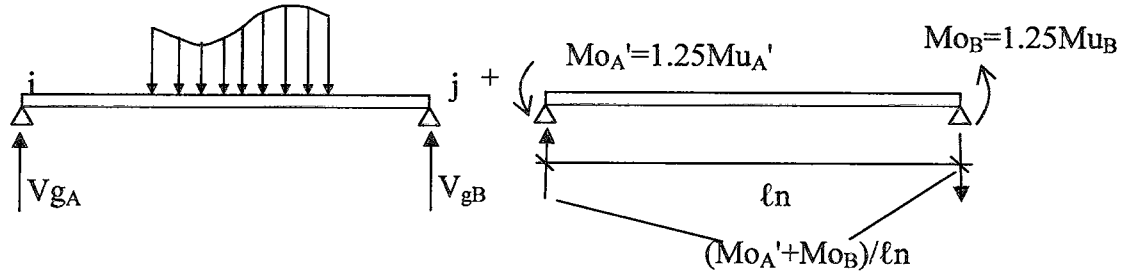
b) Enine donatıların hesabı:

Plastik mafsallarda enine donatıların seçimine ve yerleştirilmesine dikkat edilmelidir.

Plastik mafsallarda kesitlerin kesme aşırı dayanımları

$$V_A = V_{gA} + \frac{M_{oA} + M'_{oB}}{l_{AB}} = V_{gA} + \bar{V}_{Eo} \quad (3.4)$$

formülü ile bulunur.



Şekil 3.2 Kirişlerde ideal kesme kuvvetini oluşturan kuvvetler

M_{oA}' , kirişin A ucundaki alt (negatif) moment, M_{oB} , kirişin B ucundaki üst (pozitif) momenttir. Buna göre,

Tablo 3.17 V_{gA} kesme kuvveti değerleri (1,4G+1,6Q yüklemesine göre)

8. Kat	55,26	-	69,85	65,06	-	64,72	67,80	-	57,08
7. Kat	77,83	-	87,91	83,63	-	83,15	85,59	-	80,11
6. Kat	77,43	-	88,45	83,73	-	83,22	86,16	-	79,52
5. Kat	77,24	-	88,92	83,74	-	83,26	86,64	-	79,31
4. Kat	76,87	-	89,46	83,79	-	83,33	87,36	-	79,12
3. Kat	76,40	-	90,44	83,86	-	83,43	88,25	-	78,50
2. Kat	75,91	-	91,53	83,89	-	83,50	89,31	-	78,19
1. Kat	74,66	-	93,12	84,18	-	83,69	90,92	-	76,97

Tablo 3.18 Kolon merkezlerinde kirişlerin moment aşırı dayanım (M_o) değerleri:

8. Kat	151,85		154,29	143,27		143,27	154,29		151,85
	70,04		71,74	70,11		70,11	71,74		70,04
7. Kat	151,85		154,29	143,27		143,27	154,29		151,85
	70,04		71,74	70,11		70,11	71,74		70,04
6. Kat	151,85		154,29	143,27		143,27	154,29		151,85
	70,04		71,74	70,11		70,11	71,74		70,04
5. Kat	151,85		154,29	143,27		143,27	71,82		151,85
	70,04		71,74	70,11		70,11	154,20		70,04
4. Kat	151,85		154,29	143,27		143,27	71,82		151,85
	70,04		104,35	102,72		102,72	186,81		70,04
3. Kat	151,85		186,90	143,27		175,88	104,43		151,85
	70,04		104,35	102,72		102,72	186,81		70,04
2. Kat	151,85		186,90	143,27		143,27	104,43		151,85
	70,04		104,35	102,72		102,72	186,81		70,04
1. Kat	151,85		186,90	143,27		143,27	104,43		151,85
	70,04		104,35	102,72		102,72	186,81		70,04

Tablo 3.19 Plastik mafsallarda kesme kuvvetleri V_A

8. Kat	92,65		107,12	107,74		100,28	112,52		94,47
7. Kat	115,22		125,18	126,31		118,71	130,31		117,50
6. Kat	114,82		125,72	126,41		118,78	130,88		116,91
5. Kat	114,63		126,19	126,42		118,82	147,85		102,95
4. Kat	114,26		132,16	132,99		124,33	155,09		102,76
3. Kat	119,22		133,14	139,58		124,43	155,98		107,58
2. Kat	118,73		134,23	133,09		124,50	157,04		107,27
1. Kat	117,48		135,82	133,38		124,69	158,65		106,05

Bu değerlere göre kesitin kesme dayanım kontrolü,

$$r = -0,6 \text{ için } v_{\max} = 0,25 (2 + r) (\sqrt{f_{cd}}) = 1,28 \text{ MPa}$$

$v_i < v_{\max}$ şartı sağlanmıştır. Buna göre plastik mafsallarda noktalarında çapraz (diyagonal) donatı gerekli değildir. Eğer şart sağlanmazsa, aşağıdaki işlemler uygulanarak bu bölgeler için çapraz donatılar seçilmelidir.

Eğer çapraz donatı gerekirse, hesabı şu şekilde yapılacaktır:

$$V_{di} \geq 0,7[(v_i / (\sqrt{f_{cd}})) + 0,4](-r)V_i \quad (3.5)$$

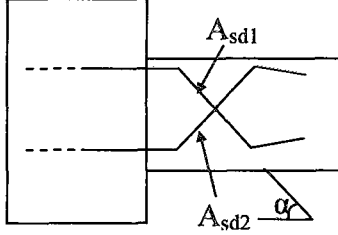
$\alpha = 45^\circ$ kabul edilerek,

$$A_{sd1} + A_{sd2} = V_{di} / (f_{yd} \sin \alpha) \quad (3.6)$$

dir. Alt ve üst donatılar eşit seçilebilir. Ayrıca üst çapraz donatı A_{sd1} kesme kuvvetinin karşılanmasında etriyelere yardımcı olur. Buna göre,

$$V_i = A_{sd1} f_{yd} \sin \alpha + A_v f_{ywd} d / s \quad (3.7)$$

formülüne göre A_{sd1} in taşıdığı miktar düşülerek A_v azaltılabilir.



Şekil 3.3 Kirişlerde çapraz donatılar

Etriye hesabı:

Kirişlerin plastik mafsalları için betonun kesme dayanımı sıfır alınır $v_c = 0$

$$A_v / s = (v_i) * b_w / f_{yd} \quad (3.8)$$

formülüne göre,

Tablo 3.20 Kirişlerde A_v/s değerleri

mm2/mm	1. açıklık		2. açıklık		3. açıklık	
	sol m.	sağ m.	sol m.	sağ m.	sol m.	sağ m.
8. Kat	0,44	0,51	0,51	0,47	0,53	0,45
7. Kat	0,54	0,59	0,60	0,56	0,62	0,56
6. Kat	0,54	0,59	0,60	0,56	0,62	0,55
5. Kat	0,54	0,60	0,60	0,56	0,70	0,49
4. Kat	0,54	0,62	0,63	0,59	0,73	0,49
3. Kat	0,56	0,63	0,66	0,59	0,74	0,51
2. Kat	0,56	0,63	0,63	0,59	0,74	0,51
1. Kat	0,55	0,64	0,63	0,59	0,75	0,50

elde edilir.

Etriye aralığı s için (TS500'e göre) [5]

$S \leq 8 \Phi$	96	mm	A_o - bir etriyenin bir bacağıının kesit alanı
$S \leq 150$	150	mm	A_v - birim mesafe için gereken etriye alanı
$S \leq d/4$	145	mm	

$$A_o / s = \Sigma A_b f_{yd} / (1600 f_{ywd}) \quad (3.9)$$

ΣA_b , kesitteki toplam basınç donatısı alanı ve f_{ywd} , etriye donatısı akma dayanımı (S220) için 191 MPa dır.

Tablo 3.21 A_o / s değerleri

mm ² /mm	1. açıklık		2. açıklık		3. açıklık	
	sol m.	sağ m.	sol m.	sağ m.	sol m.	sağ m.
8. Kat	0,27	0,27	0,27	0,27	0,27	0,27
7. Kat	0,27	0,27	0,27	0,27	0,27	0,27
6. Kat	0,27	0,27	0,27	0,27	0,27	0,27
5. Kat	0,27	0,27	0,27	0,27	0,27	0,27
4. Kat	0,27	0,41	0,41	0,41	0,41	0,27
3. Kat	0,27	0,41	0,41	0,41	0,41	0,27
2. Kat	0,27	0,41	0,41	0,41	0,41	0,27
1. Kat	0,27	0,41	0,41	0,41	0,41	0,27

Çift kollu $\Phi 8$ (50 mm²) lik etriye ile 0,41 için $s = 123$ mm, 0,27 için $s = 185$ mm bulunur. min $s = 96$ mm dir. Buna göre plastik mafsallık bölgeleri için etriye $\Phi 8 / 100$ seçilmesi uygundur.

Elastik bölge için hesap :

$$v_c = (0,07 + 10 \rho_w)(\sqrt{f_{cd}}) \leq 0,2(\sqrt{f_{cd}}) \quad (3.10)$$

ρ_w , donatı oranı (a açıklık alt donatıları için) ve buna göre betonun taşıyacağı kesme gerilmesi:

Tablo 3.22 (a) ρ_w değerleri

	1.açıklık	2.açıklık	3.açıklık
8. Kat	0,0031	0,0023	0,0031
7. Kat	0,0031	0,0023	0,0031
6. Kat	0,0031	0,0023	0,0031
5. Kat	0,0031	0,0023	0,0031
4. Kat	0,0031	0,0023	0,0031
3. Kat	0,0031	0,0023	0,0031
2. Kat	0,0031	0,0023	0,0031
1. Kat	0,0031	0,0023	0,0031

(b) v_c değerleri

MPa	1.açıklık	2.açıklık	3.açıklık
8. Kat	0,37	0,34	0,37
7. Kat	0,37	0,34	0,37
6. Kat	0,37	0,34	0,37
5. Kat	0,37	0,34	0,37
4. Kat	0,37	0,34	0,37
3. Kat	0,37	0,34	0,37
2. Kat	0,37	0,34	0,37
1. Kat	0,37	0,34	0,37

bulunur.

$$A_v / s < (v_t - v_c) b_w / f_{yd} \quad (3.11)$$

formülü ile gerekli donatı hesaplanır.

Tablo 3.23 A_v / s değerleri

	1. açıklık	2. açık.	3. açıklık
8. Kat	0,253	0,275	0,278
7. Kat	0,338	0,363	0,362
6. Kat	0,341	0,363	0,365
5. Kat	0,343	0,363	0,445
4. Kat	0,371	0,394	0,479
3. Kat	0,376	0,425	0,483
2. Kat	0,381	0,395	0,488
1. Kat	0,388	0,396	0,496

Elastik bölgede $\Phi 8 / 200\text{mm}$ yeterlidir.



Şekil3.4 Kirişlerde plastik mafsalsal bölgesi yeri

3.2.2.Kolonların Tasarımı

Sadece birinci katın kolonlarının alt uçlarında plastik mafsalsal oluşacağı öngörülerek buralar plastik mafsalsal tasarımına göre; diğer kolon kesitleri elastik davranışa göre tasarlanacaktır. Sistem SAP2000 analiz programı ile çözülmüştür. Hesaplarda kullanılacak değerler, V_E deprem doğan kesme kuvveti, P_u düşey arttırılmış yüklere göre kolonlarda oluşacak eksenel basınç kuvveti, P_E deprem kuvvetine göre kolonlarda oluşacak eksenel basınç kuvveti olmak üzere,

Tablo 3.24 2-2 aksı kolon kesit zorları

(a) V_E

V_E	A	B	C	D
8. Kat	30,19	52,52	42,17	100,10
7. Kat	26,90	26,49	20,58	75,13
6. Kat	26,61	29,47	22,31	80,38
5. Kat	25,85	29,07	21,14	77,95
4. Kat	26,37	28,04	18,80	75,61
3. Kat	26,87	25,30	14,92	70,08
2. Kat	33,96	21,72	7,84	67,07
1. Kat	16,02	13,15	4,65	41,32

(b) P_U

P_U	A	B	C	D
8. Kat	440,22	372,11	361,99	451,64
7. Kat	1016,67	827,11	803,71	1043,24
6. Kat	1591,41	1283,81	1247,50	1633,36
5. Kat	2165,05	1741,91	1692,92	2222,51
4. Kat	2736,97	2202,12	2140,81	2810,16
3. Kat	3306,63	2665,02	2591,84	3395,89
2. Kat	3873,92	3130,89	3046,40	3979,50
1. Kat	4436,80	3602,36	3507,10	4559,40
	min			max

(c) P_E

P_E	A	B	C	D
8. Kat	279,73	252,56	252,56	343,15
7. Kat	651,77	570,25	556,16	791,18
6. Kat	1023,23	889,77	860,54	1237,51
5. Kat	1394,00	1210,12	1166,21	1683,11
4. Kat	1765,08	1531,93	1473,79	2125,90
3. Kat	2137,84	1855,46	1784,09	2563,74
2. Kat	2514,19	2180,77	2097,75	2994,04
1. Kat	2894,84	2509,5	2417,08	3413,40

(d) $P_U/A_g f_{cd}$

$P_U/A_g f_{cd}$	A	B	C	D
8. Kat	0,176	0,372	0,362	0,181
7. Kat	0,407	0,827	0,804	0,417
6. Kat	0,637	0,802	0,780	0,653
5. Kat	0,866	0,792	0,770	0,889
4. Kat	1,095	0,847	0,823	1,124
3. Kat	1,323	0,833	0,810	1,358
2. Kat	1,550	0,839	0,816	1,592
1. Kat	1,775	0,813	0,791	1,824

A aksındaki eleman P01 çekme perdesinin çalışan kısmıdır, D aksındaki eleman P01 basınç perdesinin çalışan kısmıdır. Çalışan kısımlar daha önce açıklanmıştır.

$$V_o = (M_{o1} + M_{o2})/\ell \quad (3.12)$$

M_{o1} , gözönüne alınan kesitin negatif momenti, M_{o2} , kirişin diğer mafsalının pozitif momenti, ℓ , kiriş açıklık değeri olmak üzere kiriş M_o değerlerine göre V_o kiriş aşırı kesme dayanım değerleri :

Tablo 3.25 Kirişlerin aşırı kesme dayanımları (V_o)

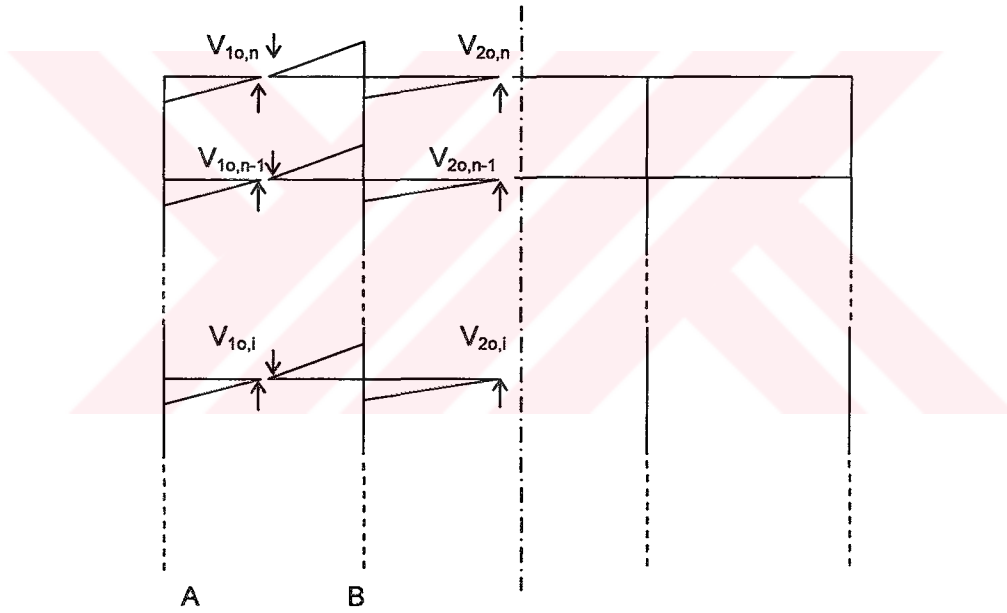
kN	1. açıklık		2. açıklık		3. açıklık	
	sol m.	sağ m.	sol m.	sağ m.	sol m.	sağ m.
8. Kat	37,39	37,27	42,68	42,68	37,27	37,39
7. Kat	37,39	37,27	42,68	42,68	37,27	37,39
6. Kat	37,39	37,27	42,68	42,68	37,27	37,39
5. Kat	37,39	37,27	42,68	42,68	51,01	23,64
4. Kat	37,39	42,70	49,20	49,20	56,44	23,64
3. Kat	42,82	42,70	55,72	49,20	56,44	29,08
2. Kat	42,82	42,70	49,20	49,20	56,44	29,08
1. Kat	42,82	42,70	49,20	49,20	56,44	29,08

Kirişlerdeki toplam aşırı kesme dayanımı Şekil 3.5 ve (3.13) ve (3.14) eşitlikleri ile:

Tablo 3.26 Toplam kiriş aşırı kesme dayanımları (ΣV_o)

kN	1. açıklık		2. açıklık		3. açıklık		R _v
	sol kolon	sağ kolon	sol kolon	sağ kolon	sol kolon	sağ kolon	
8. Kat	37,39	-5,41	5,41	5,41	-5,41	37,39	1
7. Kat	74,78	-10,82	10,82	10,82	-10,82	74,78	0,98
6. Kat	112,16	-16,23	16,23	16,23	-16,23	112,16	0,97
5. Kat	149,55	-21,64	21,64	7,90	-7,90	135,81	0,96
4. Kat	186,94	-28,14	28,14	0,65	-0,65	159,45	0,94
3. Kat	229,76	-41,16	41,16	-6,59	6,59	188,53	0,93
2. Kat	272,58	-47,66	47,66	-13,84	13,84	217,61	0,91
1. Kat	315,41	-54,16	54,16	-21,08	21,08	246,69	0,90

R_v, bölüm 2.4’de 9. adımda açıklanmıştır.



Şekil 3.5 Kiriş kesme aşırı dayanımları

A aksı için $P_{o,i}$, her kat kenar kolonunun aşırı eksenel basınç dayanımı,

$$P_{o,i} = \sum_{j=i}^n V_{10,j} \quad (3.13)$$

B aksı için $P_{o,i}$, her kat iç kolonunun aşırı eksenel basınç dayanımı,

$$P_{o,i} = \sum_{j=i}^n [V_{10,j} - V_{20,j}] \quad (3.14)$$

Rv azaltım katsayısı uygulanarak Po değeri,

$$P_o = R_v \Sigma V_o \quad (3.15)$$

formülü ile azaltılarak kullanılır.

Tablo 3.27 Po değerleri

kN	A	B	C	D
8. Kat	37,39	5,41	5,41	37,39
7. Kat	73,28	10,61	10,61	73,28
6. Kat	108,80	15,75	15,75	108,80
5. Kat	143,57	20,78	7,58	130,37
4. Kat	175,72	26,45	0,61	149,88
3. Kat	213,68	38,28	6,13	175,33
2. Kat	248,05	43,37	12,59	198,02
1. Kat	283,86	48,74	18,98	222,02

Kolonların kesme dayanımı $V_u = w_c \Phi_o V_E$ formülü ile hesaplanır. Mafsallaşma oluşacak katlar hariç tüm katlarda geçerli formüldür. Eğer mafsallaşma bekleniyorsa Φ_o değeri kullanılmaz. Φ_o , kolona saplanan kirişin aşırı dayanım katsayısıdır.

w_c - ilk kat için 2,5

ara katlar için 1,3

en üst kat için 2,0

Tablo 3.28 Vu değerleri

kN	A	B	C	D
8. Kat	225,43	392,17	314,88	747,45
7. Kat	140,82	138,67	107,73	393,29
6. Kat	146,47	162,21	122,80	442,44
5. Kat	160,22	180,18	131,03	483,15
4. Kat	187,70	199,59	133,82	538,19
3. Kat	232,81	219,21	129,27	607,20
2. Kat	356,21	227,83	82,24	703,51
1. Kat	101,06	414,79	146,67	260,67

Yapıda mafsallaşma beklenen kolon kesitlerinde

$$V_u = \frac{\Phi_E^* M_E^* + 1.3 \Phi_o M_E}{l_n + 0.5 h_b} \quad (3.16)$$

eşitliği ile minimum kesme kuvveti hesaplanır.

$$\Phi_o^* = M_o^* / M_E^* = \lambda_o / \Phi_c \quad (3.17)$$

formülüne göre λ_o , 1,25 ve Φ_c , 0,80 için değer 1,56 alınabilir. Ancak hesaplanan yapıda perdeler deprem etkisini karşılayacağı kabul edilerek temel kolonlarında yukarıdaki hesap yerine ara kat hesabı uygulanabilir.

Tek doğrultuda çalışan çerçeve, çerçeveye dik doğrultuda gelen deprem yükleri perdeler ile karşılanıyorsa bu çerçeve tek doğrultuda çalışan çerçevedir. İki doğrultuda çalışan çerçeve, deprem kuvveti iki doğrultuda aynı anda geldiği varsayılırsa bu iki doğrultuda çalışan çerçeve olur. Hesaplanan yapı tek doğrultuda çalışan çerçevedir.

Tek doğrultuda çalışan çerçevelerde kolonların hesap momenti (M_u) şu şekilde hesaplanır:

$T1 = 0,487$ $w = 0.6 T1 + 0.85 = 1,142$ olur. $1,3 \leq w \leq 1,8$ olmalıdır. Yukarıda verilen w_c için şartlar uygulanarak, ara kat kolonlarında 1,3 çatı katı kolonlarında 2,0 zemin kat kolonlarında 2,5 alınır. Buna göre Bölüm 2.4 te 11.adımda belirtildiği üzere $R_m = 1.0$ alınır.

$$M_u = R_m(\Phi_o w M_E - 0,3 h_b V_u) \quad (3.18)$$

formülü ile kolonların hesap momentleri elde edilir.

Tablo 3.29 M_E , SAP2000 sonuçlarına göre kolonlara gelen deprem kuvveti

kNm	Aks A	Aks B	Aks C	Aks D
8.Kat Kol.	1307	33	27	348
	1298	51	40	257
7.Kat Kol.	2759	39	30	1095
	2572	41	32	789
6.Kat Kol.	3885	44	34	1342
	3519	44	33	822
5.Kat Kol.	4673	43	31	1207
	4130	44	32	473
4.Kat Kol.	5132	41	27	667
	4410	44	29	279
3.Kat Kol.	5259	36	20	270
	4359	40	25	1426
2.Kat Kol.	5064	29	9	1604
	3982	37	14	2966
1.Kat Kol.	4521	16	1	3310
	3257	23	15	4874

olmak üzere, kolonların hesap momentleri (M_u) ;

Tablo 3.30 M_u değerleri

kNm	A	B	C	D
8.Kat Kol.	1776	-25	-19	349
	1778	45	36	286
7.Kat Kol.	3810	29	23	1451
	3549	28	22	1017
6.Kat Kol.	5374	32	25	1786
	4863	29	23	1056
5.Kat Kol.	6467	27	20	1590
	5706	26	21	561
4.Kat Kol.	7099	20	14	830
	6088	21	17	279
3.Kat Kol.	7269	10	5	266
	5994	15	19	1855
2.Kat Kol.	6974	-1	-2	2102
	5517	-24	-7	4076
1.Kat Kol.	6266	-52	-25	4553
	4527	32	20	6775

Görüldüğü gibi P01 perdelerinde aşırı değerler çıkmıştır. Bu durumda perdeler 0,005 donatı oranına göre donatı atanacaktır. Çünkü yatay kuvvetleri yapıda depreme paralel olan 1. ve 6. akslardaki P02 perdeleri taşıyacaktır. Kolonlarda ise hesap moment değerleri çok düşük olduğu için 0,01 donatı oranına göre donatı atanacaktır. Ancak bu çalışmada yapılmayacak olan varsayılan deprem yönüne dik gelecek deprem kuvvetine göre P01 perdelerinin yatay kuvvet karşılayabilmesi için gerekli donatı hesabı burada atanacak değer üzerinde donatı gerektirebilir. Buna dikkat edilmelidir. Seçilen donatılar Tablo 3.31.b’de verilmiştir.

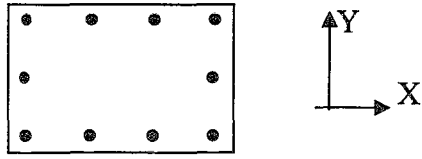
Tablo3.31 (a) Gereken toplam donatı alanı

Mm^2/mm	A	B	C	D
8.Kat	937,5	750	750	937,5
7.Kat	937,5	750	750	937,5
6.Kat	937,5	1200	1200	937,5
5.Kat	937,5	1650	1650	937,5
4.Kat	937,5	1950	1950	937,5
3.Kat	937,5	2400	2400	937,5
2.Kat	937,5	2800	2800	937,5
1.Kat	937,5	3325	3325	937,5

(b) Seçilen donatı adeti

$\Phi 14$	A	B	C	D
8. Kat	6	6	6	6
7. Kat	6	6	6	6
6. Kat	6	8	8	6
5. Kat	6	12	12	6
4. Kat	6	12	12	6
3. Kat	6	16	16	6
2. Kat	6	20	20	6
1. Kat	6	22	22	6

Bu donatılar kesitte homojen olarak yerleştirilecektir.



Şekil 3.6 Örnek olarak 4. kat kolonu (30x65) donatı şeması

Kolonların etriye donatı hesabı:

$$v_t = V_u / (bd) \quad (3.19)$$

formülüne göre kesme gerilmeleri,

Tablo3.32 Kolon kesme gerilmeleri, v_t

MPa	A	B	C	D
8.Kat Kol.	1,43	6,22	5,00	4,75
7.Kat Kol.	0,89	2,20	1,71	2,50
6.Kat Kol.	0,93	1,93	1,18	2,81
5.Kat Kol.	1,02	1,56	0,92	3,07
4.Kat Kol.	1,19	1,46	0,79	3,42
3.Kat Kol.	1,48	1,30	0,62	3,86
2.Kat Kol.	2,26	1,36	0,33	4,47
1.Kat Kol.	0,64	2,08	0,50	1,66

ρ_w , çekme donatısı oranı ($\approx \Sigma A_s / 3$), perdeler için 0,0017, kolonlar için 0,0033 dür.

Sadece eğilme için

$$v_c = v_b = (0,07 + 10\rho_w) f_{cd} \quad (3.20)$$

formülü ile perdeler için 1.16, kolonlar için 1.37 değerleri bulunur.

Eksenel kuvvet durumunda betonun taşıdığı kesme gerilmesi,

$$v_c = (1 + 3P_u / A_g f_{cd}) v_b \quad (3.21)$$

ve 1.katta(plastik mafsallarda)

$$v_c = 4 v_b (\sqrt{P_u / A_g f_{cd}}) \quad (3.22)$$

Aşağıdaki, 1. kat kesapları bu katta plastik mafsall oluşacağı kabulüne göre yapılmıştır.

Tablo 3.33 Elemanlarda betonun taşıdığı kesme gerilmesi, v_c

MPa	A	B	C	D
8.Kat Kolonu	1,77	2,91	2,86	1,79
7.Kat Kolonu	2,58	4,78	4,68	2,61
6.Kat Kolonu	3,38	4,68	4,59	3,43
5.Kat Kolonu	4,17	4,64	4,54	4,25
4.Kat Kolonu	4,97	4,86	4,77	5,07
3.Kat Kolonu	5,76	4,80	4,71	5,89
2.Kat Kolonu	6,55	4,83	4,74	6,70
1.Kat Kolonu	6,18	4,95	4,89	6,27

$v-v_c$ değeri kesitte donatının taşıyacağı gerilmedir.

Tablo 3.34 Elemanlarda donatının taşıyacağı kesme gerilmesi $v-v_c$

8.Kat Kolonu	-0,34	3,32	2,13	2,96
7.Kat Kolonu	-1,68	-2,58	-2,97	-0,12
6.Kat Kolonu	-2,45	-2,75	-3,40	-0,62
5.Kat Kolonu	-3,16	-3,08	-3,63	-1,19
4.Kat Kolonu	-3,78	-3,40	-3,97	-1,65
3.Kat Kolonu	-4,28	-3,50	-4,09	-2,03
2.Kat Kolonu	-4,29	-3,47	-4,40	-2,23
1.Kat Kolonu	-5,54	-2,87	-4,39	-4,61

Görüldüğü üzere üç değer hariç hepsi negatiftir. Bunun anlamı bu üçü hariç betonun kesme kapasitesi tek başına yeterlidir. Üç pozitif değer için (3.11) eşitliğine göre bu kesitlerde gerekli donatı miktarları sırasıyla, 5.21, 3.35, 4.64 mm²/mm elde edilir. $\Phi 10$ donatı kullanılırsa kesit toplam alanı 157mm² olup hesabı yapılan kolonlarda etriye aralığı, sırasıyla 30, 50, 40 mm olacaktır.

Sarılma bölgesi etriyeleri :

Çekirdek beton genişliği h'' ve $k=0,30$ olmak üzere

$$A_{sh} / s_h = h'' [k \frac{f_{cd}}{f_{yh}} \frac{A_g}{A_c} \left(\frac{P_u}{f_{cd} A_g} - 0,08 \right)] \quad (3.24)$$

formülüne göre ve etriye aralığı s için,

$$s_h \leq 8 \Phi \quad 112 \text{ mm}$$

$$s_h \leq 150 \quad 150 \text{ mm}$$

$$s_h \leq h_c/4 \quad 75 \text{ mm}$$

Donatı aralığı 75 mm seçilerek,

Tablo 3.35 (a) A_{sh}/s_h (mm²/mm)

8.Kat Kolonu	0,52	1,72	1,66	0,54
7.Kat Kolonu	1,76	4,40	4,26	1,82
6.Kat Kolonu	3,00	4,92	4,76	3,09
5.Kat Kolonu	4,24	4,70	4,55	4,36
4.Kat Kolonu	5,47	5,01	4,85	5,63
3.Kat Kolonu	6,70	4,85	4,71	6,89
2.Kat Kolonu	7,92	5,71	5,54	8,15
1.Kat Kolonu	9,14	5,47	5,31	9,40

(b) A_{sh} (mm²)

38,9	129,0	124,6	40,7
132,1	330,0	319,7	136,4
225,1	368,8	357,2	231,9
317,9	352,7	341,6	327,2
410,4	375,5	363,9	422,2
502,6	364,1	353,0	517,0
594,3	428,0	415,3	611,4
685,4	409,9	397,9	705,2

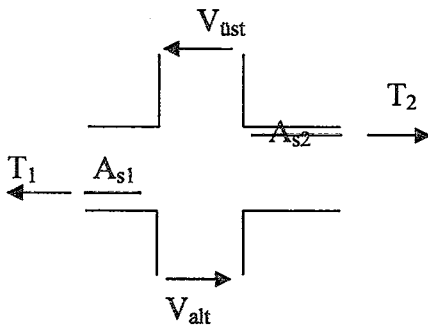
Her kat sarılma bölgesi için $\Phi 10 / 75$ etriye kullanılacaktır. Ayrıca alt kat kolonlarında genişlikler büyük olduğu için aralarında yaklaşık 200 mm. olan düşey donatılar etriyeler ile bağlanmalıdır.

Sarılma bölgesinden orta bölgeye geçerken etriye aralığı tedrici olarak azaltılmalıdır. Sarılma bölgesi uzunluğu kolon genişliği kadar alınır ve burası ile orta bölge arasında geçiş bölgesi uzunluğu da aynı değer alınır. Geçiş bölgesi etriye sıklığı sarılma bölgesindeki değerin iki katı alınır.

Sonuç olarak plastik mafsallık oluşmayacak kolonlarda sarılma bölgesi enine donatısı $\Phi 10/200$, kolon sarılma bölgelerinde $\Phi 10/75$, plastik mafsallık oluşması beklenen kolon kesitlerinde $\Phi 10/75$, geçiş bölgesi kesitlerinde $\Phi 10/150$ seçilmesi uygundur.

3.2.3. Birleşim bölgelerinde etriye hesabı

Örnek olarak 6. katta iç kolon-kiriş birleşim bölgelerinde enine donatı hesaplanacaktır. TS500'e göre,



Şekil 3.7 Kolon-kiriş birleşim bölgesinde oluşan kuvvetler

$$V_{kol} = \min (V_{üst} ; V_{alt}) = 27,74 \text{ kN}$$

$$A_{s1} = 612 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 226 \text{ mm}^2$$

$$V_e = 1,25 f_{yk} (A_{s1} + A_{s2}) - V_{kol} = 412,21 \text{ kN}$$

Birleşim yeri $3/4 b_{kolon} > b_{kiriş}$ olduğu için kuşatılmamış birleşim yeri olarak tanımlanır.

$$b_j ; 2 \min(b_{kiriş}) = 250 \text{ mm}$$

Buna göre, $V_e \leq 0,45 b_j h f_{cd}$ şartı sağlanmalıdır. $0,45 b_j h f_{cd} = 438,75 \text{ kN}$ değeri V_e den büyük olduğuna göre kesit yeterlidir. Gerekli etriye donatısı kolon sarılma bölgesi etriye donatısının %60'ı alınacaktır. 1047 mm^2 ($\Phi 10/75$) nin %60'ı 630 mm^2 dir. Buna göre $\Phi 10/120$ seçilmesi uygundur.

3.3.Perdelerin Tasarımı

3.3.1. 1-1 aksındaki perde ve kirişlerin hesabı

a) Perdeler arasındaki kirişlerde boyuna donatı hesabı:

Kirişlerin SAP2000 programı ile yapılan analizinden elde edilen moment değerleri,

Tablo 3.36 Mu değerleri

kNm	mesnet	açıklık
8. Kat	80	33
7. Kat	109	42
6. Kat	106	41
5. Kat	106	41
4. Kat	102	39
3. Kat	94	35,5
2. Kat	81	29,4
1. Kat	62	25,5

Kirişlerin her iki ucunda plastik mafsallık oluşacağı kabul edilecektir. Kirişlerin tabla genişliği, $b = b_1 + \ell_p/10 = 250 + 5000/10 = 750 \text{ mm}$ dir. Minimum donatı oranına göre hesaplanan donatı miktarı $0,25 (\sqrt{f_{cd}})/f_{yd} A = 370 \text{ mm}^2$ dir. Kesit için gerekli donatı miktarı,

$$A_s = M_u / (\Phi f_{yd} j d) \quad (3.25)$$

formülüne göre hesaplanmıştır. Gereken donatı alanı ve seçilen donatı adeti Tablo 3.37'de verilmiştir.

Tablo 3.37 (a)Gereken donatı,As (b)Seçilen donatı

mm2	mesnet	açıklık		adet $\Phi 12$	Mes. alt	Mes. üst	Açk. alt	Açk. üst
8. Kat	462,7	190,9		8. Kat	2	3	2	2
7. Kat	630,4	242,9		7. Kat	3	5	2	2
6. Kat	613,1	237,1		6. Kat	3	4	2	2
5. Kat	613,1	237,1		5. Kat	3	4	2	2
4. Kat	590,0	225,6		4. Kat	3	4	2	2
3. Kat	543,7	205,3		3. Kat	3	4	2	2
2. Kat	468,5	170,0		2. Kat	2	3	2	2
1. Kat	358,6	147,5	→	1. Kat	2	2	2	2

Seçilen donatıda mesnetler için tabla içindeki donatı miktarı (126 mm2) çıkarılmıştır.

Seçilen donatının karşılayacağı M_i ve bu değerlere göre bulunacak M_o değerleri aşağıdaki verilmiştir.

Tablo 3.38

(a)Seçilen donatılara göre M_i değerleri(b)Aşırı dayanım moment (M_o) değerleri

kNm	mesnet alt	mesnet üst	açıklık alt	açıklık üst		kNm	mesnet alt	mesnet üst	açıklık alt	açıklık üst
8. Kat	43	89	43	68		8. Kat	54	112	54	85
7. Kat	65	133	43	68		7. Kat	81	166	54	85
6. Kat	65	111	43	68		6. Kat	81	139	54	85
5. Kat	65	111	43	68		5. Kat	81	139	54	85
4. Kat	65	111	43	68		4. Kat	81	139	54	85
3. Kat	65	111	43	68		3. Kat	81	139	54	85
2. Kat	43	89	43	68		2. Kat	54	112	54	85
1. Kat	43	68	43	68	→	1. Kat	54	85	54	85

M_i değerleri hesaplanırken üst kısımda tabla donatısı dikkate alınmıştır.

Tablo 3.39 Kiriş deprem momenti değerleri (M_e)

kNm	Sol mesnet	Sağ mesnet
8. Kat	39	41
7. Kat	48	50
6. Kat	46	48
5. Kat	47	48
4. Kat	44	45
3. Kat	38	40
2. Kat	30	31
1. Kat	18	18

M_e değerleri, SAP2000 modellemesi G+Q+E yüklemesi sonuçlarıdır.

Tablo 3.40 Kirişlerin aşırı dayanım katsayıları

	Φ
8. Kat	2,07
7. Kat	2,52
6. Kat	2,34
5. Kat	2,32
4. Kat	2,47
3. Kat	2,82
2. Kat	2,72
1. Kat	3,86

İdeal Φ değerinin (1,39) üstünde değerler bulunmuştur. Karma sistem perdeli aksları için bu kabul edilebilir bir durumdur.

Kirişlerin kesme kuvveti hesap değerleri (3.4) eşitliği ile hesaplanır.

Tablo 3.41 (a) V_g

(kN)	Sol mesnet	Sağ mesnet
8. Kat	39	41
7. Kat	59	61
6. Kat	59	61
5. Kat	59	61
4. Kat	59	61
3. Kat	59	61
2. Kat	59	61
1. Kat	59	61

(b) V_i

(kN)	Sol mesnet	Sağ mesnet
8. Kat	72,2	74,2
7. Kat	108,5	110,5
6. Kat	103,0	105,0
5. Kat	103,0	105,0
4. Kat	103,0	105,0
3. Kat	103,0	105,0
2. Kat	92,2	94,2
1. Kat	86,8	88,8

V_g , SAP2000 modellemesi (1,4G+1,6Q) değerleridir.

$v_i = V_i / bd < v_{\max} < 0,16 f_{cd} = 2.13$ şartı sağlanmalıdır. Hesaplanan kesme gerilmesi:

Tablo 3.42 v_i kesme gerilmesi değerleri

kN/mm2	Sol mesnet	Sağ mesnet
8. Kat	0,48	0,49
7. Kat	0,72	0,74
6. Kat	0,69	0,70
5. Kat	0,69	0,70
4. Kat	0,69	0,70
3. Kat	0,69	0,70
2. Kat	0,61	0,63
1. Kat	0,58	0,59

Bu değerlere göre kesitin kesme dayanım kontrolü,

$$r = -0,6 \text{ için } v_{imax} = 0,25 (2 + r) (\sqrt{f_{cd}}) = 1,28 \text{ MPa}$$

$v_i < v_{imax}$ şartı sağlanmıştır. Buna göre plastik mafsallarda çapraz (diyagonal) donatı gerekli değildir.

b) Etriye hesabı:

Plastik mafsallarda,

Kirişlerin plastik mafsallarında betonun kesme dayanımı sıfır alınır. $v_c = 0$ ile (3.11) eşitliğine göre,

Tablo 3.43 A_v / s değerleri

mm ² /mm	Sol mesnet	Sağ mesnet
8. Kat	0,33	0,34
7. Kat	0,50	0,50
6. Kat	0,47	0,48
5. Kat	0,47	0,48
4. Kat	0,47	0,48
3. Kat	0,47	0,48
2. Kat	0,42	0,43
1. Kat	0,40	0,41

Etriye aralığı s için (TS500'e göre)

$$s \leq 8 \Phi \quad 96 \quad \text{Mm}$$

$$s \leq 150 \quad 150 \quad \text{Mm}$$

$$s \leq d/4 \quad 145 \quad \text{Mm}$$

A_v , birim mesafe için gereken etriye alanıdır. A_o , bir etriyenin bir bacağının kesit alanı, ΣA_b - Kesitteki toplam basınç donatısı alanı ve f_{ywd} , etriye donatısı akma dayanımı (S220 için 191 MPa) olmak üzere (3.9) eşitliğine göre,

Tablo 3.44 A_o / s değerleri

mm ² /mm	sol m.	sağ m.
8. Kat	0,27	0,41
7. Kat	0,41	0,68
6. Kat	0,41	0,54
5. Kat	0,41	0,54
4. Kat	0,41	0,54
3. Kat	0,41	0,54
2. Kat	0,27	0,41
1. Kat	0,27	0,27

Çift kollu $\Phi 8$ (50 mm²) lik etriye ile 0,68 için $s = 74$ mm, 0,27 için $s = 185$ mm hesaplanır. min $s = 74$ mm. Sonuç olarak $\Phi 8 / 70$ seçilir.

Elastik bölge için :

ρ_w , çekme donatı oranı alt donatılar için hesaplanarak, ayrıca irdelenen kesitlerde betonun taşıyabileceği kesme kuvveti bulunarak (3.10) eşitliğine göre kesitte gerekli etriye alanı:

Tablo 3.45

(a) Açıklık alt donatıları için ρ_w

8. Kat	0,0023
7. Kat	0,0039
6. Kat	0,0031
5. Kat	0,0031
4. Kat	0,0031
3. Kat	0,0031
2. Kat	0,0023
1. Kat	0,0016

→

(b) v_c değerleri

8. Kat	0,34
7. Kat	0,40
6. Kat	0,37
5. Kat	0,37
4. Kat	0,37
3. Kat	0,37
2. Kat	0,34
1. Kat	0,31

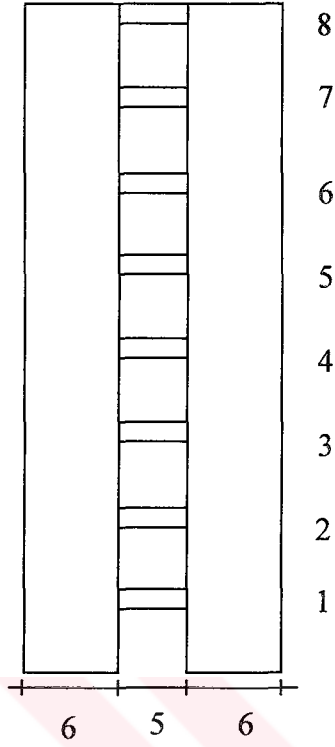
→

(c) A_v / s değerleri

8. Kat	0,105
7. Kat	0,232
6. Kat	0,226
5. Kat	0,226
4. Kat	0,226
3. Kat	0,226
2. Kat	0,196
1. Kat	0,191

Elastik bölgede $\Phi 8$ etriye için (100,53 mm²) 200mm ara ile etriyeler yerleştirilir.

3.3.2. Perdelerin Tasarımı



Şekil 3.8 Perdelerin bulunduğu 1-1 aksı

Yukarıda gösterilen perdeler depremin geliş yönüne göre basınç ve çekme perdesi olarak çalışırlar. Hesaplarda geçen basınç ve çekme perdesi ifadeleri bunu belirtmektedir. Çekme ve basınç perdesi ayrı ayrı hesaplandıktan sonra elverişsiz duruma göre her iki perdeye de aynı donatılar yerleştirilir. Çünkü deprem varsayılan deprem yönünün aksi yönde geldiği zaman perdelerin çalışma sıfatları birbirleriyle değişecektir.

Tablo 3.46 Perdeler gelen kuvvetler:

	Çekme perdesi	Basınç perdesi
P_E (kN)	-235	238
P_D (kN)	2222	2222
P_L (kN)	404	404
$P_D + P_L + 1.3P_E$ (kN)	2320	2935
$0.9P_D + P_E$ (kN)	1765	2238
$P_D + P_L + P_E$ (kN)	2391	2864
$1.4P_D + 1.6P_L$ (kN)	3757	3757
$P_D + P_L$ (kN)	2626	2626
M_u * (kNm)	7392	11624

95

$\Phi 10/250$ ye göre orta bölgenin donatı alanı $As_2 = 5.3/0.25*2*78.5 = 3350\text{mm}^2$

$$F_2 = As_2 * f_{yd} * 10^{-3} = 3350 * 365 * 10^{-3} = 1223 \text{ kN}$$

$$P_i = P_u / \Phi = 1853 / 0.9 = 2060 \text{ kN}$$

Tarafsız eksene göre moment alınırsa,

$$P_i * (4.19 - 3 + 0.1) + F_2 * 2.65 = F_1 * x_1$$

$$F_1 * x_1 = 2060 * 1.29 - 1223 * 2.65 = - 584 \text{ kN}$$

Değerin (-) çıkmasının anlamı, gövdedeki donatının momenti karşıladığıdır. Buna

göre uç bölgesine minimum donatı yeterlidir. Minimum donatı oranı uç bölgesi için,

$$\rho = 2 / f_{yd} = 2 / 365 = 0.00548 \text{ dir. Gereken } As_{uç} = As_1 = \rho * A = 0.00548 * 600 * 250 = 822 \text{ mm}^2 . \text{ Buna göre seçilen donatı : } 6\Phi 14 (924 \text{ mm}^2)$$

Seçilen donatıya göre $F_1 = 924 * 365 * 10^{-3} = 337 \text{ kN}$ bulunur.

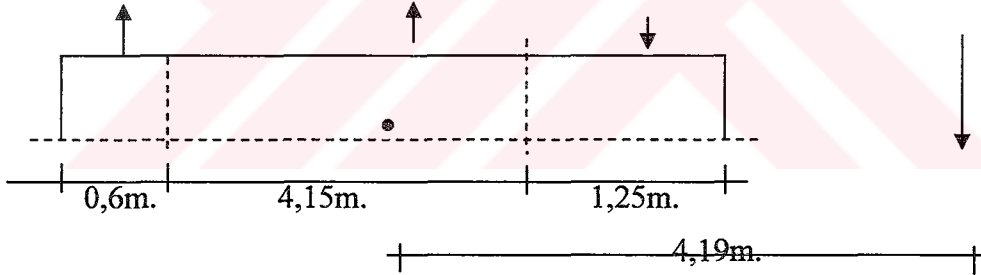
Basınç bölgesinde oluşacak basınç kuvveti $F_b = F_1 + F_2 + P_i$ dir. $F_b = 3620 \text{ kN}$

olarak bulunur. Basınç bloğu uzunluğu $a = F_b / (0.85 * 1.25 * f_{cd} * b) = 1048 \text{ mm}$

elde edilir. Formülde paydada ki 1.25 değeri betonun basınç durumunda dayanımının

%25 arttığı kabulüne göre kullanılır. Bu a değerine göre basınç bölgesi uzunluğu $c =$

$a / 0.85 = 1200 \text{ mm}$ dir. Yukarıda bu değer 100 mm. seçilmişti. Yeni değere göre kesit:



Şekil 3.11 Kesitte oluşacak kuvvetler ve hesaplanan geçerlilik uzunlukları

F_1 değişmeyecektir.

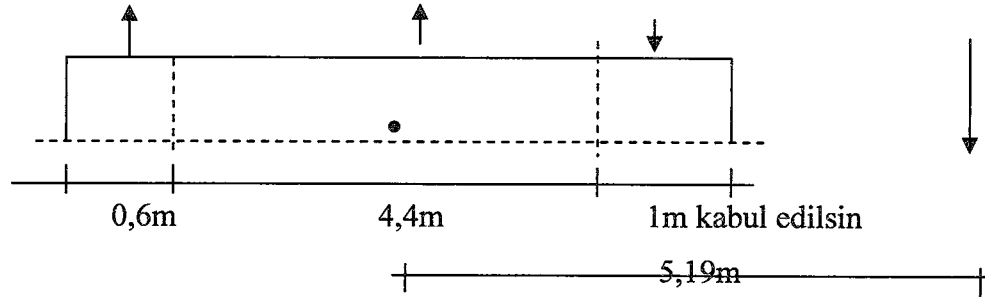
G ağırlık merkezine göre bulunan kuvvetlerin toplam momenti kesitin ideal moment dayanımını verecektir.

$$M_{iç} = 337 * 2.7 + 1223 * 0.3 + 3620 * 2.4 = 9965 \text{ kNm}$$

$\Phi_{o,w} = M_{iç} / M_u = 9965 / 7762 = 1.28$ kapasitede fazlalık vardır. Bu perdelerin zamanla yorulmasına karşı olması istenen bir durumdur.

b) Basınç perdesi için donatı hesabı

$$\begin{aligned} P_u &= 0.9PD + PE = 2238 & \text{arttırılmış değer : } P_u &= 2350 \text{ kN} \\ M_u &= 11624 & \text{arttırılmış değer : } M_u &= 12205 \text{ kNm} \\ \text{Eksenel kuvvet ile oluşan eksantrisite : } e &= M_{\text{Çu}} / P_u = 7392 / 1765 = 5,19 \text{ m} \end{aligned}$$



Şekil 3.12 Basınç perdesinde oluşacak kuvvetler

$\Phi 10/250$ ye göre orta bölgenin donatı alanı $As_2 = 4.4 / 0.25 \cdot 2 \cdot 78.5 = 2781 \text{ mm}^2$

$$F_2 = As_2 \cdot f_{yd} \cdot 10^{-3} = 3160 \cdot 365 \cdot 10^{-3} = 1015 \text{ kN}$$

$$P_i = P_u / \Phi = 2350 / 0,9 = 2611 \text{ kN}$$

Tarafsız eksene göre moment alınır,

$$P_i \cdot (5,19 - 3 + 1) + F_2 \cdot 2,2 = F_1 \cdot x_1$$

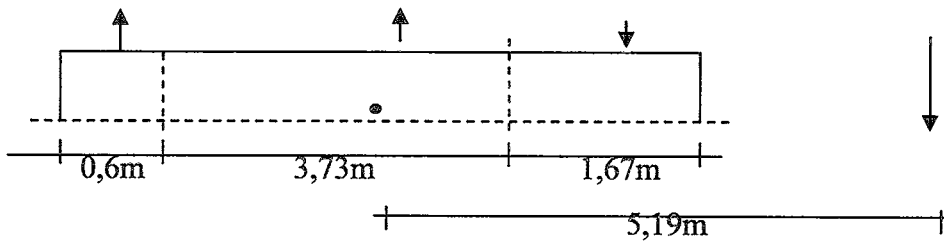
$$F_1 \cdot x_1 = 2611 \cdot 3,19 - 1223 \cdot 2,2 = 6096 \text{ kNm}, F_1 = 6096 / x_1 = 6096 / 4,7 = 1297 \text{ kN}$$

Gereken $As_{uç} = As_1 = F_1 \cdot 10^3 / f_{yd} = 3553 \text{ mm}^2$. Buna göre seçilen donatı: $14\Phi 18$ (3563 mm^2)

Seçilen donatıya göre $F_1 = 3563 \cdot 365 \cdot 10^{-3} = 1300 \text{ kN}$ bulunur.

Basınç bölgesinde oluşacak basınç kuvveti $F_b = F_1 + F_2 + P_i$ dir. $F_b = 4926 \text{ kN}$ olarak bulunur. Basınç bloğu uzunluğu $a = F_b / (0,85 \cdot 1,25 \cdot f_{cd} \cdot b) = 1426 \text{ mm}$ elde edilir. Bu değere göre basınç bölgesi uzunluğu $c = a / 0,85 = 1670 \text{ mm}$ dir.

Yukarıda bu değer 1000 mm. kabul edilmişti. Yeni değere göre kesit :



Şekil 3.13 Basınç perdesinde oluşacak kuvvetlerin geçerlilik uzunlukları

G ağırlık merkezine göre bulunan kuvvetlerin toplam momenti kesitin ideal moment dayanımını verecektir.

$$M_{ib} = 1300*2,7+1015*0,535+4926*2,165 = 14718 \text{ kNm}$$

$$\Phi_{o,w} = M_{ib} / M_u = 14718 / 12205 = 1,20 \text{ kapasitede fazlalık vardır.}$$

c) Perdelerin aşırı dayanım momentleri

Perdelerin aşırı dayanımları yüksek olabilir. Ancak çerçevedeki kirişlerin dayanımı sistemin aşırı dayanımının limitini belirler. Yani kirişlerin aşırı dayanım değeri gözönüne alınarak perdelerin alabileceği değer hesaplanır.

Buna göre çerçevedeki tüm kirişlerin aşırı dayanım momentleri toplamı, tüm kirişlerin her iki uçlarının alt ve üst aşırı momentlerinin toplamıdır. Tanıma göre $\Sigma M_o = 3198 \text{ kNm}$ elde edilmiştir. Bu değer kuvvet çifti şeklinde çekme perdesinde çekme kuvveti, basınç perdesinde basınç kuvveti olarak kabul edilecektir. Bu değer,

$$P_{Eo} = (1-n/80) \Sigma M_o = (1- 7 / 80) 3198 = 2918 \text{ kN}$$

i) Çekme perdesi aşırı dayanım momentleri ($M_{oç}$):

Çekme perdesinde kesit aşırı dayanım hesaplanırken kesitteki eksenel kuvvet

$$P_{oç} = P_{Eo}-P_D+P_L = -2918+2222+404 = -292 \text{ kN (çekme)}$$

Çekme perdesinin ideal dayanım hesaplanırken elde edilen uç ve gövde bölgeleri çekme dayanımları $F_1 = 337 \text{ kN}$, $F_2 = 1223 \text{ kN}$ idi. Donatıların aşırı zorlama durumunda dayanımının 1,4 kat arttığı kabul edilerek kesitteki toplam donatı çekme aşırı dayanım kuvveti $F_o = (337+1223)*1,4 = 2184$ bulunmuştur. Bu değere göre kesitteki basınç dayanımı $F_b = 2184 - 292 = 1892 \text{ kN}$ olacaktır. Bu değere göre $a = 550 \text{ mm}$ elde edilmiştir. Yukarıda daha önce yapılan işlem burada ilgili değerlerle yapılarak $M_{oç}$, aşırı dayanım momentleri hesaplanır.

$$M_{oç}=1,4(337*2,7+1223*0,05)+1892*2,725 = 6515 \text{ kNm olarak bulunmuştur.}$$

ii) Basınç perdesi aşırı dayanım momentleri (M_{ob}):

Basınç perdesinde kesit aşırı dayanım hesaplanırken kesitteki eksenel kuvvet

$$P_{ob} = P_{Eo}-P_D+P_L = 2918+2222+404 = 5544 \text{ kN (basınç)}$$

Basınç perdesinin ideal dayanım hesaplanırken elde edilen uç ve gövde bölgeleri çekme dayanımları $F1 = 1300 \text{ kN}$, $F2 = 1015 \text{ kN}$ idi. Donatıların aşırı zorlama durumunda dayanımının 1,4 kat arttığı kabul edilerek kesitteki toplam donatı çekme aşırı dayanım kuvveti $Fo = (1300+1015)*1,4 = 3241$ bulunmuştur. Bu değere göre kesitteki basınç dayanımı $Fb = 3241+5544 = 8785 \text{ kN}$ olacaktır. Bu değere göre $a = 2500\text{mm}$ elde edilmiştir. $M_{ob} = 1,4 (1300*2,7+1015*0,90)+8785*1,75 = 21567 \text{ kNm}$ olarak bulunmuştur.

d) Perdelerin kesme dayanımlarının hesabı:

İki perde için toplam aşırı dayanım katsayısı,

$$\Phi_{o,w} = (Mo_{\phi} + Mo_b + P_{Eo} \ell) / Mo = (6515 + 21567 + 11*2918) / 43458 = 1,38$$

Taban seviyesinde kattaki tüm perdeler gelen kesme kuvveti 3059kN (SAP2000 analizi sonuçlarından). Tüm taşıyıcı elemanlara gelen toplam kesme kuvveti 3200 kN dur. η_v , perde kesme oranı $\eta_v = \Sigma V_{perde} / \Sigma V_t = 3059 / 3200 = 0,96$ elde edilmiştir. w_v , dinamik kesme büyütme katsayısı, bölüm 2.4 17 adıma göre $w_v = 1,3+n/30 = 1,57$, karma sistemler için uygulanacak değer (2.14) eşitliğine göre $w_v^* = 1 + (w_v-1) \eta_v = 1 + (1,57-1)*0,96 = 1,55$ bulunmuştur. Hesabı yapılan akstaki perdelerin taşıdığı deprem kuvvetleri sırasıyla $553, 951 \text{ kN}$ dur (SAP2000 analiz sonuçlarından). Aksta taşınan toplam $V_E = 553+951 = 1504 \text{ kN}$ olacaktır. Perdelerin tasarım kesme kuvveti değeri $V_{perde} = w_v^* \Phi_{o,w} V_E = 1,55*1,38*1504 = 3217 \text{ kN}$ olacaktır. Çekme perdesine gelen tasarım kesme kuvveti,

$$V_{u\phi} = Mo_{\phi} / (Mo_{\phi} + Mo_b) * V_{perde} = 6515 / (6515+21567) * 3217 = 746 \text{ kN}$$

basınç perdesine gelen tasarım kesme kuvveti,

$$V_{ub} = Mo_b / (Mo_{\phi} + Mo_b) * V_{perde} = 21567 / (6515+21567) * 3217 = 2471 \text{ kN}$$

Basınç perdesine gelen kuvvet fazla olduğu için bu perdenin kesme dayanımı tetkik edilecektir. $v_i = V_{ub} / bd = 2471 / 6000*250 = 1,64 \text{ MPa}$. Perdelerin maximum alabileceği kesme kuvveti değeri (2.17) eşitliğine göre

$$v_{imax} \leq (0,22 \Phi_{o,w} / \mu_{\Delta} + 0,03) f_{cd} = [(0,22* 1,38 / 5,686) + 0,03] * 13 = 1,08 \text{ MPa}.$$

$v_i > v_{imax}$ olduğu için kesit yetersizdir. Plastik mafsallarda kesit değerleri artırılmalıdır. Buna göre beton sınıfı olarak BS25 ve perde kalınlığı olarak 300mm

alınarak kesit kontrol edilmelidir. $v_i = V_{ub} / 0,8bd = 2471 / 6000 \cdot 300 = 1,37 \text{ MPa}$,
 $v_{i\max} \leq (0,22 \Phi_{o,w} / \mu_{\Delta} + 0,03) f_{cd} = [(0,22 \cdot 1,38 / 5,686) + 0,03] \cdot 16,7 = 1,39 \text{ MPa}$.
 Şart sağlanmıştır. Yeni kesit alanı $A' = 300 \cdot 6000 = 1800000 \text{ mm}^2$ olmuştur.

i) Kesme donatısı

Basınç perdesi için betonun taşıdığı kesme dayanımı $v_c = 0,6 \sqrt{P_{ob} / A_g}$ formülüne göre $v_c = 0,6 \cdot (\sqrt{5544000 / 1800000}) = 1,05 \text{ MPa}$. Buna göre kesme donatısı ,

$$\frac{A_v}{s} = \frac{(v_i - v_c)}{f_{yd}} b_w = (1,37 - 1,05) \cdot 300 / 365 = 0,26 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ elde edilmiştir.}$$

A_v , $\Phi 10$ için $79 \cdot 2 = 158 \text{ mm}^2$ (iki yüzde bulunacağı için 2 ile çarpılmıştır) olmak üzere s, 200 mm seçilmesi uygun olacaktır. Seçilen $\Phi 10 / 200$ donatısı, kesme kuvveti çok daha az olan çekme perdesini rahatlıkla karşılayabileceği için çekme perdesi için aynı donatı geçerlidir.

Plastik mafsallık bölgesi yüksekliği temelden $H_p = \max(l_w ; H/6) = \max(6000; 4000) = 6000 \text{ mm} = 6 \text{ m}$ dir. Zemin seviyesinden 6m yüksekliğe kadar plastik mafsallık bölgesi olarak donatı yerleştirilecektir.

ii) Kesme kapasitesinin kontrolü

V_{perde} yukarıda hesaplandığı üzere 3217kN, $P_D = 2222 \text{ kN}$, μ sürtünme katsayısı; en az 5mm pürüzlendirilmiş betonda 1.4, 2-5 mm arası pürüzlü betonda 1.0 ve Φ azaltım katsayısı 1.0 olmak üzere,

$$A_{vf} = \frac{V_{perde} - \phi \mu P_D}{\phi \mu f_{yd}} \quad (3.29)$$

formülüne göre kesitte kesmeyi karşılayacak gereken donatı $\mu = 1.4$ için $A_{vf} = 208 \text{ mm}^2$, $\mu = 1.0$ için $A_{vf} = 2726 \text{ mm}^2$ bulunmuştur. Perdeler için hesaplanan toplam boyuna donatı daha önce bulunduğu üzere $A_s = 7520 \text{ mm}^2$ dir. Bu değer gereken miktardan çok daha büyük olduğu için perdeler yeterli kesme kapasitesine sahiptir.

e) Beton basınç bölgesinin kuşatılması

$$c_c = \frac{M_{o,w}}{2.2 \lambda_o \mu_{\Delta} M_E} \ell_w \quad (3.30)$$

formülüne göre basınç bölgesinin uzunluğu kritik olan basınç perdesine göre 605mm bulunur. Basınç perdesinde $c = 1,67m$ alınmıştı, $1,67m > 0,605m$ olduğu için tahkik gerekir. $\alpha = (1 - 0,7 c_0 / c) \geq 0,5$ olmalıdır. Formüle göre $\alpha = (1 - 0,7 605 / 1670) = 0,74$. $1,67m$ lik basınç bölgesinin $0,74 * 1,67 = 1,24m$ lik kısmı sarılmalıdır.

$$A_{sh} = 0,12 s_h h'' \frac{f_{cd}}{f_{yh}} (0,5 + 0,9 c / \ell_w) \quad (3.31)$$

formülü ile gerekli doonatu hesaplanacaktır.

h'' , perdenin basınç bölgesindeki boyuna donatılar arasındaki mesafe, f_{yh} , etriyenin akma mukavemetidir.

$$s_h < 8\Phi = 8 * 12 = 96 \text{ mm}$$

$$s_h < 0.5(b_w - 2*d') = 0.5(300 - 2*20) = 130 \text{ mm}$$

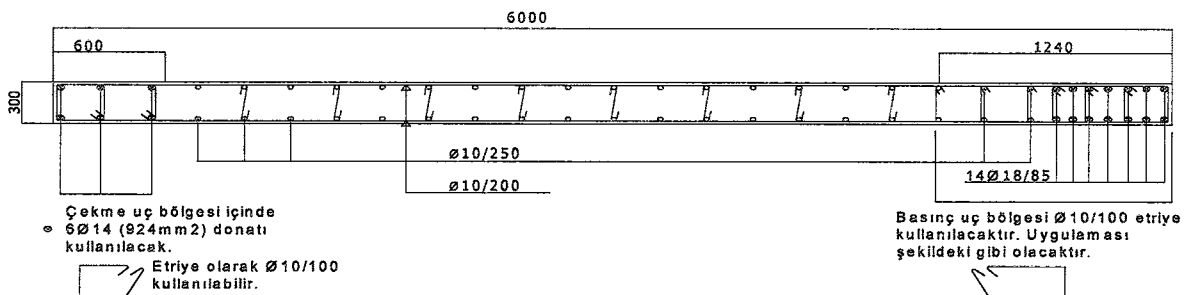
$$h'', 85 \text{ mm}$$

f_{yh} , 191 MPa olmak üzere

$A_{sh} = 59 \text{ mm}^2$ elde edilmiştir. Kullanılacak etriye aralığı $s_h = (A_{\Phi 10} / A_{sh}) * 100 = (79 / 59) * 100 = 133 \text{ mm}$. bulunur. Donatı aralığı olarak en küçük değere göre 100mm seçilir. Buna göre etriye $\Phi 10 / 100$ uygundur.

f) Donatılar perde ve basınç perdelerine hesaplanan değerlerin büyük olanları kullanılarak yerleştirilecektir. Perdelerin donatı düzeni ayna simetriği olarak düzenlenecektir.

Plastik mafsallık bölgesi katlarda perde kalınlığı daha önce gösterildiği üzere 300mm ye çıkartılmıştır ve beton sınıfı olarak ta BS25 kullanılacaktır. Diğer üst katlarda perde kesiti 250mm, beton sınıfı BS20'dir.



Şekil 3.14 Perde Donatı Krokisi

4. SONUÇ

Son yıllarda birçok ülkede uygulanan kapasite yönteminde büyük yerdeğiştirmeler altında enerji dağıtımına izin verilerek yapının davranışını kontrollü olarak iyileştirmek amaçlanmaktadır. Taşıyıcı sistemi perde ve çerçevelerle teşkil edilen ve karma taşıyıcı sistemler olarak isimlendirilen yapılarda bu yöntemle göre kiriş uçlarında, ilk kat kolonlarının temelle birleşim kesitlerinde ve perdelerde temelden itibaren belli bir yükseklikteki bölgede mafsall oluşmasına izin verilmekte, diğer tüm elemanlarda ise mafsall oluşmasına neden olacak zorlardan daha büyük kapasiteler seçilerek bu elemanların göçmesinin önlenmesi yoluna gidilmektedir. Bu çalışmada karma taşıyıcı sistemlerin tasarımı incelenmiştir. Ülkemizde yürürlükte bulunan deprem yönetmeliğinde taşıyıcı sistemlerde süneklik ile ilgili yaklaşımlar mevcuttur.

Plastik mafsallarda perde stabilitesinin sağlanabilmesi için perde kalınlıklarının belirli bir değerden küçük olmaması istenir. Bu manada verilen şartlardan biri göz önüne alınan süneklik ile ilgilidir. Şartlar ABYYHY’de sadece yüksekliğe bağlı iken; kapasite tasarımında bina toplam yüksekliği, birinci kat yüksekliği, perde boyu gibi faktörlere bağlıdır.

Kapasite tasarımında hesap yapılırken kesitlerin çatlamış durumu gözönüne alınmaktadır. Ülkemizdeki şartnamelerde elemanların çatlamaları ve bunlardan kaynaklanacak dayanım kayıpları gözönüne alınmamaktadır.

Bağ kirişlerinde beton cinsine, açıklığa, kiriş yüksekliğine bağlı olarak bir kıyas kayma gerilmesi hesaplanmıştır. Kirişe etki eden kayma gerilmesi bu değeri aşarsa çapraz donatı gerekir. ABYYHY’de $\ell_n > 3h_k$, $V_d \leq 1.5b_wdf_{cd}$ şartlarının her ikisinin sağlanması halinde gereklidir.

Kapasite tasarımında aşırı dayanım kavramı tanımlanmaktadır. ABYYHY’de bu kavram yoktur. Örneğin Yeni Zelanda şartnamesinde bu değerler malzeme cinsine göre 1.25 veya 1.40 alınmaktadır.

Momentlerin yeniden dağılımı için bazı yabancı şartnameler %30'a kadar moment aktarımına izin vermektedir. TS500'e göre bu sınır %15'dir.

Bu tezin üçüncü bölümünde kapasite tasarımı yöntemine göre sekiz katlı bir perde ve çerçeveli yapı incelenmiştir. Bu çalışmadan da görüleceği gibi kapasite yönteminde daha detaylı ve gerçekçi bir projelendirme söz konusudur.



KAYNAKLAR

- [1] **Paulay, T. ve Priestly, M. J. N.**, 1992. Seismic Design of Reinforced concrete and Masonary Building, John Wiley&Sons Inc.,USA.
- [2] **Celep, Z. ve Kumbasar, N.**, 2001. Betonarme Yapılar. Beta Dağıtım, İstanbul.
- [3] **Celep, Z. ve Kumbasar, N.**, 2004. Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı. Beta Dağıtım, İstanbul.
- [4] **Özden, K. ve Kumbasar, N.**, 1993. Betonarme Yüksek Binalar, İTÜ İnşaat Fakültesi Matbaası, İstanbul.
- [5] **König, G.**, 1990. Hochhauser aus Stahlbeton, Beton Kalender 1990, Teil II, Ernst&Sohn, Deutchland.
- [6] **Atımay E.**, 2000. Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkındaki Yönetmelik, ODTÜ, Ankara.
- [7] **ABYYHY**, 1998. Afet Bölgelerine Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik,
- [8] **TS-500**, 2000. Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [9] **Eurocode8**, 1998. Design of Structures for Earthquake Resistance
- [10] **ACI318-02**, 2002. Building Code Requirements For Structural Concrete and Commentary, ACI, USA.
- [11] **NZS3101**, 1995. New Zeland Concrete Structures Standart, New Zeland.
- [12] **Paulay T.**, 1999. A Simple Seismic Design Strategy Based On Displacement and Ductility Compatibility, *Earthquake Engineering and Engineering Seismology*, Vol.1, No.1, 51,57.
- [13] **SIA 380/1**, 2001. Norm Schweizerischen Ingenieur- und Architektenverein, Swiss.
- [14] **TS-498**, 1987. Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [15] **SAP2000 Plus Version 7.44**, Structural Analysis Program

EKLER

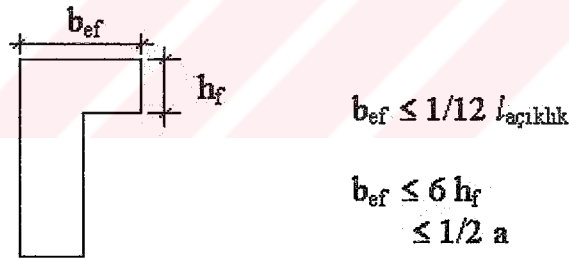
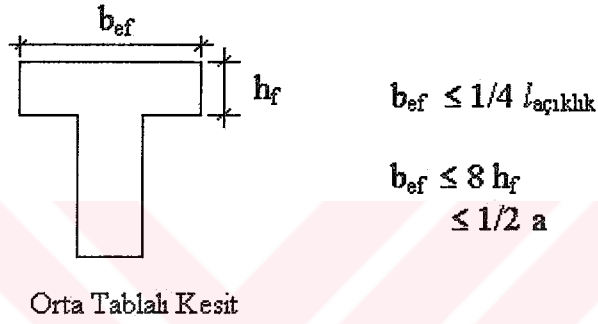


EK A1. Çerçevelerin Rijitliklerinde Çatlamanın Gözönüne Alınması

İsviçre şartnamesi [13]

Kiriş ve kolon atalet momentlerinden hareketle eşdeğer atalet momenti tanımlanır.

Kirişlerde : $I_e = 0.4 I_g \sim 0.5 I_g$



Kenar Tablalı Kesit

Şekil EK A1.1 Tablalı kesit genişlikleri

Bu durumda bulunan atalet momentlerinin yarısı eşdeğer atalet momenti olarak kullanılır.

Kolonlarda:

a) Orta ve şiddetli normal kuvvetle zorlanan kolonlarda;

$$I_e = 0.8 I_g \sim 1.0 I_g \text{ veya}$$

$$I_e = (0.5 + 1.5P/(f_c'/A_g)) I_g \leq I_g$$

(EK A1.1)

P: Mesnetteki normal kuvvet (Sabit yüklerden oluşan P_D normal kuvvetinin 1.1 katı alınabilir).

A_g : Beton kesitinin alanı

f'_c : (f_{cd}) betonun hesap dayanımı

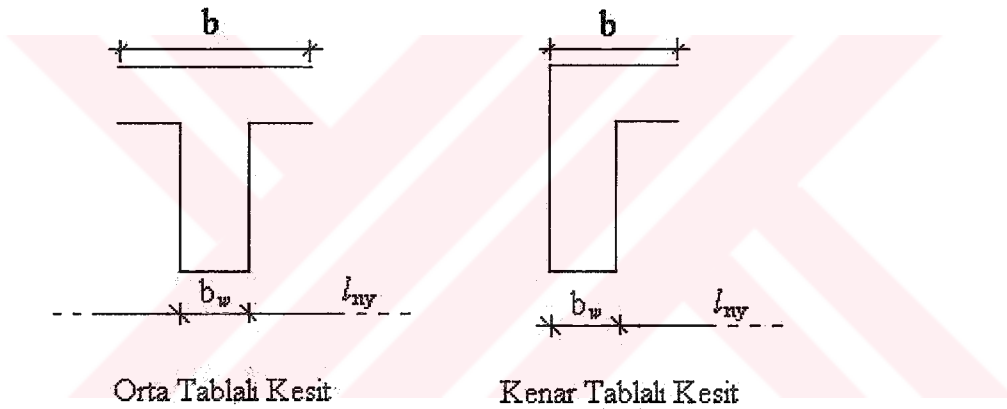
b) Küçük veya orta şiddete kadar normal kuvvetle zorlanan kolonlarda;

$$I_e = 0.5 I_g \sim 0.7 I_g$$

Yeni Zelanda Şartnamesi

Tablo Ek A1.1 Çatlama durumunda atalet momenti azaltma katsayıları

	Sınır	Tavsiye Edilen Değer
Dikdörtgen Kiriş	$(0.3 - 0.5) I_g$	$0.40 I_g$
T veya L kiriş	$(0.25 - 0.45) I_g$	$0.35 I_g$
Kolon $P > 0.5 f_c A_g'$	$(0.7 - 0.9) I_g$	$0.80 I_g$
Kolon $P = 0.2 f_c A_g'$	$(0.5 - 0.7) I_g$	$0.60 I_g$
Kolon $P = -0.05 f_c A_g'$	$(0.3 - 0.5) I_g$	$0.40 I_g$



Şekil EK A1.2 Tablalı kesit genişlikleri

l_x = kirişin açıklığı

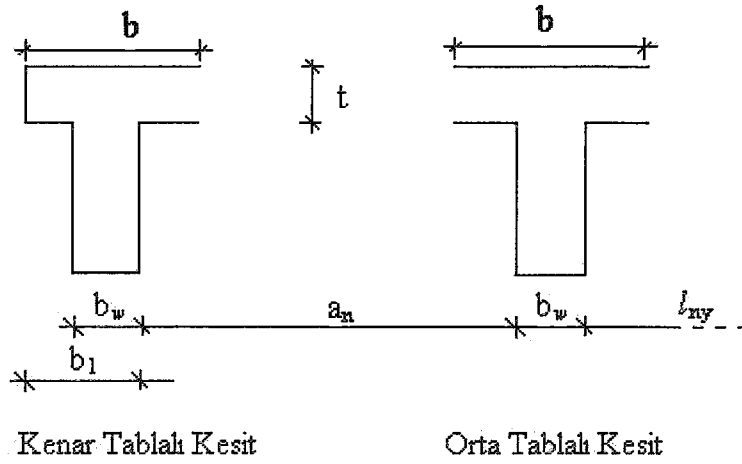
l_{ny} = iki kiriş arasındaki net net mesafe

Tablo EkA1.2 Tablalı kesitler için b değeri

Tam Tablalı		Yarım Tablalı	
Basınç bölgesi için	Rijitlik	Basınç bölgesi için	Rijitlik
$\leq b_w + 16 h_s$	$\leq b_w + 16 h_s$	$\leq b_w + 6 h_s$	$\leq b_w + 3 h_s$
$\leq b_w + l_{ny}$	$\leq b_w, l_{ny}/2$	$\leq b_w + l_{ny}/2$	$\leq b_w, l_{ny}/4$
$\leq l_x/4$	$l_x/8$	$\leq b_w + l_x/12$	$\leq b_w + l_x/24$

T ve L kesitlerde yukarıda tariflenen etkili genişlikle hesaplanan I_g atalet momentinin yarısı alınabilir.

Türkiye Şartnamesi (TS500)'e göre



Şekil EK A1.3 Tablalı kesit genişlikleri

$$\begin{aligned}
 b &= b_1 + 0.1 l_p & b &= b_w + 0.2 l_p \\
 b &\leq 6 t & b &\leq 6 t \\
 b &\leq \frac{1}{2} a_n & b &\leq \frac{1}{2} a_n
 \end{aligned}$$

l_p : 1.0 l (basit kiriş için)
 0.8 l (sürekli kiriş dış açıklık için)
 0.6 l (sürekli kiriş iç açıklık için)
 1.5 l (konsol kiriş)

l : kiriş hesap açıklığı

Doğrusal elastik davranışa dayalı çözümleme ile ilgili hesaplarda tüm beton kesitin eylemsizlik momenti ve beton elastisite modülü kullanılır.

EK A2. Perdelerin Rijitliklerinde Çatlamanın Gözönüne Alınması

İsviçre ve Yeni Zelanda Şartnameleri

Perdelerde eşdeğer atalet momenti donatı gözönüne alınmaksızın hesaplanan brüt beton kesit atalet momenti I_g 'nin %60'ı alınabilir.

Eğer perde rijitliği sözkonusu ise;

$$\begin{aligned}
 \text{Çekme tarafı} & \quad I_e = 0.5 I_g \quad A_e = 0.5 A_g \\
 \text{Basınç tarafında} & \quad I_e = 0.8 I_g \quad A_e = 1.0 A_g
 \end{aligned}$$

A_g : perde brüt beton kesit alanı

Yeni Zelanda şartnamesinde kesin bir hesap için aşağıdaki hesap verilmiştir:

$$I_e = \left(\frac{100}{f_y} + \frac{P_u}{f_c' A_g} \right) I_g \leq I_g \quad (\text{EK A2.1})$$

f_y ; Mpa

P_u ; hesap normal kuvveti (çekme için kullanılır)

Perde çiftinde bağlantı kirişi diyagonal olarak donatılmış ise bağlantı kirişinde l_n açıklık, h yükseklik olmak üzere

$$I_e = \left(\frac{0,4}{1 + 3(h/l_n)^2} \right) I_g \quad (\text{EK A2.2})$$

Perde çiftinde bağlantı kirişi klasik olarak donatılmışsa veya döşeme ile bağlı ise;

$$I_e = \left(\frac{0,2}{1 + 3(h/l_n)^2} \right) I_g \quad (\text{EK A2.3})$$

$h_w / l_w > 4$ olan perdelerde kayma şekildeğiştirmesinin rijitliğe etkisi ihmal edilir.

$h_w / l_w < 4$ ise;

$$I_w = \frac{I_e}{1,2 + F} \quad (\text{EK A2.4})$$

$$F = \frac{30 I_e}{h_w^2 b_w l_w} \quad (\text{EK A2.5})$$

I_w , perdenin eşdeğer hesap atalet momenti

b_w , perde genişliği

l_w , perde uzunluğu

h_w , perde yüksekliği

Perdelerin rijitliklerinde çatlama ile ilgili Türk şartnamelerinde düzenleme yoktur.

EK B. Yük Kombinasyonları

Tablo EK B.1 Yük kombinasyon katsayıları

ÜLKE	γ_D	γ_L	γ_E
Türkiye (TS500 2000)	1.4	1.6	--
	1.0	1.0	1.0
	0.9		1.0
Yeni Zelanda	1.4	1.7	--
	1.0	1.3*	1.0
	0.9	--	1.0

* Plastik mafsallarda aşırı dayanım altında zorlamalar için $\gamma_L = 1.0$ alınmaktadır.

$$S_U = 1.4 S_D + 1.7 S_L \quad \text{veya}$$

$$S_U = 1.0 S_D + 1.3 S_L + 1.0 S_E \quad \text{veya}$$
$$S_U = 0.9 S_D + 1.0 S_E$$

Eğer depremde plastik şekildeğiş-tirmeler ve mafsallarda aşırı dayanım gözönüne alınır-sa,

$$S_U = 1.0 S_D + 1.0 S_L + 1.0 S_{o,E} \quad \text{veya}$$
$$S_U = 0.9 S_D + 1.0 S_{o,E}$$

$S_{o,E}$, deprem etkisinde aşırı dayanımdan elde edilen kesit tesiri

Düşey yüklerden hesaplanan S_U 'da farklılık olmasına rağmen (düşey yükler + deprem) süperpozisyonunda aynı olmaktadır.



ÖZGEÇMİŞ

Bu tezin yazarı, 1979 yılında Bingöl’de doğdu. İlk ve orta öğretimini Malatya’da tamamladı. 1996 yılında İ.T.Ü. İnşaat Mühendisliği bölümüne girdi. 2000 yılında mezun oldu ve 2001 yılında İ.T.Ü. İnşaat Mühendisliği Yapı Anabilimdalında yüksek lisans öğretimine başladı. Bu çalışma ile yüksek lisans eğitimini tamamlamaktadır.

