

Güçlü Kolon Zayıf Kiriş Kontrolü

Abdullah Dursun

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Aralık 2014

Control of Strong Column- Weak Beams

Abdullah Dursun

MASTER OF SCIENCE THESIS

Department of Civil Engineering

December 2014

Güçlü Kolon Zayıf Kiriş Kontrolü

Abdullah Dursun

Eskişehir Osmangazi Üniversitesi
Fen Bilimleri Enstitüsü
Lisansüstü Yönetmeliği Uyarınca
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı
Yapı Bilim Dalında
YÜKSEK LİSANS TEZİ
Olarak Hazırlanmıştır

Danışman: Doç. Dr. Mizan DOĞAN

Aralık 2014

ONAY

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Yüksek Lisans öğrencisi Abdullah Dursun'un YÜKSEK LİSANS tezi olarak hazırladığı “Güçlü Kolon Zayıf Kiriş Kontrolü” başlıklı bu çalışma, jürimizce lisansüstü yönetmeliğin ilgili maddeleri uyarınca değerlendirilerek kabul edilmiştir.

Danışman : Doç. Dr. Mizan DOĞAN

İkinci Danışman : -

Yüksek Lisans Tez Savunma Jürisi:

Üye : Doç. Dr. Mizan DOĞAN

Üye : Prof. Dr. Eşref ÜNLÜOĞLU

Üye : Doç. Dr. İbrahim GÜNALTILI

Üye : Yar. Doç. Dr. Mehmet CANBAZ

Üye : Yar. Doç. Dr. Hande GÖKDEMİR

Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulu'nun tarih ve sayılı kararıyla onaylanmıştır.

Prof. Dr. Hürriyet ERŞAHAN

Enstitü Müdürü

ETİK BEYAN

Eskişehir Osmangazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü tez yazım kılavuzuna göre, Doç. Dr. Mizan DOĞAN danışmanlığında hazırlamış olduğum “Güçlü Kolon Zayıf Kiriş Kontrolü” başlıklı YÜKSEK LİSANS tezimin özgün bir çalışma olduğunu; tez çalışmamın tüm aşamalarında bilimsel etik ilke ve kurallara uygun davrandığımı; tezimde verdiğim bilgileri, verileri akademik ve bilimsel etik ilke ve kurallara uygun olarak elde ettiğimi; tez çalışmamda yararlandığım eserlerin tümüne atıf yaptığımı ve kaynak gösterdiğimi ve bilgi, belge ve sonuçları bilimsel etik ilke ve kurallara göre sunduğumu beyan ederim. 11/12/2014

Abdullah DURSUN

İmza

ÖZET

Taşıyıcı mühendislik malzemelerine ve sistemlerine bakıldığında ana taşıyıcı kısımların diğer tali taşıyıcı kısımlardan daha dayanımlılığı olduğu görülmektedir. Bu kapsama canlılarında dahil edilmesinde bir sınırlama görülmemektedir. Yapı içerisindeki kolonların yapıya gelen 2 temel düşey ve yatay yükün stabilitesi bozulmadan temele kadar kolonlar tarafından taşınacak olması ve kolonların belli bir dayanıma ulaştıktan sonra diğer döşeme ve kirişlerin yük alması kolonların dayanımının yüksek olmasını gerekli kılmaktadır. Bu sebeplerden dolayı yapıların dayanımını kontrol altına almak için güçlü kolon zayıf kiriş kriteri yönetmeliklerde geniş bir şekilde yer almakta ve üzerindeki çalışmalar devam etmektedir. Bu çalışmada bu kriterin yapının diğer elemanlarına, birleşim noktalarına ve elemanların boyutlandırılmasına olan etkileri ve dünyadaki çağdaş yönetmeliklerindeki kriterleri incelenmektedir

Anahtar Kelimeler: Güçlü kolon-zayıf kiriş, düğüm noktası, plastik mafsalsal, yapı davranış katsayısı (R), kolon-kiriş taşıma gücü

SUMMARY

When examining the load-bearing materials and systems, it seems that major bearing parts are stronger than other secondary bearing parts. This content may also be considered applicable to living creatures. Two basic vertical and horizontal loads which affect the structure to be carried via columns to the foundation without any distinction of the structure stability and the other floors and beams to take load after columns reach a certain level of strength which is required to be high column strength. Due to these reasons, in order to control the strength of the structures, strong column-weak beam criteria take a wide place in codes and research is still continuing. In this study, the effects of this criteria to other elements of the structure, joints and dimensioning of elements as well as modern codes criteria in the world are investigated.

Keywords: Strong column-weak beam, beam-column connections, plastic hinge, structural behavior factor (R), ultimate moment resistance of column-beam

TEŞEKKÜR

Gerek lisans gerekse yüksek lisans tezimde istediğim zaman bana yardımlarını esirgemeyen, onlarla her zaman gurur duyduğum ve değerlerini ancak iş yaşamına ve yurt dışına çıktığımda daha çok ama çok anladığım tüm ESOGÜ İnşaat Mühendisliği Bölüm hocalarıma ve özellikle tez konusunda yönlendirme ve yardımlarından dolayı Doç.Dr. Mizan Doğan hocama teşekkür ederim. Ayrıca bu günlere gelmemde ve çalışmamda beni candan destekleyen herşeyim aileme ve çalışma arkadaşlarıma şükranlarımı sunarım.

Abdullah Dursun

Aralık-2014

İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa</u>
ÖZET	v
SUMMARY	vi
TEŞEKKÜR	vii
ŞEKİLLER DİZİNİ	xi
ÇİZELGELER DİZİNİ	xiii
 1. GİRİŞ	
 2. LİTERATÜR TARAMASI.....	4
 3. GÜÇLÜ KOLON ZAYIF KİRİŞ DÜZENLEMESİ	8
3.1. Süneklik Düzeyi Yüksek Yapı Elemanları Boyutlandırılması.....	7
3.2. Güçlü Kolon Tasarımında Etkili Fiziksel Parametreler	21
3.3. Kuşatılmış ve Kuşatılmamış Birleşimler	27
 4. YAPILARIN DEPREM PERFORMANSI	31
4.1. Yapıların Performans Düzeyi	31
4.2. Binalar İçin Hedeflenen Deprem Performans Düzeyleri	33
4.3. Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısının (R) Tespit Edilmesi	37
4.5. Kuvvete Dayalı Tasarım	40
4.6. Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı ve Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı	49

İÇİNDEKİLER (Devam)

Sayfa

4.7. TDY “2.5.2. Süneklik Düzeyi Yüksek Betonarme Boşluksuz Perdeli-Çerçevesel Sistemlere İlişkin Koşullar”	52
5. KOLONLARIN KİRİŞLERDEN DAHA GÜÇLÜ OLMASI KOŞULU	59
5.1. Düğüm Noktalarında Güçlü Kolon Kontrolü	60
5.2. Kolonların Kirişlerden Daha Güçlü Olması Koşulunun Bazı Kolonlarda Sağlanamaması Durumu.....	62
5.3.Kolonlarda Kesme Donatısı Hesabı	66
5.4. Neden Kolonlarda Plastik Moment Hesabına Gerek Var?	80
5.5. Kolon Kesme Kuvveti Kapasiteleri Hesabı	89
6. ÇOK KATLI YAPILARDA GÜÇLÜ KOLON ZAYIF KİRİŞ UYGULAMALARI.....	92
6.1. Hiperstatik sistemlerin çözümünde yapılan kabuller	94
7. SONUÇ VE ÖNERİLER.....	104
8. YARARLANILAN KAYNAKLAR.....	106
ÖZGEÇMİŞ.....	110

ŞEKİLLER DİZİNİ

<u>Sekil</u>	<u>Sayfa</u>
1.1. Zayıf kolondan dolayı ani göçme hasar durumu.....	2
1.2. İstenen kolon kiriş davranışı	5
2.1. Kolon sünekliğinde etkili parametreler	7
3.1. Deprem hasarı	12
3.2. Plastik mafsal mekanizması	13
3.3. Plastik mafsal oluşumunu	13
3.4. Kolon kiriş birleşimleri	14
3.5. Kirişlerde plastik mafsal oluşumu	15
3.6. Ahşap ve betonarme kolon kesitleri	15
3.7. Kolonların yetersiz olmasından oluşan Marmara depremi hasarları	16
3.8. Kolon deprem hasarı	17
3.9. Taşıyıcı sistemlerin yatay yükler altındaki davranışı.....	18
3.10. Düğüm noktası hasarları	19
3.11. Kolon dayanımında etkili olan parametreler	21
3.12. Dairesel (fretli) ve dikdörtgen kesitlerin taşıma gücü	22
3.13. Dairesel kolon kesit örnekleri	23
3.14. Kolon kiriş birleşim uygulamaları	23
3.15: Kolon donatı detayları	25
3.16. Kolonda aderans boyları	26
3.17. Kuşatılmış birleşimler	28
3.18. Kuşatılmış birleşimler	28
3.19. Kuşatılmamış kolon uygulaması	29

ŞEKİLLER DİZİNİ (Devam)

<u>Sekil</u>	<u>Sayfa</u>
3.20. Yükseklikleri farklı giriş birleşimi	30
4.1. Yapıların performans düzeyleri.....	
4.2. Deprem spektrum eğrisinin ve düzeylerinin şekil değiştirmeye dayalı sınırları....	34
4.3. Deprem düzeyleri haritası	35
4.4. Beton dayanımının zamanla değişimi	37
4.5. Histeresis eğrisi	38
4.6. Plastik moment oluşumu	39
4.7. Yapı davranış katsayısının (R) tayini	40
4.8. Yapı davranış katsayısı R değişimi	42
4.9.: R_a deprem yükü azaltma katsayısı	44
4.10. Z3 için Yapı Davranış Katsayısı $R_a=6$ için	45
3.11. Azaltılmış ivme spektrum değerleri	46
4.12 Spektrum eğrisi	49
4.13. Plan ve çerçeve özellikleri	53
4.14. Çerçevenin rijitlik değişimi.....	58
5.1. Düğüm noktası deprem hasarları	59
5.2. Kuşatılmış ve kuşatılmamış düğümler	61
5.3. Çelik yapı düğümünde hasar örneği	62
5.4. TDY 3.3.6 maddesine göre kontrol	63
5.5. 1. kat kolon kesme kuvvetleri	64
5.6. Etriye aralığının dayanıma ve deprem hasarına etkisi	67
5.7. Örnek çerçevenin yükleme ve kesit tesirleri	67

ŞEKİLLER DİZİNİ (Devam)

<u>Şekil</u>	<u>Sayfa</u>
5.8. Kolon ve kiriş donatıları	70
5.9. Düğümlerde kolon kiriş donatıları	71
5.10. Kolonlarda kesme hasarı	74
5.11. Düğüm noktası ara kat güçlü kolon kontrolü	77
5.12. Kolon eksenel yükünün belirlenmesi	81
5.13. Kolon geometrisi ve etriye düzenleme şekilleri	81
5.14. Eksenel yük etkisindeki kolonlarda etriye aralığı etkisi	82
5.15. Kolonlarda etriye yetersizliği sonucu oluşan hasar örnekleri	83
5.16. Kolon etriye sıklaştırma bölgesi	84
5.17. Y-Y yönü etriye hesabı	86
5.18. X-X yönü etriye hesabı	87
5.19. Kolon orta bölgesi etriye kriterleri	90
5.20. Kolon etriye düzenlemesi	91
6.1. GKZKr ve GKrZK durumları için şekil değiştirmeler.....	92
6.2. Düzenli ve düzensiz durumları için şekil değiştirmeler	93
6.3. Kirişlerde eğilmeden önce ve sonraki şekil değiştirme durumu	95
6.4. Gerilme birim şekil değiştirme ilişkisi.....	95
6.5. Çözüm için örnek çerçeve	96
6.6. EL hesabı (kesme ve boy değişimi ihmal) kirişlerin moment değişimi	97
6.7. GKZKr ve GKrZK durumlarının yatay ve düşey yükler için çözüm	98
6.8. GKZKr ve GKrZK durumlarının düşey yükler için çözüm	100
6.9. GKZKr ve GKrZK durumlarının yatay yükler için çözüm	102

ÇİZELGELER DİZİNİ

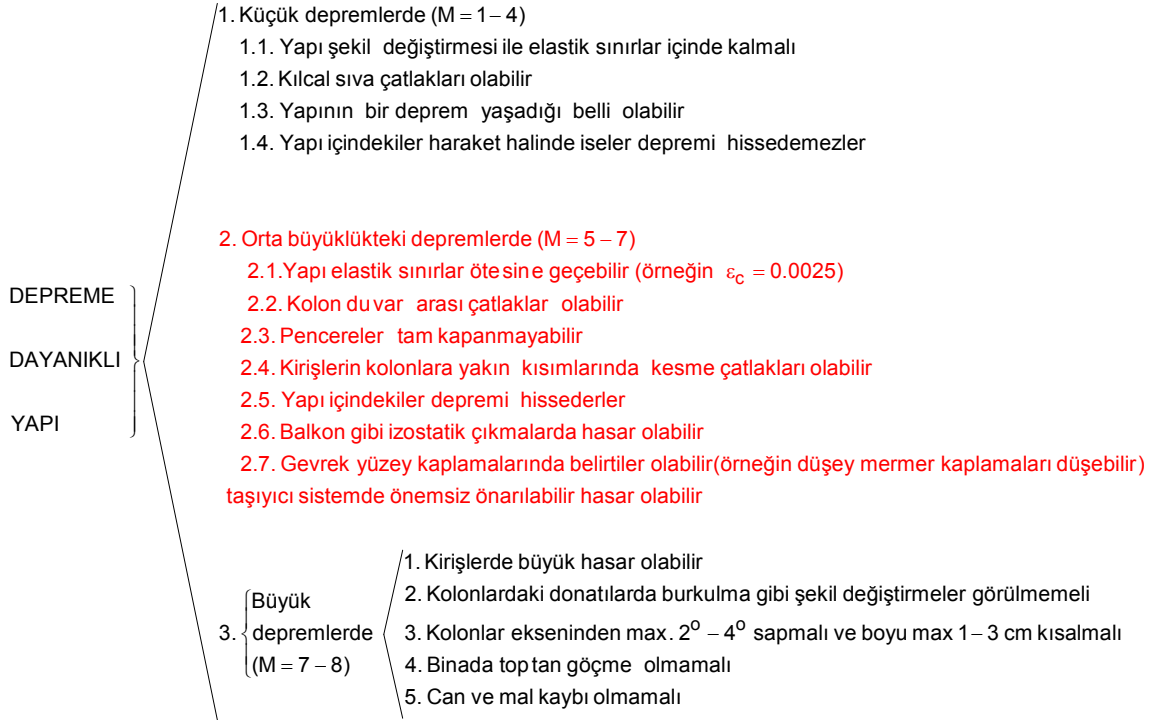
<u>Çizelge</u>	<u>Sayfa</u>
3.1. Süneklik düzeyi yüksek sistemler	21
4.1. Deprem düzeyleri (ATC 40, FEMA)	34
4.2 - Binalar İçin Farklı Deprem Etkileri Altında Hedef Performans Düzeyleri.....	36
5.1. Sayısal örnek için kesit tesirleri	69

BÖLÜM 1

GİRİŞ

Ülkemiz iki aktif deprem kuşağından biri olan Alp deprem kuşağında yer almakta olup, topraklarımızın büyük bir kısmı önemli derecede deprem tehdidi altındadır. Ülkemizin topraklarının yaklaşık %92'si, nüfusunun %95'i, sanayi tesislerimizin %98'i, ve barajlarımızın %92'si aktif deprem kuşağında bulunmaktadır. Nüfusumuzun %21.5'i birinci derece ve %31.4'ü ikinci derece deprem bölgesinde yaşamaktadır. Her yıl milli gelirimizin %0.8'ini depremlerin yaptığı hasarları karşılamak için kullanmaktayız. Cumhuriyetimizin kuruluşundan bu yana ülkemizde depremde ölenlerin sayısının yılda ortalama yaklaşık 1000 kişi iken son İzmit ve Düzce depremleriyle birlikte 45 saniyede yaklaşık 1300 kişi ve maddi hasar hesap edilemez duruma geldi. Bu sebeplerden dolayı deprem incelemeye değer en önemli doğa olayıdır. Çünkü mevcut bilimsel araştırmalar ve sahip olduğumuz teknoloji. Ayrıca depremin bu belirsizliği alınacak tedbirlerin top yekün olmasını gerektirmektedir. Sizin konutunuzun depreme dayanıklı olması depremden korunmak için yeterli olmamaktadır. Bu yelpazeyi genişletilecek olur ise deprem sadece ülkemiz sorunu olmayıp bir insanlık sorunu olduğu görülmektedir. Bu nedenlere ilave olarak her depremin kendine has bir özelliği olmasından dolayı depremden korunma yöntemleri ve bu konudaki yönetmeliklerin büyük bir bölümünü diğer ülkelerdeki depremler ve ilgili çalışmalardan oluştuğu görülmektedir.

Deprem üzerine ülkemizde ve dünyada yapılan bilimsel çalışma verilerini dikkate alarak depremi kaderimiz olmaktan çıkarmak için bilinçli yapı tüketicisi, sivil toplum örgütleri, teknik personel, eğitim kurumları, yerel yönetimler ve devletin ilgili kurumlarının koordineli çalışması ile mümkündür. Bu birimlerden birinin gereken önemi vermemesi durumunda başarıya ulaşılamaz. Bu konudaki yönetmeliklerin yeni gelişmeleri içermesi ve uygulamasının kontrolü yaptırım gücü olan kurum ve kuruluşlarca sağlanması gerekir. Aksi halde taraflardan birisi üzerine düşeni yapmadığı zaman böyle bir yaşamdan söz edilemez. Depreme dayanıklı yapı,



olan yapılar olarak sayılabilmektedir. Yapıların hiçbir depremde hiçbir hasar görmemesi öngörüsü teknik ve ekonomik açıdan çok mümkün değildir. Çünkü canlıların olduğu gibi yapılarında da bazı etkilere dayanımı ve ömrü sınırlıdır. Ayrıca zaman içinde yapılardan beklenen özellik değiştiği için yapı istenerek yıkılabilmektedir.

Yapı deprem kuvvetlerine karşı yapı sünek davranmalı, gelen deprem kuvvetlerini başarılı bir şekilde sönmüleyebilmelidir. İstenen yapının hasar görmemesi değil, ani göçmemesidir. Yani yapı en şiddetli depremde dahi can kaybına sebep olmayacak hasarlarla depremi atlatmasıdır. Betonarme yapılarda çeşitli imalat zorlukları, projenin uygun olmayışı, yapıda düzensizliklerin bulunması gibi çeşitli sebeplerden dolayı kolonlar kirişlerden daha zayıf yapılmakta ve ayrıca kirişlerin döşeme ile birlikte yapılması sonucu tasarlanandan daha yüksek taşıma güçlü olması neticesinde çerçeve hasarı daha çok kolonlarda olmaktadır. Bu yüzden kolonlarda oluşan kesme ve basınç hasarları sonucunda kolonda gevrek ve ani kırılmalar meydana gelir. Bu gevrek kırılma sonucunda yapıda oluşan hasarlar haber verici olmadığı için yapı aniden göçer ve yapıda büyük hasar oluşur (Şekil 1.1). Bu hasar türü dünya deprem yönetmeliklerince hiçbir zaman kabul edilmeyen hasar türüdür.



Şekil 1.1. Zayıf kolondan dolayı ani göçme hasar durumu

Güçlü kolon- zayıf kiriş birleşiminin sağlanmasında etkili olan parametreler,

1. Sistemde bulunan düzensizlikler (A1, A2, A3, B1, B2, ve B3)
2. Kolonun boyuna donatı
3. Kolonda kesme donatısı
4. Kirişin hem boyuna hem kesme donatısı
5. Yapıda beton ve donatı sınıfı
6. Kolon kiriş birleşimi olan düğüm noktası
7. Yapı davranış katsayısının (R)
8. Diğer

olarak sayılabilir. Bu çalışmada, yukarıda sayılan parametrelerin güçlü kolon-zayıf kiriş birleşimine etkisi Türk Deprem Yönetmeliğinin (TDY-2007) kriterlerine göre incelenmektedir. Çalışmanın ikinci bölümünde literatür incelemesi, üçüncü bölümünde güçlü kolon zayıf kiriş düzenlemesi, dördüncü bölümünde yapıların deprem performansı, beşinci bölümde kolonların kirişlerden daha güçlü olması koşulu ve altıncı bölümde ise güçlü kolon zayıf kiriş uygulamalarının yükleme durumlarına göre değişimleri incelenmiş ve sonuçlar karşılaştırılmıştır.

BÖLÜM 2

LİTERATÜR TARAMASI

Betonarme yapıların imalatı sırasında sıklıkla yapılan hatalardan biri de kolon etriyelerinin birleşim bölgesi içinde devam ettirilmemesidir. Böyle bir durumda ya birleşimde ağır hasar oluşmakta ya da mevcut kolon, kiriş altından sıyrılıp çıkmaktadır. İkinci durumda binanın göçmesi kaçınılmazdır. Birinci durumda ise, eğer binada deprem yüklerini alacak yeterince perde duvar yoksa göçme yine kaçınılmaz olacaktır. Bu nedenle betonarme binaların yapımı sırasında, kolon etriyelerinin birleşim içinde devam ettirilmesi hayati derecede önem kazanmaktadır. Özellikle 2000 öncesi yapıların çok büyük bir kısmında, 2000 sonrası binaların ise azımsanmayacak bir kısmında kolon etriyelerinin birleşim bölgesinde devam ettirilmediği bilinen bir gerçektir. Betonarme kolon-kiriş birleşimleri ile ilgili çalışmalar 2 grupta incelenmiştir. 1. Grupta düğümün mevcut davranışını inceleyen çalışmalar, 2. Grupta ise onarılmış-güçlendirilmiş düğümlerin davranışını inceleyen çalışmalar olarak toplanmıştır. Onarım ve güçlendirme çalışmaları da önce mevcut düğüm davranışını inceleyerek başlamış, sonrasında düğüm performansını artırmak için çeşitli iyileştirme ve güçlendirme yöntemleri geliştirilmiştir. Burada davranış ve onarım-güçlendirme çalışmalarına örnek olacak tipik çalışmalara yer verilmiştir. Davranışın incelendiği çalışmalardan B. Bayhan ve arkadaşları tarafından yapılan çalışmalarda 4/9 ölçekli 2 katlı 2 açıklıklı kolon-kiriş birleşimleri zayıf olan düzlem çerçeve sarsma tablasında test edilmiş, kat ötelenmeleri deneysel ve analitik olarak hesaplanarak karşılaştırılmıştır (Bayhan ve diğ. 2012). Li Xue Jiang ve arkadaşları tarafından yapılan bir diğer çalışmada 8 adet zayıf 2 adet güçlü betonarme eleman tersinir-tekrarlanır yükler altında test edilmiştir (Jiang ve diğ. 2008). Bu çalışmada araştırmacılar kiriş-kolon birleşimlerinin deprem davranışını belirlemede, tek doğrultulu döşemelerin kiriş üst donatısı oranını ve kolon-kiriş birleşimi içindeki etriye oranını, öncelikle incelemişlerdir. Joehong Kim ve James M. LaFave tarafından yapılan çalışmada düğümün kesme kapasitesini belirlemede beton basınç dayanımının, kiriş donatısının, kiriş etriyesinin, düzlem geometrisinin, düzlem dışı geometri ve düğüm etriyesinin diğer parametrelerden daha önemli olduğu belirlenmiştir (Kim ve Lafave 2008). A. G. Tsonos'un yaptığı çalışmada 1/2 ölçekli dörtkenar kolon-kiriş

birleşiminin deprem performansı incelenmiştir (Tsonos 2007). Bütün elemanların üretiminde geçerli yapı yönetmeliklerindeki zayıf kiriş-güçlü kolon gibi sismik detaylara uyulmuştur. Birleşimlere çok sayıda inelastik çevrim uygulanmıştır. Deneyler sonucunda geçerli tasarım kurallarının bazen düğüm bölgelerinde aşırı hasara yol açabileceği gözlenmiştir. S. R. Uma ve A. Meher Prosad'ın çalışmalarında düğüm davranışıyla ilgili kabul edilmiş teoriler incelenmiştir (Uma ve Prosad). G. Somma ve arkadaşlarının yaptıkları çalışmada düğümün mekanik ve geometrik özellikleri belirlenerek düğümün göçme mekanizmasını tespit etmek amacıyla bir metot önerilmiştir (Soma ve Pieretto 2012).



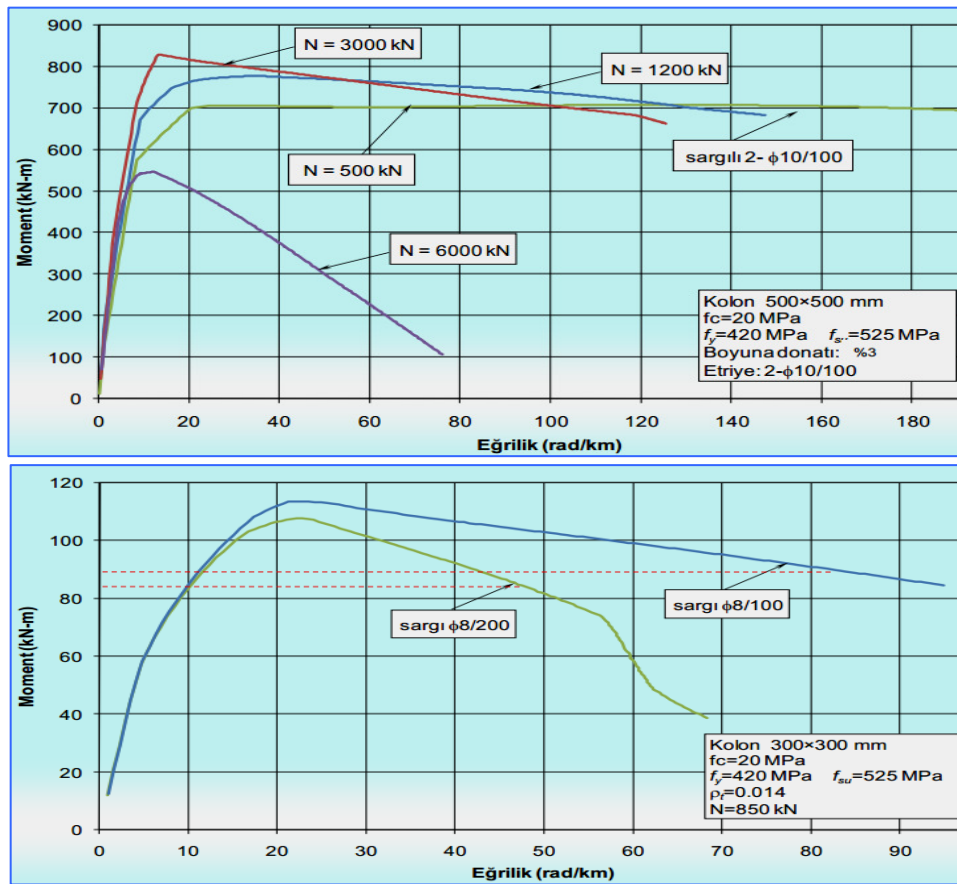
Şekil 1.2. İstenen kolon kiriş davranışı

Literatürdeki 40 tane deneysel çalışmaya bu metot uygulanmış ve deney sonuçları ile uyumlu sonuçlar elde edilmiştir. Higazy ve arkadaşları orta ve yüksek katlı kolonlarda bazen çekme olabileceğini vurgulayarak, 6 adet orta açıklık kolon kiriş birleşiminin deprem performansını artırmak için geliştirilmiş bir sarsma tablasında deneyler yapmışlardır. Kolonda çekme gözlemlendiğinde veya kolon basınç yükü önemli oranda düştüğünde, deformasyon yapabilirlikte bir artış ve kayma dayanımında kayıp olduğu gözlenmiştir (Higazy ve diğ. 1996). Febres ve Wight'ın çalışmalarında yarı statik yinelenir yükleme altındaki üç adet orta, geniş kolon kiriş döşeme birleşimi test edilmiştir. Bu çalışmada orta geniş kiriş birleşimlerinin uygun şekilde tasarlandıklarında (kiriş genişliğinin kolon genişliğine oranına dikkat edilerek) deformasyon kapasitesi

artmış ve yeterli dayanım elde edilmiştir (Febres ve Wight 2001). Stehle ve arkadaşları 2 adet ½ ölçekli betonarme iç geniş şeritli kolon-kiriş birleşimi üzerinde yarı statik tekrarlı yanal yükler altında deneyler yapmışlardır. İlk eleman herhangi bir deprem şartnamesi kullanılmadan detaylandırılmış, ikinci elemenda ise istenmeyen burulma ve kesme çatlaklarının oluşmasını engelleyecek şekilde donatı çubuklarının sıyrılmasını da içeren özel bir detaylandırma şekli hazırlanmıştır. Bu özel detaylandırma kullanıldığında, mevcut şartnamelerde deprem riskinin yüksek olduğu bölgelerde kiriş genişliğini sınırlandıran kısıtlamaların kaldırılabileceği belirtilmiştir (Stehle ve diğ. 2001). Onarım ve Güçlendirme Çalışmalarından Ghobarah ve Said yaptıkları çalışmada çok sayıda betonarme kolon-kiriş birleşimi üretilmiş, düğümler, deprem öncesi imalat standartları kullanılarak sünek olmayacak şekilde detaylandırma özelliklerini benzeştirecek şekilde tasarlanmıştır. Referans elemanları kiriş ucundan yinelenir yüklere maruz bırakıldıklarında düğümde kesme göçmesi oluşmuştur. Düğüm bölgesinin kesme dayanımını artırmak amacıyla kompozit lifler düğüm bölgesine değişik şekilde sarılmıştır. Denenen iyileştirme teknikleri, düğümün kesme dayanımını artırmada ve kesme göçmesi modunu geciktirmede başarılı olmuştur (Ghobarah ve said 2001). Gülkan çalışmasında onarılmış betonarme kolon-kiriş birleşimlerinin elastik olmayan sonuçlarını araştırmıştır. Onarım öncesinde ve sonrasında kolon- kiriş birleşimleri tersinir yükler altında incelenmiştir. 5 adet artı şeklinde eleman hazırlanmış ve tersinir yükler altında test edilmiştir. Mantolama tekniği uygulanmıştır. Onarım tekniği hasar görmüş betonarme kolonun dayanımını artırmada etkili olmuştur. Gülkan'ın deneylerinde mantolanmış kolonun bir döküm davranış gösterdiği belirlenmiştir (Gülkan 1977). Zaid, Shiohara ve Otani çalışmalarında 2 adet ½ ölçekli kolon-kiriş birleşiminden oluşan deney elemanları deprem etkilerine benzer tersinir tekrarlanan yük etkisi altında test edilmişlerdir. Her iki deney elemanı da düğümde kesmeden göçecek şekilde donatılandırılmıştır. Kullanılan yeni kompozit detay sayesinde kat kesme kapasitesi artmış aynı zamanda düğüm deformasyonunu da azalmıştır. Ayrıca göçme modu düğümde kesmeden değil kirişte eğilme şeklinde gerçekleşmiştir (Zaaaid ve diğ. 1999). Büyükkaragöz ve Arslan çalışmalarında zayıf kolon-güçlü kiriş birleşimlerinde kullanılan kesme çivili çelik plakaların etkisini deneysel ve analitik olarak incelemişlerdir. 5 adet eleman test edilmiştir. Kesme çivili çelik plakalar birleşim

bölgesi boyunca kullanılmıştır. Deney elemanları yapı çerçevesinin dış düğümündeki elemanları temsil etmektedir. Ana parametreler kayma çivisi başlık genişliği ve çelik plaka üzerindeki aralığıdır. Referans elemanı düğüm hasarından göçmüştür. Diğer dört eleman sünek davranış göstererek, kiriş eğilme taşıma gücüne ulaşması ile göçmüştür. Sonuçlar ANSYS Sonlu elemanlar programı ile karşılaştırılmıştır (Büyükkaragöz ve Aslan 2011, Er 2010).

Kolonların depreme karşı dayanımlarının kolonun sünek bir davranış göstermesi sonucu oluşur. Bu konuda da yapılan çalışmalar yönetmeliklerde yer almış ve uygulamada sıkça kullanılmaktadır. Kolonların güçlü olması kadar sünek olması ve sünekliğinde eksenel yük düzeyine ve sargı etkisine bağlı olduğu çalışmalardan görülmektedir (Şekil 2.1.) (Doğan 2004).



Şekil 2.1. Kolon sünekliğinde etkili parametreler

BÖLÜM 3

GÜÇLÜ KOLON ZAYIF KİRİŞ DÜZENLEMESİ

Güçlü kolonun yapının kolon, kiriş ve diğer taşıyıcı elemanlarının boyutlandırılmasında etkisi çok büyük olmaktadır. TDY'nin incelenmesinden güçlü kolon zayıf kiriş düzenlemesi aşağıdaki bölümlerde kontrol edilmesi gereken bir düzenleme olarak görülmektedir. Güçlü kolon kontrolü TDY de aşağıdaki kısımlarda geçmektedir.

“2.5.1. Taşıyıcı Sistemlerin Süneklik Düzeylerine İlişkin Genel Koşullar

2.5.1.4 – *Perde içermeyen kirişsiz döşemeli betonarme sistemler ile kolon ve kirişleri 3.3, 3.4 ve 3.5'te verilen koşullardan herhangi birini sağlamayan dolgulu veya dolgusuz dişli ve kaset döşemeli betonarme sistemler, süneklik düzeyi normal sistemler olarak gözönüne alınacaktır.*

(3) Çelik binalar

(3.3) *Deprem yüklerinin tamamının çaprazlı perdeler veya yerinde dökme betonarme perdeler tarafından taşındığı binalar*

- (a)** *Çaprazların merkezi olması durumu.....*
- (b)** *Çaprazların dışmerkez olması durumu.....*
- (c)** *Betonarme perdelerin kullanılması durumu.....*

3.2.1. Betonarme Taşıyıcı Sistemlerin Sınıflandırılması

Depreme karşı davranışları bakımından, betonarme binaların yatay yük taşıyıcı sistemleri, aşağıda tanımlanan iki sınıfa ayrılmıştır. Bu iki sınıfa giren sistemlerin karma olarak kullanılmasına ilişkin özel durum ve koşullar, Bölüm 2'deki 2.5.4'te verilmiştir.

3.2.1.1 – *Aşağıda belirtilen betonarme taşıyıcı sistemler, Süneklik Düzeyi Yüksek Sistemler olarak tanımlanmıştır:*

- (a)** *3.3, 3.4 ve 3.5'te belirtilen kurallara göre boyutlandırılarak donatılan kolon ve kirişlerin oluşturduğu çerçeve türü taşıyıcı sistemler,*

3.3.5. Kolonların Kirişlerden Daha Güçlü Olması Koşulu

3.3.5.1 – Sadece çerçevelerden veya perde ve çerçevelerin birleşiminden oluşan taşıyıcı sistemlerde, her bir kolon - kiriş düğüm noktasına birleşen kolonların taşıma gücü momentlerinin toplamı, o düğüm noktasına birleşen kirişlerin kolon yüzündeki kesitlerindeki taşıma gücü momentleri toplamından en az %20 daha büyük olacaktır (**Şekil 3.4**):

$$(M_{ra} + M_{r\bar{u}}) \geq 1.2(M_{ri} + M_{rj}) \quad (\text{TDY 3.3})$$

3.3.5.2 – **Denk.(3.3)**’ün uygulanabilmesi için, düğüm noktasına birleşen kirişlerin **3.4.1.1**’de verilen boyut koşullarını sağlaması zorunludur.

3.3.5.3 – **Denk.(3.3)**, her bir deprem doğrultusunda ve depremin her iki yönü için elverişsiz sonuç verecek şekilde ayrı ayrı uygulanacaktır (**Şekil 3.4**). Kolon taşıma gücü momentlerinin hesabında, depremin yönü ile uyumlu olarak bu momentleri en küçük yapan N_d aksenal kuvvetleri gözönüne alınacaktır.

3.3.5.4 – **Denk.(3.3)**’ün uygulanmasına ilişkin özel durumlar aşağıda belirtilmiştir:

(a) Düğüm noktasına birleşen kolonların her ikisinde de $N_d \leq 0.10 A_c f_{ck}$ olması durumunda, **Denk.(3.3)**’ün sağlanması zorunlu değildir.

(b) Tek katlı binalarda ve çok katlı binaların kolonları üst kata devam etmeyen düğüm noktalarında **Denk.(3.3)**’ün sağlanıp sağlanmadığına bakılmayacaktır.

(c) Kirişlerin saplandığı perdenin zayıf doğrultuda kolon gibi çalışması durumunda, **Denk.(3.3)**’ün sağlanıp sağlanmadığına bakılmayacaktır.

3.3.6.1 – Sadece çerçevelerden veya perde ve çerçevelerin birleşiminden oluşan taşıyıcı sistemlerde, gözönüne alınan deprem doğrultusunda binanın herhangi bir i’inci katında, **Denk.(3.4)**’ün sağlanması koşulu ile, ilgili katın alt ve/veya üstündeki bazı düğüm noktalarında **Denk.(3.3)**’ün sağlanamamış olmasına izin verilebilir.

$$\alpha_i = V_{is} / V_{ik} \geq 0.70 \quad (\text{TDY 3.4})$$

$N_d \leq 0.10 A_c f_{ck}$ koşulunu sağlayan kolonlar, **Denk. (3.3)**’ü sağlamasalar bile, V_{is} ’nin hesabında gözönüne alınabilir.

3.3.6.2 – Denk.(3.4)’ün sağlanması durumunda, $0.70 \leq \alpha_i \leq 1.00$ aralığında, **Denk. (3.3)**’ün hem alttaki, hem de üstteki düğüm noktalarında sağlandığı kolonlara etkiyen eğilme momentleri ve kesme kuvvetleri $(1/\alpha_i)$ oranı ile çarpılarak arttırılacaktır. **Denk. (3.3)**’ü sağlamayan kolonlar, kesitlerinde oluşan düşey yük ve deprem etkileri altında donatılacaktır.

3.3.7. Kolonların Kesme Güvenliği

3.3.7.1 – (Değişik: RG-03/05/2007-26511) Kolonlarda enine donatı hesabına esas alınacak kesme kuvveti, V_e , **Denk. (3.5)** ile hesaplanacaktır.

$$V_e = (M_a + M_u) / \ell_n \quad (\text{TDY 3.5})$$

Denk.(3.5)’teki M_a ve M_u ’nün hesaplanması için, kolonun alt ve/veya üst uçlarında **Denk.(3.3)**’ün sağlanması durumunda **3.3.7.2**, sağlanamaması durumunda ise **3.3.7.3** uygulanacaktır (**Şekil 3.5**). Düşey yükler ile birlikte $R_a = 2$ alınarak **Bölüm 2**’ye göre depremden hesaplanan kesme kuvvetinin **Denk. (3.5)** ile hesaplanan V_e ’den küçük olması durumunda, V_e yerine bu kesme kuvveti kullanılacaktır.

3.3.7.2 – Denk.(3.3)’ün sağlandığı düğüm noktasına birleşen kirişlerin uçlarındaki moment kapasitelerinin toplamı olan $\sum M_p$ momenti hesaplanacaktır:

$$\sum M_p = M_{pi} + M_{pj} \quad (\text{TDY 3.6})$$

Daha kesin hesap yapılmadığı durumlarda, $M_{pi} \cong 1.4 M_{ri}$ ve $M_{pj} \cong 1.4 M_{rj}$ olarak alınabilir. $\sum M_p$ momenti, kolonların düğüm noktasına birleşen uçlarında **Bölüm 2**’ye göre elde edilmiş bulunan momentler oranında kolonlara dağıtılacak ve dağıtım sonucunda ilgili kolonun alt veya üst ucunda elde edilen moment, **Denk.(3.5)**’te M_a veya M_u olarak gözönüne alınacaktır. Deprem her iki yönü için **Denk.(3.6)** ayrı ayrı uygulanacak ve elde edilen en büyük $\sum M_p$ değeri dağıtımda esas alınacaktır.

Denk.(3.3)’ün sağlanmış olmasına karşın **Denk.(3.5)**’teki M_a veya M_u ’nün hesabı, güvenli tarafta kalmak üzere, **3.3.7.3**’e göre de yapılabilir.

3.3.7.3 – Denk.(3.3)’ün sağlanamadığı düğüm noktasına birleşen kolonların uçlarındaki momentler, kolonların moment kapasiteleri olarak hesaplanacak ve **Denk. (3.5)**’te M_a ve/veya M_{ii} olarak kullanılacaktır. Moment kapasiteleri, daha kesin hesap yapılmadığı durumlarda, $M_{pa} \cong 1.4 M_{ra}$ ve $M_{pi} \cong 1.4 M_{ri}$ olarak alınabilir. M_{pa} ve M_{pi} momentlerinin hesabında, depremin yönü ile uyumlu olarak bu momentleri en büyük yapan N_d eksenel kuvvetleri gözönüne alınacaktır.

3.6.6.2 – $H_w / \ell_w > 2.0$ olması durumunda, her bir katta perde kesitlerinin taşıma gücü momentlerinin, perdenin güçlü doğrultusunda kolonlar için **Denk.(3.3)** ile verilen koşulu sağlaması zorunludur. Aksi durumda perde boyutları ve/veya donatıları arttırılarak deprem hesabı tekrarlanacaktır.

7.7.3. Can Güvenliği Performans Düzeyi

(c) Diğer taşıyıcı elemanların tümü Minimum Hasar Bölgesi veya Belirgin Hasar Bölgesi’ndedir. Ancak, herhangi bir katta alt ve üst kesitlerinin ikisinde birden Minimum Hasar Sınırı aşılmış olan kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetlerinin, o kattaki tüm kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetine oranının %30’u aşmaması gerekir (Doğrusal elastik yöntemle hesapta, alt ve üst düğüm noktalarının ikisinde birden **Denk.(3.3)**’ün sağlandığı kolonlar bu hesaba dahil edilmezler).

7.7.4. Göçme Öncesi Performans Düzeyi

(b) Diğer taşıyıcı elemanların tümü Minimum Hasar Bölgesi, Belirgin Hasar Bölgesi veya İleri Hasar Bölgesi’ndedir. Ancak, herhangi bir katta alt ve üst kesitlerinin ikisinde birden Minimum Hasar Sınırı aşılmış olan kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetlerinin, o kattaki tüm kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetine oranının %30’u aşmaması gerekir (Doğrusal elastik yöntemle hesapta, alt ve üst düğüm noktalarının ikisinde birden **Denk.(3.3)**’ün sağlandığı kolonlar bu hesaba dahil edilmezler).”

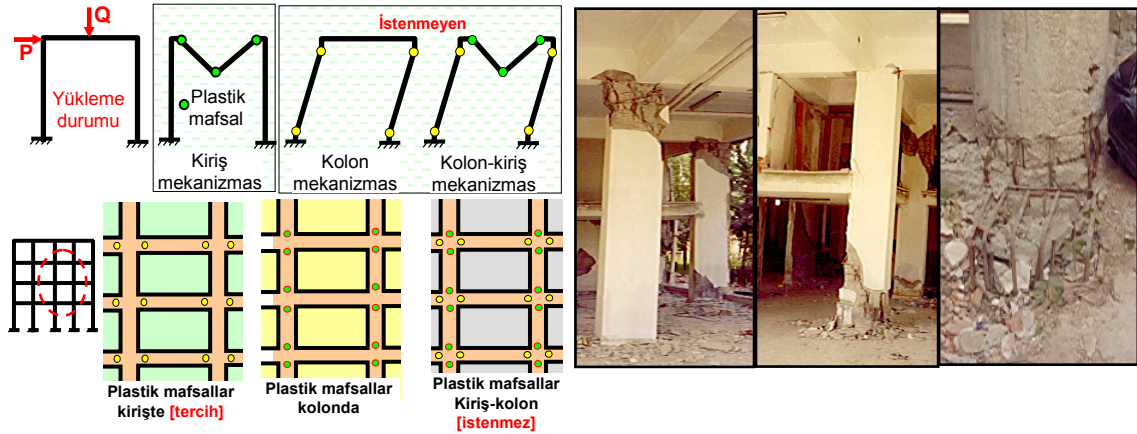
Depreme maruz kalmış yapıların ve laboratuvar çalışmaları sonuçlarının incelenmesinden perde+çerçeve sistemlerin depreme karşı iyi bir davranış sergilediği görülmüştür. Karma (perde+çerçeve) yapılarda perdeler yanal rijitliği, çerçeve elemanlarda eğilme rijitliğini sağladığı için deprem enerjisi sağlıklı bir şekilde tüketilmektedir (Şekil 3.1). Yapıların boyutlandırılmasında eğilme kırılması sonucu

göçmesi hedeflenmelidir. Aksi halde yani kesme kırılmasında yapının göçmesi durumunda ani göçme olarak adlandırılan katların iskambil kağıdı gibi yıkılması oluşacağından hasar kaçınılmaz olacaktır. Kesme hasarı gören yapılarda insan ve eşyaların kurtulma olasılığı diğer eğilme kırılmasına göre oldukça düşüktür.



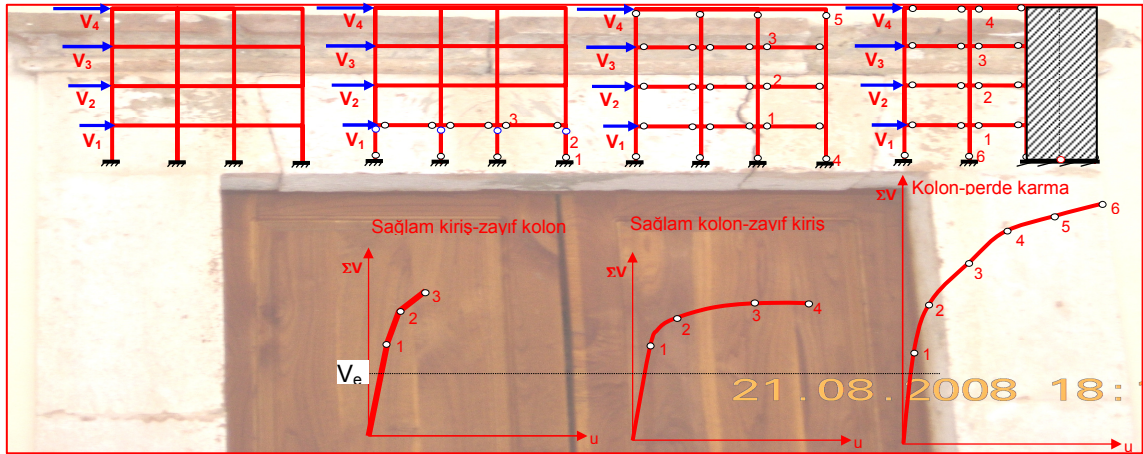
Şekil 3.1. Deprem hasarı (Doğan 2004)

Yapıların boyutlandırılırken temel amaç depremde hasar görmemesi veya yapının gördüğü hasarın asgari boyutlarda giderilebilecek edilebilecek düzeyde olması gerekir. Temel sisteminin hasar görmesine kesinlikle müsaade edilmemelidir. Çünkü temel hasarı yapıyı büyük ölçüde etkileyebileceği gibi onarımı diğer hasarlara göre oldukça güçtür. Bunun için yapının temel sistemi elastik bölgede kalacak şekilde boyutlandırılarak enerji tüketimi beklenmemelidir. Deprem etkilerinden dolayı kolonların kesme kırılmasından dolayı hasar görmesi yapının stabilitesini bozacağından istenmeyen bir deprem enerjisi tüketim düzenlemesidir. Bu durum yapıda önce kirişlerin daha sonra kolonların enerji tüketimine başlaması ile sağlanabileceğinden yapıda göçme mekanizmasının kiriş mekanizması olması gerekir (Şekil 3.2).



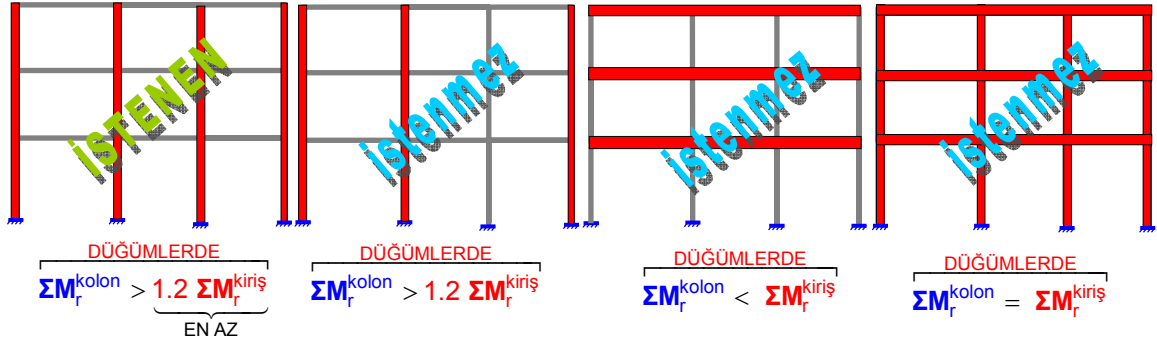
Şekil 3.2. Plastik mafsallı mekanizması

Yapı deprem yüklerinden dolayı oluşan enerjiyi kirişlerde oluşan plastik mafsallarla tüketilmesi tercih edilmektedir. Plastik mafsallı oluşumunun yapı enerji tüketim etkisi aşağıdaki grafik üzerinde görülmektedir (Şekil 3.3).



Şekil 3.3. Plastik mafsallı oluşumunu

Düğüm noktalarında M_r kesitlerin taşıma gücü olmak üzere kolonların taşıma gücü momenti her zaman kirişlerin taşıma gücü momentinden en az %20 daha fazla olmasını TDY öngörmektedir. Buna göre kiriş ve kolonların boyutlandırılmasında aşağıdaki şekilde yapılması yapının deprem dayanımını artıracaktır (Şekil 3.4).



Şekil 3.4. Kolon kiriş birleşimleri 14

FEMA-310; bu düzensizliğe sahip binalarda dinamik analiz ile tasarım yapılmasını zorunlu kılmaktadır (FEMA 2000).

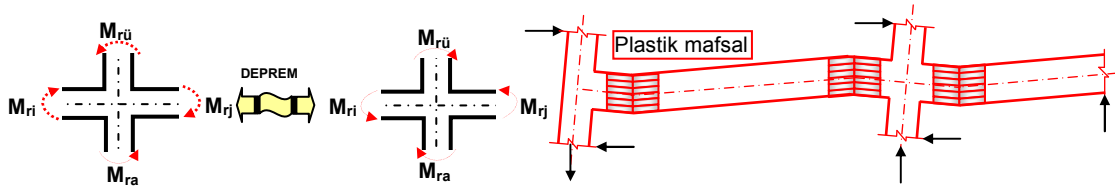
Eurocode-8’de bu düzensizliğin bulunduğu katlarda $M_{r\text{kolon}} > 1.3M_{r\text{kiriş}}$ şartını zorunlu kılmaktadır (Eurocode 8 2000).

Hindistan Deprem Yönetmeliği (IS 1893-1 2002) ise kendisine esas olarak FEMA-310 yönetmeliğini almıştır. Çeşitli ek şartların da ilave edildiği bu yönetmelikte yumuşak kat ile ilgili olarak herhangi bir katın yanal rijitliği, bir üst katın rijitliğinin %60’ından az olmama ya da üst üç katın rijitliklerinin ortalama değerinin 70%’inden az olmama koşulları yer almaktadır.

Yönetmelikte öngörülenden daha büyük bir depremin meydana gelmesi durumunda birleşim bölgesindeki kolon uç kesitlerinin kapasitelerine erişerek güç tükenmesinin meydana gelmesi, taşıyıcı sistemin büyük hasarla toptan göçmesine neden olur. Bu ise, can kaybı bakımından istenmeyen bir durumdur. Bunun yerine, aşırı zorlanma durumunda birleşim bölgesindeki kiriş mesnet kesitlerinde güç tükenmesine erişilmesinin sağlanması, taşıyıcı sistemde toptan göçmeyi doğurmayacak hasar oluşmasına neden olur. Bu amaçla kolonların kirişlerden daha güçlü olması ve böylece plastik mafsallık bölgelerinin kirişlerde oluşması için, kiriş-kolon birleşim bölgesinde oluşan $M_{ra}+M_{r\bar{a}}$ kolon eğilme moment kapasitelerinin, $M_{ri}+M_{rj}$ kiriş eğilme moment kapasitelerinden %20 daha büyük olması (kolonların kirişlerden daha güçlü olması), yönetmelik tarafından kontrol edilmektedir.

TDY “3.3.5.1 – Sadece çerçevelerden veya perde ve çerçevelerin birleşiminden oluşan taşıyıcı sistemlerde, her bir kolon-kiriş düğüm noktasına birleşen kolonların taşıma gücü momentlerinin toplamı, o düğüm noktasına birleşen kirişlerin kolon yüzündeki kesitlerindeki taşıma gücü momentleri toplamından en az %20 daha büyük olacaktır (TDY Şekil 3.4).

$$(M_{ra}+M_{r\ddot{u}})_{kolon} \geq 1.2(M_{ri}+ M_{rj})_{kiriş} \quad (3.3)$$



Şekil 3.5. Kirişlerde plastik mafsall oluşumu

3.3.5.2 –Denk.(3.3)’ün uygulanabilmesi için, düğüm noktasına birleşen kirişlerin **3.4.1.1**’de verilen boyut koşullarını sağlaması zorunludur. **3.3.5.3 –Denk.(3.3)**, her bir deprem doğrultusunda ve depremin her iki yönü için elverişsiz sonuç verecek şekilde ayrı ayrı uygulanacaktır (Şekil 3.4). Kolon taşıma gücü momentlerinin hesabında, depremin yönü ile uyumlu olarak bu momentleri en küçük yapan N_d eksenel kuvvetleri gözönüne alınacaktır.”

Yapı malzemesinin değişmesi kolon kiriş birleşimlerinde güçlü kolon zayıf kiriş tercihini değiştirmemektedir (Şekil 3.6).



Şekil 3.6. Ahşap ve betonarme kolon kesitleri

Yapı sistemlerinde sağlam kolon zayıf kiriş düzenlemesi kirişlerde plastik mafsalların oluşumunu sağlayan düzenlemeler ile büyük bir enerji tüketilerek yapının kesme kırılmasından dolayı oluşacak büyük hasarlar önlenmiş olur. Bu düzenlemenin yani eğilme kırılmasının istenmesi eğilme kırılması sonucu oluşan yapı hasarlarının yapının tamamına etkilemeden giderilmesinin mümkün olabilmesindendir. Kesme kırılmasıyla oluşan hasarların onarımı pek mümkün olmamaktadır. Çünkü kesme kırılması genellikle kolonlarda olduğu için bu hasarlar yapının stabilitesini bozmaktadır. Bu tür hasarlı yapıların da onarım güçlendirilesi diğer eğilme kırılması hasarlarına göre oldukça güç veya imkansız olmakla birlikte ekonomikte değildir. Kolonların alt ve üst uçlarında sarılma bölgeleri belirleyerek bu kısımlar kolonun diğer orta bölgelerine göre sık etriyelerle güçlendirilmesinin amacı kolonlarda kesme kırılmasını önlemek veya kolonların kesme dayanımlarını artırarak enerjinin kirişlerde oluşmasına müsaade edilen plastik mafsallarla tüketilmesidir (Şekil 3.7). Yine kısa kolonların tüm kolon boyunca sık etriyelerle sarılması da aynı davranıştan kaynaklanmaktadır (Aytaç 2009).



Şekil 3.7. Kolonların yetersiz olmasından oluşan Marmara depremi hasarları

Yapıların depreme dayanıklı olarak boyutlandırılması bir yapının,

$$\frac{\text{Boyutlandırma Davranışı}}{\text{Deprem Davranışı}} \geq 1$$

olması ile sağlanabilir. Bu oran depremin özelliğine göre de değişir, yani yapı her depremde hasar görmez ve görececek anlamına gelmez. Bu kontrol kesitin enerji tüketme veya deplasman yapma özellikleri içinde kullanılabilir. Ayrıca depreme dayanıklı yapı,

1. Yapı taşıyıcı sisteminin seçiminin (her iki ana yönde çerçevelerin birebirine paralel olması)
2. Kullanılacak malzemenin (C30/37 B 420C),
3. Yapının kullanım fonksiyonunun ve hareketli yük seçimi (konut, işyeri, okul vs)
4. Bölgenin tektonik yapısı ve zemin özelliğın (deprem bölgesi (1.2.3.4.DB), ve zemin sınıfı Z)

boyutlandırma ve yapımda hatta kullanımda dikkate alınmasıyla mümkün olacaktır. Bunlardan birinin sağlanmaması yapının depreme dayanımını olumsuz yönde etkileyecektir. Plastik mafsall oluşumuyla depremde ortaya çıkan enerjinin tüketilmesi düşünülen sistemlerde kesme kırılmasının ve donatı detayının çözülmesine özen gösterilmelidir (Şekil 3.8).



Şekil 3.8. Kolon deprem hasarı

3.1. Süneklik Düzeyi Yüksek Yapı Elemanları Boyutlandırılması

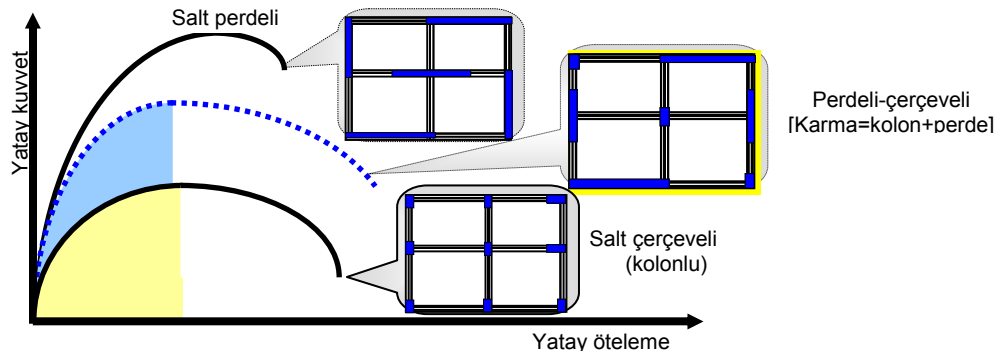
Temel olarak, taşıyıcı sistemler, süneklik düzeyi normal ve yüksek olmak üzere ikiye ayrılır. Süneklik Düzeyi Yüksek (SDY) betonarme çerçeve sistemler için kullanılacak olan tasarım deprem yükü, süneklik düzeyi normal betonarme çerçeve sistemler için kullanılacak olanın yarısıdır. Daha önce elastik deprem yükü 2000 kN olarak hesaplanan konut binasının tasarımında kullanılacak deprem yükü, binanın, sünekliği yüksek betonarme çerçeve olarak tasarlanması durumunda $2000/8=250\text{kN}$, sünekliği normal betonarme çerçeve olarak tasarlanması durumunda $2000/4=500\text{kN}$ olacaktır. Görüldüğü gibi, TDY, 1.derece deprem bölgesinde yer alan (zemin sınıfı 4), taşıyıcı sistemi betonarme çerçevelerden oluşan ve periyodu 0.5s olan bir konut

binasının tasarımında, binanın süneklik düzeyi normal olarak tasarlanması durumunda ağırlığının %25'i, süneklik düzeyi yüksek olarak tasarlanması durumunda ise ağırlığının %12.5'i kadar bir tasarım deprem yükünün esas alınmasını öngörmektedir.

SDY bir taşıyıcı sistem tasarlamak, taşıyıcı sistemi oluşturan elemanların süneklik düzeylerinin yüksek olması halinde mümkündür. Bu nedenle, TDY, SDY taşıyıcı sistemlerin tasarımında daha küçük bir tasarım deprem yükü kullanılmasına izin vermekle beraber, taşıyıcı sisteme yüksek süneklik kazandırabilmek için,

1. Kolon ve kiriş uçlarında etriye sıklaştırması
2. Kolonların kirişlerden daha güçlü olması
3. Kirişlerin kesmeden değil eğilmeden kırılmasının sağlanması
4. Kolonlarda eksenel kuvvetin sınırlandırılması
5. Kolon kiriş boyutlarının yeterli olması
6. Kirişlerde yeterli basınç donatısının sağlanması
7. Düşey ve deprem yükleri altında çözümlerin gerçek olması
8. Taşıyıcı sistemin uygun olması (simetrik)
9. Kolon ve kirişlerin donatı oranlarının maksimum donatı oranlarından daha düşük olması

gibi bazı ilave koşulların yerine getirilmesini öngörmektedir (Şekil 3.9).



Şekil 3.9. Taşıyıcı sistemlerin yatay yükler altındaki davranışı

Süneklik düzeyi, yapı elemanlarının maruz kaldığı yükler altında birbirine göre gösterdiği şekil değiştirme veya bir başka deyişle enerji tüketim kapasiteleridir.

Süneklik düzeyi yüksek elemanlar deprem yüklerinin elastik bölge içinde atlatılması için en uygun elemanlardır. Her iki deprem yönünde kullanılan eşit süneklikteki elemanların kullanılması uygundur. Ancak her iki yönde de eşit değilse süneklik düzeyi normal (SDN) sistemler olarak hesaba katılır. Süneklik düzeyi yüksek elemanlar 8. bölümde açıklanmıştır. Birinci ve ikinci derece deprem bölgelerinde süneklik düzeyi yüksek çerçeveler. Üçüncü ve 4. derece deprem bölgelerinde ise toplam yapı yüksekliği $H < 25$ m den küçük olması koşulu ile sünek çerçeveler kullanılabilir (Şekil 3.10).



Şekil 3.10. Düğüm noktası hasarları

TDY “2,5,1, Taşıyıcı Sistemlerin Süneklik Düzeylerine İlişkin Genel Koşullar”

2,5,1,1 – Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayıları **Tablo 2,5**'te verilen süneklik düzeyiyüksek taşıyıcı sistemler ve süneklik düzeyi normal taşıyıcı sistemler'e ilişkin tanımlar ve uyulması gerekli koşullar, betonarme binalar için **Bölüm 3**'te, çelik binalar için ise **Bölüm 4**'te verilmiştir,

2,5,1,2 – **Tablo 2,5**'te süneklik düzeyi yüksek olarak gözönüne alınacak taşıyıcı sistemlerde, süneklik düzeyinin her iki yatay deprem doğrultusunda da yüksek olması zorunludur, Süneklik düzeyi bir deprem doğrultusunda yüksek veya karma, buna dik diğer deprem doğrultusunda ise normal olan sistemler, **her iki doğrultuda da süneklik düzeyi normal sistemler olarak sayılacaktır**, **2,5,1,3** – Süneklik düzeyleri her iki

*doğrultuda aynı olan veya bir doğrultuda yüksek, diğer doğrultuda karma olan sistemlerde, farklı doğrultularda birbirinden farklı **R** katsayıları kullanılabilir,*

2,5,1,4 – Perde içermeyen kirişsiz döşemeli betonarme sistemler ile, kolon ve kirişleri 3,3 (SDY Kolonlar), 3,4 (SDY Kirişler) ve 3,5 (SDY Kolon-kiriş birleşimleri) 'te verilen koşullardan herhangi birini sağlamayan dolgulu veya dolgusuz dişli ve kaset döşemeli betonarme sistemler, süneklik düzeyi normal sistemler olarak gözönüne alınacaktır,

2.5.1.5 – Birinci ve ikinci derece deprem bölgelerinde;

*(a) Aşağıdaki (b) paragrafın dışında, taşıyıcı sistemi sadece çerçevelerden oluşan binalarda **süneklik düzeyi yüksek taşıyıcı sistemlerin** kullanılması zorunludur.*

(b) Tablo 2,3'e göre Bina Önem Katsayısı $I = 1.2$ ve $I = 1.0$ olan çelik binalarda, $H_N \leq 16$ m olmak koşulu ile sadece süneklik düzeyi normal çerçevelerden oluşan taşıyıcı sistemler kullanılabilir.

(c) Tablo 2.3'e göre Bina Önem Katsayısı $I=1.5$ ve $I=1.4$ olan tüm binalarda süneklik düzeyi yüksek taşıyıcı sistemler veya 2.5.4.1'de tanımlanan süneklik düzeyi bakımından karma taşıyıcı sistemler kullanılacaktır.

2.5.1.6 – Perde içermeyen süneklik düzeyi normal taşıyıcı sistemlere, sadece üçüncü ve dördüncü derece deprem bölgelerinde, aşağıdaki koşullarla izin verilebilir:

(a) 2.5.1.4'te tanımlanan betonarme binalar, $H_N \leq 13$ m olmak koşulu ile yapılabilir.

(b) 2.5.1.4'te tanımlananların dışında, taşıyıcı sistemi sadece süneklik düzeyi normal çerçevelerden oluşan betonarme ve çelik binalar, $H_N \leq 25$ m olmak koşulu ile yapılabilir.

Kolon, kiriş ve perdelerin sünek eleman olarak sayılabilmeleri için bu elemanlarda eğilme kapasitesi ile uyumlu olarak hesaplanan kesme kuvvetinin mevcut malzeme dayanımı değerleri kullanılarak TS500'e göre hesaplanan kesme kapasitesini aşmaması gereklidir. Kolon, kiriş ve perdelerde eğilme momenti ile uyumlu kesme kuvvetinin hesabında pekleşmeli taşıma gücü momentleri yerine taşıma gücü momentleri kullanılır. Birleşim bölgesi kesme kuvvetinin kesme dayanımını aşması durumunda, kolon-kiriş birleşim bölgesi gevrek olarak tanımlanır. Yapı kesitlerinin, elemanlarının, çerçevelerinin ve dolayısıyla yapıların çok önemli beklenen bir özelliği olan süneklik düzeylerinin yüksek olması belirli kriterlerin sağlanmasıyla mümkündür

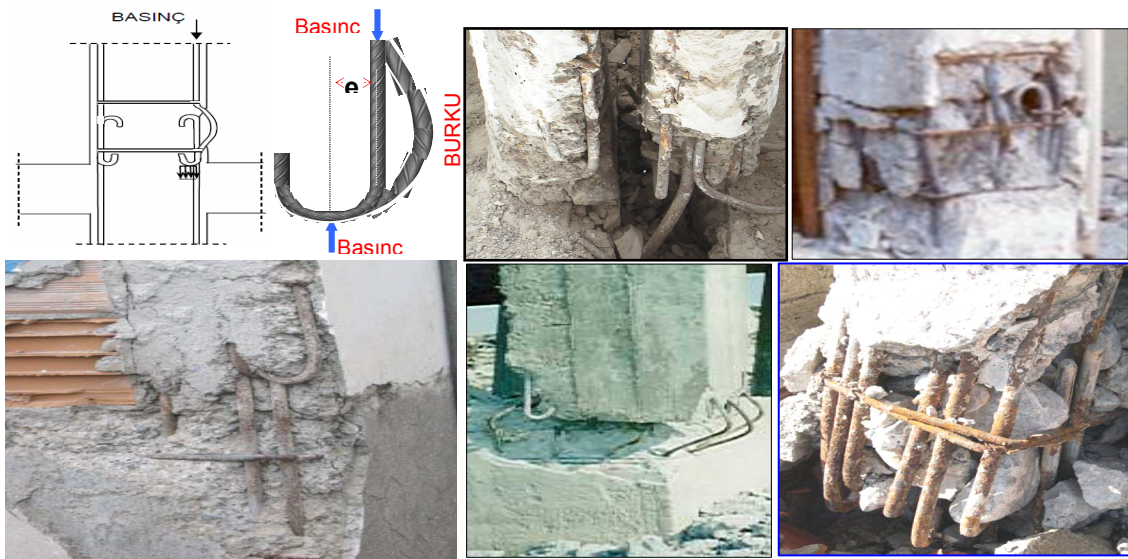
(Tablo 3.1). Bu kriterler genel olarak aşağıdaki tabloda özet olarak verilmiş ve bunların daha detaylı açıklamaları ilgili bölümlerde yapılmıştır.

Tablo 3.1. Süneklik düzeyi yüksek sistemler

	KOLONLAR	KİRİŞLER	BİRLEŞİMLER	PERDELER
1	En kesit	En kesit	Güçlü kolon zayıf kiriş	En kesit
2	Boyuna Donatı	Boyuna Donatı	Kuşatılmış ve kuşatılmamış	Boyuna donatı
3	Güçlü kolon zayıf kiriş	Güçlü kolon zayıf kiriş	Birleşim bölgelerinin kesme güvenliği	Perde uç bölgeleri ve kritik perde yüksekliği
4	Enine donatı	Enine donatı		Eğilme momenti ve Kesme güvenliği
5	Kısa kolon	Kesme güvenliği		Boşluklu perde düzenlemesi

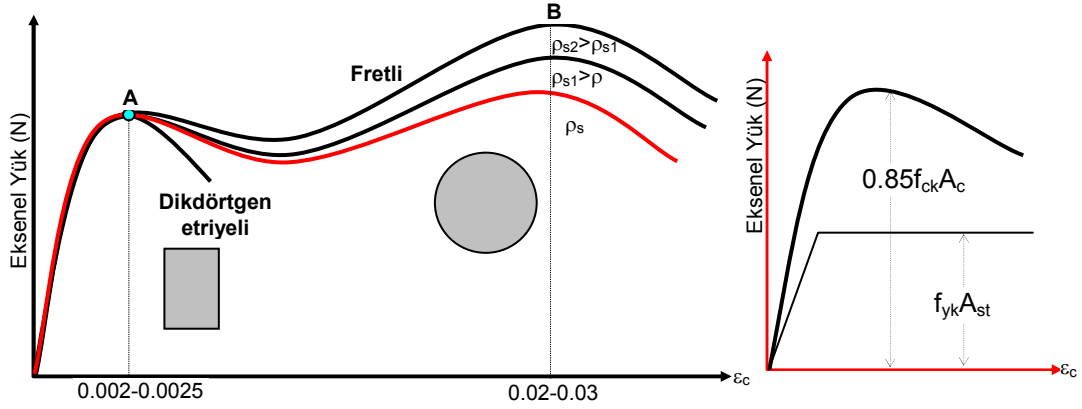
3.2. Güçlü Kolon Tasarımında Etkili Fiziksel Parametreler

Güçlü kolon tasarımında çok etkili parametre bulunmaktadır. Bunların hepsinin sağlamak iyi bir yapı tasarlamaktır. Örneğin kolonda kullanılacak donatının üzerindeki korozyonun temizlenmemesi donatıdaki aderansı azaltacağı için sağlam kolon donatı oranı bakımından uygun iken aderans bakımından uygun olmayacağı için bu kolonun güçlü kolon olarak değerlendirilmesi uygun olmayacaktır. Şimdi buradan güçlü kolon tasarımında aderans etkili bir parametre olarak karşımıza çıkmaktadır. Aşağıdaki resimlerde bu etkilerden çeşitli örnekler görülmektedir (Şekil 3.11).



Şekil 3.11. Kolon dayanımında etkili olan parametreler

Bilindiği üzere kolon geometrisi kolon dayanımında etkili parametrelerin başında gelmektedir. Aynı alanlı dikdörtgen bir kesitin taşıma gücü ile aynı alanlı bir dairesel fretli etriyeli kesitin taşıma gücü radyal kuvvetlerden dolayı çok farklı olmaktadır (Şekil 3.12).



Şekil 3.12. Dairesel (fretli) ve dikdörtgen kesitlerin taşıma gücü

1. Betonun 0.002 birim kısalmasına kadar etriye geometrisinin bir etkisi bulunmamaktadır. Çünkü bu nokta betonun kırılma noktası olduğu için etriye ye bu noktadan sonra görev düşmektedir (Celep, Kumbasar 2004).
2. Sargı donatısı ile kontrol altına alınmayan beton ve boyuna donatının kolon taşıma gücüne etkisi küçük olduğu için ihmal edilir.
3. Genellikle betonarme kesitlerin temel elemanı olan beton ve donatının belli değerden sonra dayanımının artması kesitin dayanım ve sünekliğini azaltırken sargı donatısının dayanımının artması ise dayanımı ve sünekliği artırır.
4. Boyuna donatı oranının artması kesitin sünekliğini azaltırken sargı donatısı oranının artması sünekliği artırır.
5. Sargı geometrisi ve oranı istenilen şekilde değilse kolonun taşıma gücü A noktasında da sonlanabilir.
6. Sargı (fret) oranı ve kalitesi (S220-S420) istenilen dayanımda ise kolon etriyeli kolonun 10-15 katı şekil değiştirme yaparak B noktasına ulaşır. Hatta sargı oranı daha fazla ise B noktasının üstüne çıkılabilir ve ilerisine geçilebilir.

7. Dikdörtgen etriyelerin köşe bölgelerinde betona boyuna donatı çapı genişliğinde yanal basınç uygularken beton etriye açıklığı boyunca etriye ye yanal basınç uygulayarak etriyenin dışarı doğru deplasman yapması sonucu etkili olmamaktadır. Yani etriyeler arası bir bölge serbest kalarak dökülür ve kesit zayıflar. Fretli kesitlerde ise aksel dairesel çekme etkisinde kaldıkları için kesitin hiçbir noktası donatısız kalmaz ve betona fret çevresi boyunca yanal basınç uygular. Fretli kolonların dayanım ve sünekliğinde önemli rol oynar.

Fretli kolonların yukarıda sayılan birçok avantajı olmasına karşın fretli kolonların boyutlandırmasını A noktasına göre yapılması öngörülmektedir. Bunun sebebi,

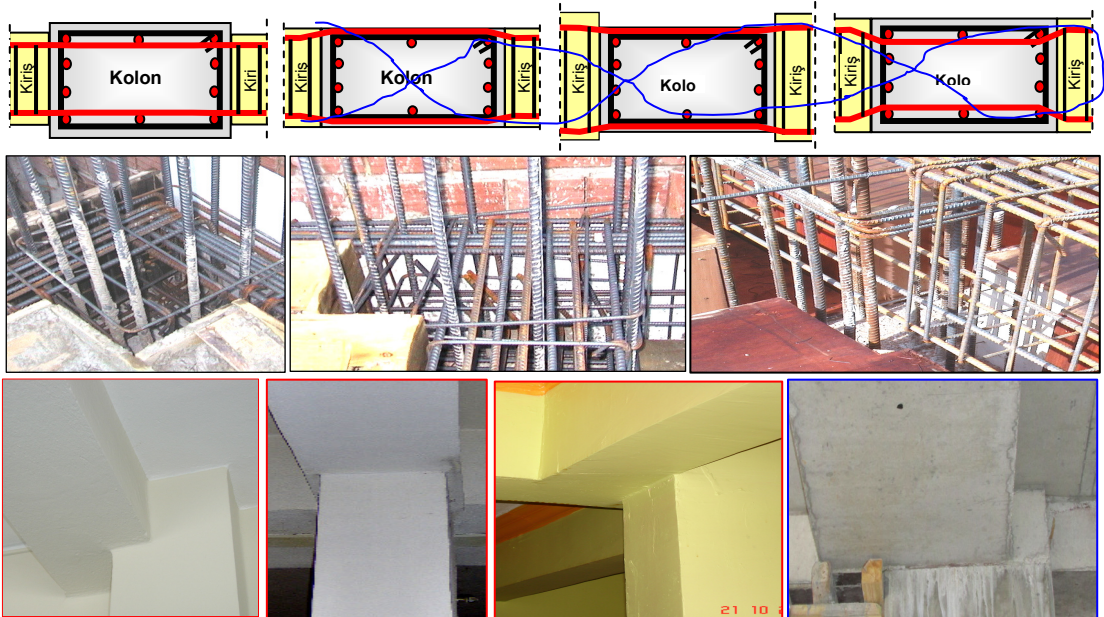
- a. A noktasında beton kırılarak dış kabuğunu attıktan sonra kullanıma devam edilmeyeceği,
- b. B noktasına göre yapılan boyutlandırmada,
 - ba. Kabuk betonu dökülmüş olacağından A yerine göbek betonu A_c kullanılacağı,
 - bb. Beton dayanımı olarak $0.85f_{ck}$ yerine $f_{cc}=0.85f_{ck}+4\sigma_2$ (Ersoy, Özcebe 2004)
 - bc. f_{cc} 'nin kullanılması kolon taşıma gücünü artıracığından TDY 3.3. sağlam kolon zayıf kiriş kriteri sağlamış gibi gözükürken gerçek durum risk olabilme ihtimali dikkate alınmalı.
- c. Kolonun komşu elemanlara yük aktardığı,
- d. Kolon kesitin oluşan deformasyonun çok büyük olmasından dolayı ilave gerilmelerin oluşması,
- e. Etriyeli kolonlara göre maliyetli ve zaman alıcı olması,
- f. Fretli kolonların kirişlerle birleşim düğüm noktalarının etriyeli kolonlara göre uygulama dezavantajı olması,
- g. A noktasına göre boyutlandırılarak olumlu yönde kalınması ve ileride yapının karşılaşacağı depremde gibi olumsuz durumlarda avantajlı durum sağlanması,

olarak saymak mümkündür (Şekil 3.13).



Şekil 3.13. Dairesel kolon kesit örnekleri

Yapılan çalışmalar ve deprem hasarı incelemelerinden kolonların kirişler ile birleşimlerinde kolon boyutunun kiriş boyutundan büyük olmasının dayanımını olumlu yönde etkilediğini göstermektedir (Şekil 3.1.4) (Doğan 2004). Şekilde de görülebildiği gibi kiriş genişliğinin kolon genişliğinden kiriş ve kolon boyuna donatılarının düzenlenmesi ve en azından beton taşıma gücüne göre güçlü kolon sağlanması bakımından da olumlu bir uygulamadır. Bu nedenlerden dolayı betonarme perdelerin uç kısımlarına kirişlerin birleşimi için başlık yapılmaktadır.

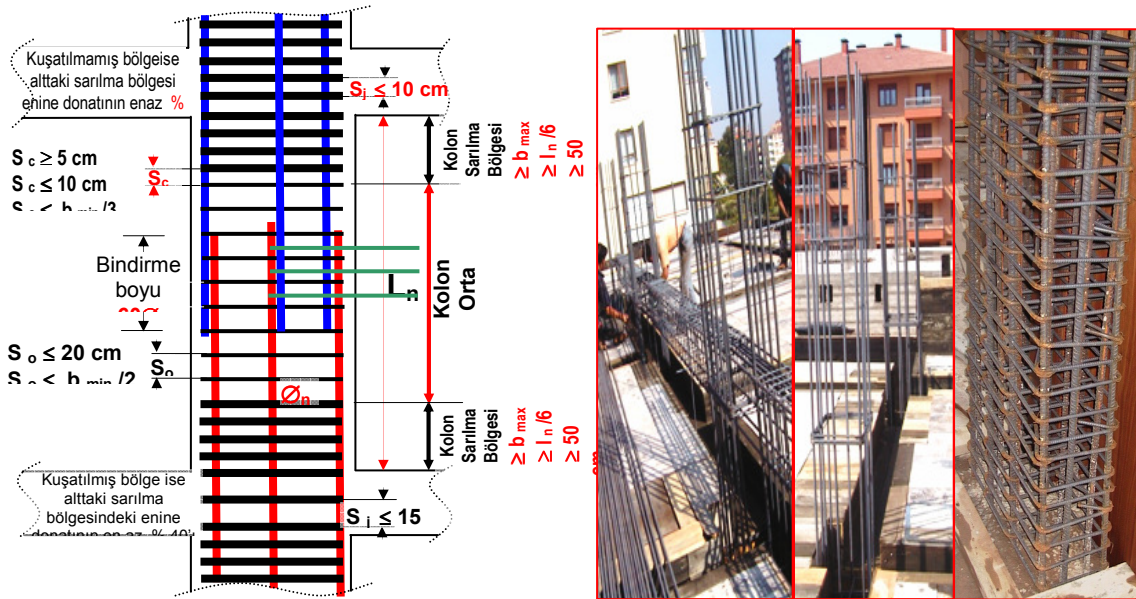


Şekil 3.14. Kolon kiriş birleşim uygulamaları

Süneklik düzeyi yüksek kolon ve kirişlerin oluşturduğu çerçeve sistemlerinin kolon kiriş birleşimleri ilgili olarak 3.5’de verilen kural ve koşullar, 3.5.2.1 ve 3.5.2.2 hariç olmak üzere, süneklik düzeyi normal olan sistemlerin kolon-kiriş birleşimleri için de geçerlidir.

3.3.3.1 – Kolon boyuna donatılarının bindirmeli ekleri, mümkün olabildiğince 3.3.4.2’de tanımlanan kolon orta bölgesinde yapılmalıdır. Bu durumda bindirmeli ek boyu, TS-500’de çekme donatısı için verilen kenetlenme boyu L_b ’ye eşit olacaktır.

3.3.4.2 – Kolon orta bölgesi, kolonun alt ve üst uçlarında tanımlanan sarılma bölgeleri arasında kalan bölgedir (Şekil 3.15). Kolon orta bölgesinde $\varnothing 8$ ’den küçük çaplı enine donatı kullanılmayacaktır. Kolon boyunca etriye, çiroz veya spiral aralığı, en küçük enkesit boyutunun yarısından ve 200 mm’den daha fazla olmayacaktır. Etriye kollarının ve/veya çirozların arasındaki yatay uzaklık, a , etriye çapının 20 katından daha fazla olmayacaktır.

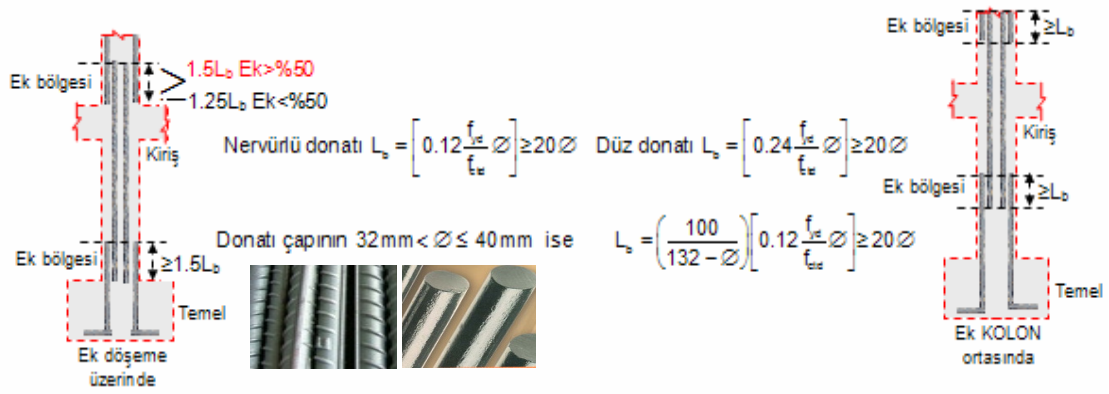


Şekil 3.15: Kolon donatı detayları

3.3.3.1 – Kolon boyuna donatılarının bindirmeli ekleri, mümkün olabildiğince 3.3.4.2’de tanımlanan kolon orta bölgesinde yapılmalıdır. Bu durumda bindirmeli ek boyu, TS-500’de çekme donatısı için verilen kenetlenme boyu L_b ’ye eşit olacaktır.

3.3.3.2 – Boyuna donatıların bindirmeli eklerinin kolon alt ucunda yapılması durumunda ise, aşağıdaki koşullara uyulacaktır:

(a) Boyuna donatıların %50'sinin veya daha azının kolon alt ucunda eklenmesi durumunda bindirmeli ek boyu, L_b 'nin en az 1.25 katı olacaktır. (b) Boyuna donatıların %50'den fazlasının kolon alt ucunda eklenmesi durumunda bindirmeli ek boyu, L_b 'nin en az 1.5 katı olacaktır. Temelden çıkan kolon filizlerinde de bu koşula uyulacaktır. (c) Yukarıdaki her iki durumda da, bindirmeli ek boyunca 3.3.4.1'de tanımlanan minimum enine donatı kullanılacaktır.



Şekil 3.16. Kolonda aderans boyları

Kolon filiz boylarında etkili parametreler,

1. Donatının çapı
2. Donatının yüzeyi (nervür şekli ve düz)
3. Betonun dayanımı
4. Donatının dayanımı
5. Donatının maruz kalacağı kuvvet (çekme, basınç gibi)
6. Kolon boyu

gibi etkiler sayılabilir. Bu parametreler yönetmeliklerde belirlenmiştir. Öyle ki donatının kullanılmaya başlamasından bu güne kadar yapılan ve devam eden çalışmalar donatıların birleşimi gündemdeki yerini koruduğunu göstermektedir. Yani kalıcı optimum bir çözüme henüz ulaşılmış değildir. Bir zamanlar kaynaklı birleşim, bir zamanlar tek donatı, son zamanlarda aderans boyu kadar ek durumu kullanılmaktadır. Teknolojideki gelişim aşağıdaki birleşim türünü gündeme getirmiştir. Dünyada kullanımının yaygınlaşacağına dair görüşler bulunmaktadır. Bu birleşimin şekli maliyet ve zaman bakımından sakıncalı olduğu yer kadar uygun olduğu da görülmektedir.

3.3. Kuşatılmış ve Kuşatılmamış Birleşimler

Çerçevelerde birleşim bölgeleri etkilerin kirişlerden kolonlara geçmesinin sağlanması ve birleşen elemanların kendilerinden beklenen davranışı göstermeleri için bu bölgenin düzenlenmesi önemlidir. Böylece, büyük elastik olmayan şekil değiştirmeler altında bile, kiriş ve kolonlarda yeterli dayanım ve rijitliğin ortaya çıkması, kiriş ve kolonun bütünleşerek çalışması sağlanır. Birleşim bölgesinin basınç gerilmeleri altında güç tükenmesine erişmesi ve bu bölgedeki donatının kenetlenmesinin çözülmesi, sünek olmayan bir davranış olduğu ve birleşen elemanlarının yük taşımasını engelleyeceği için önlenmelidir. Birleşim bölgesinde kolon ve kiriş donatılarının kesişmesi nedeniyle ortaya çıkan durum, hem donatının yerleştirilmesi ve hem de betonun dökülmesi bakımından zorluk oluşturur. Ancak, güç tükenmesi ötesinde birleşim bölgesinin dağılmaması ve sünek davranış bakımından, bölgenin kirişlerle kuşatılması elverişli bir durum ortaya çıkarır. Gerilmelerin deprem doğrultusunda meydana geldiği gözönünde tutulursa, bunlara dik doğrultuda bulunan basınç gerilmeleri betonun, dolayısıyla birleşim bölgesinin sünekliğini arttırır. Bu durumun ortaya çıkabilmesi için kirişlerin kolonu yeterli seviyede kuşatması gerekir (Celep, Kumbasar 2011). Yönetmelikte kiriş genişliğinin kolon genişliğine oranının 0.75 den az olmaması ve kirişlerin dört taraftan birleşmesi, bu durum için yeterli görülmüştür. Bu tür birleşim bölgelerine *Kuşatılmış Birleşim* denir.

TDY 3.5.1. Kuşatılmış ve Kuşatılmamış Birleşimler; *Süneklik düzeyi yüksek kolon ve kirişlerin oluşturduğu çerçeve sistemlerinde kolon-kiriş birleşimleri, aşağıda tanımlandığı üzere, iki sınıfa ayrılacaktır.*

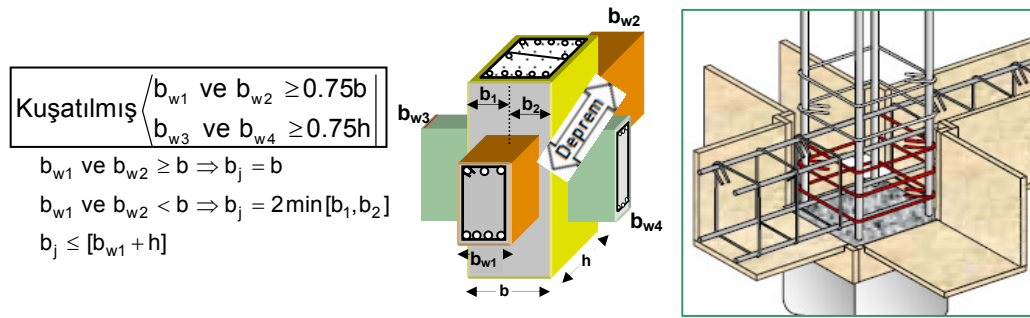
(a) *Kirişlerin kolona dört taraftan birleşmesi ve her bir kirişin genişliğinin birleştiği kolon genişliğinin 3/4'ünden daha az olmaması durumunda, kolon-kiriş birleşimi kuşatılmış birleşim olarak tanımlanacaktır.*

(b) *Yukarıdaki koşulları sağlamayan tüm birleşimler, kuşatılmamış birleşim olarak tanımlanacaktır.*

(a) Kuşatılmış birleşimlerde: $V_e \leq 0.60 b_j h f_{cd}$ (TDY 3.12)

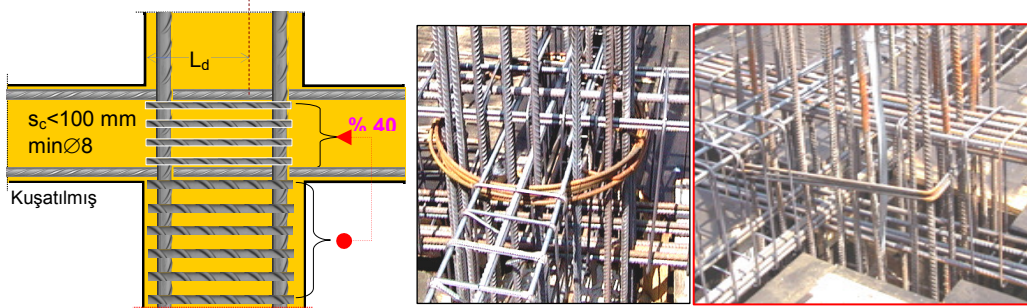
(b) Kuşatılmamış birleşimlerde: $V_e \leq 0.45 b_j h f_{cd}$ (TDY 3.13)

sınırlarını aşmayacaktır (Şekil 3.17). Bu sınırların aşılması durumunda, kolon ve/veya kiriş kesit boyutları büyütülerek deprem hesabı tekrarlanacaktır.



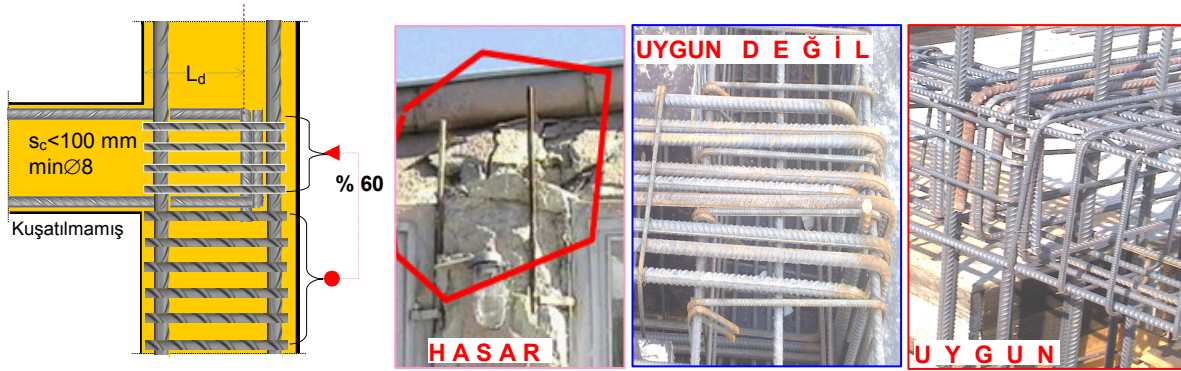
Şekil 3.17. Kuşatılmış birleşimler

a) **Kuşatılmış birleşimlerde**, alttaki kolonun sarılma bölgesi için bulunan enine donatı miktarının en az % 40'ı, birleşim bölgesi boyunca kullanılacaktır. Ancak, enine donatının çapı 8 mm'den ($\varnothing \geq 8 \text{ mm}$) az olmayacak ve aralığı 150 mm'yi ($s_c \leq 150 \text{ mm}$) aşmayacaktır (Şekil 3.18).



Şekil 3.18. Kuşatılmış birleşimler

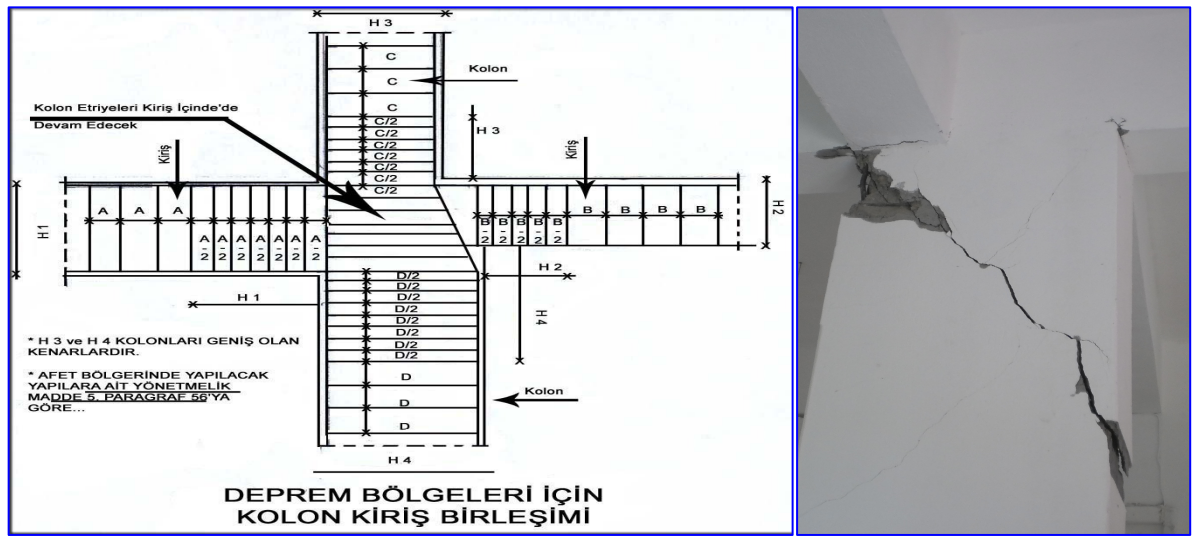
(b) **Kuşatılmamış birleşimlerde**, alttaki kolonun sarılma bölgesi için bulunan enine donatı miktarının en az % 60'ı, birleşim bölgesi boyunca kullanılacaktır. Ancak bu durumda, enine donatının çapı 8 mm'den az ($\varnothing \geq 8 \text{ mm}$) olmayacak ve aralığı ($s_c \leq 100 \text{ mm}$) 100 mm'yi aşmayacaktır (Şekil 3.19).



Şekil 3.19. Kuşatılmamış kolon uygulaması

Enerjinin kolonlar tarafından tüketilmesi yapıya büyük hasar vereceği için istenmeyen bir enerji tüketimidir. Bu enerjinin sağlam kolon zayıf kiriş düzenlemesi ile kirişlerde tüketilmesinde müsaade edilen mafsallarca yapılması gerekir. Şekilde geniş kirişlerin dar kolona mesnetlenmesi durumunda kuvvet akışı gösterilmiştir (Şekil 3.20). Görüldüğü gibi, kolona yaklaştıkça kirişin etkili genişliği azalmaktadır. Özellikle bilgisayar programı ile yapılan taşıyıcı sistem ve kesit hesaplarında bu durumun fark edilmeyebilir. Bir birleşim bölgesinde birleşen kiriş ve kolonların davranışından, yatay yük altındaki çerçevenin güç tükenmesi biçimi elde edilebilir. Çerçeve sistemde yatay yük altında en çok zorlanan kesitler birleşim bölgesindeki kiriş ve kolon kesitleridir. Yatay yüklerin artmasıyla bu kesitlerde büyük şekil değiştirmeler meydana gelir. Kesit etkilerinde önemli bir artış olmadan şekil değiştirmelerin büyüdüğü bu bölgelerde plastik mafsalların meydana geldiği kabul edilebilir. Mafsalların çoğalması ile taşıyıcı sistem güç tükenmesi mekanizmasına geçer. Sistemin güç tükenmesine erişme biçimi mafsalların sistemde oluşma düzenine bağlıdır. Büyük bir deprem durumunda mafsallaşmaların kirişlerde ortaya çıkması ve deprem enerjisinin bu suretle yutulması arzu edilir. Güç tükenmesinin bir kattaki kolonların alt ve üst uçlarında oluşmasıyla ortaya çıkması, yalnız bir katta oluşan az sayıda plastik mafsıl sonucu, birbirini takip edecek güç tükenmelerine ve büyük can kaybına neden olacağı için önlenmelidir. Bu düşünce, güçlü kolon-zayıf kiriş ilkesi olarak ifade edilir. Bu durumda sistem, kirişlerde çok sayıda plastik mafsıl oluşmasından sonra ve bu nedenle çok daha sünek bir davranış sonucu, sistem güç tükenmesi durumuna gelecek ve büyük miktarda enerji yutarak

depreme karşı koyacaktır. Genellikle deprem ve düşey yükler altında alt katlar zorlandığı için, bu ilke üst katlara göre alt katlarda daha kolay sağlanabilir. Ancak, kiriş açıklıklarının büyümesi, kolonların sık yerleştirilmesi veya mimari nedenle kiriş kesitlerinin kolonlara göre büyüdüğü bazı durumlarda söz konusu ilkenin gerçekleştirilmesi zorlaşabilir. Kolon-kiriş birleşim bölgesine birleşen kesitlerin moment ve kesme kuvveti taşıma güçleri kadar bu bölgenin düzenlenmesi de önemlidir. Kolona birleşen kirişlerin genişlikleri her iki yönde de kolon boyutundan küçük olması veya kolon boyutunun büyük olması kolon ve kiriş donatılarının çakışmasını önler hem de kısmen veya tam olmasa da birleşimin sağlam kolon zayıf kiriş şeklinde düzenlenmesi sağlanır. Birleşim bölgesinde aynı yönde devam eden kirişlerin alt ve üst donatıları düğüm noktasında tek donatı olarak devam etmeli. Çünkü birleşim bölgesinde donatı çok olmasından dolayı ek donatı, donatı sayısını artırarak betonun birleşim bölgesine girişini engeller ve kirişlerin donatıları çakışmasından dolayı eksenden sapmalar olur. Ayrıca düğüm noktasındaki kesit tesirleri daha çok etkili olduğu için eklerin özenle yapılması gerekeceğinden zaman ve ekonomik kaybı olur. Kolona her dört yönden kiriş birleşmesi halinde açıklığın büyük olduğu yöndeki kiriş yüksekliğinin ($h_1 > h_2$) büyük olması, hem büyük açıklığın taşıma gücünü artmasını hem de diğer yönden gelen kirişlerin donatıları ile çakışmamasını sağlar.



Şekil 3.20. Yükseklikleri farklı kiriş birleşimi

BÖLÜM 4

YAPILARIN DEPREM PERFORMANSI

Yapıların deprem performansı yapının maruz kalacağı deprem etkileri ile bu etkileri karşılayacak yapı elemanları, sistemi ve malzemesinin dayanımının etkileşimidir. Temel amaç bu etkileşimin tasarımcı tarafından doğru bir şekilde belirlenmesidir. Yani yapının maruz kalması öngörülen depremde öngörülen (müsaade edilen) hasarların oluşarak yapının deprem etkisini atlatmasıdır. Değilse bir yapının hiçbir depremde hasar görmemesi mühendislik ve ekonomik olmayacaktır. Yapıların deprem performansının belirlenmesinde çeşitli yöntemler ve uygulamalar mevcut olup bunlar aşağıda açıklanmıştır.

4.1. Yapıların Performans Düzeyi

Eğer incelemeye esas olan yapı mevcut yapı ise deprem hesabı (performans);

1. Doğrusal elastik hesap yöntemleri (TDY-7.5)

Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi

Mod Birleştirme Yöntemi

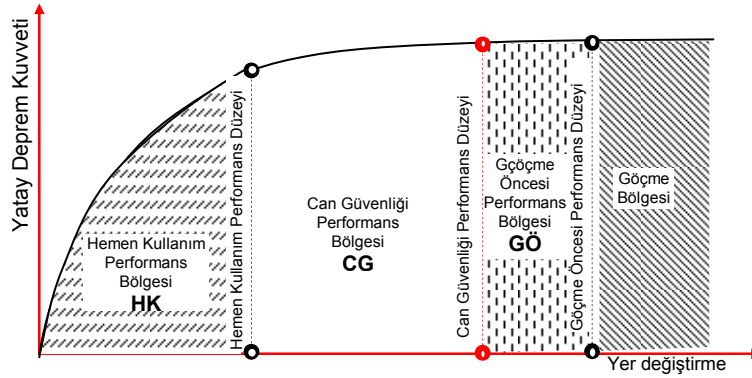
2. Doğrusal olmayan (Nonlinear) yöntemleri (TDY-7.6)

Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi

Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi

Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi

Yöntemlerden biri ile yapılır. Bu yöntemler yönetmeliğin 7. bölümünde açıklanmaktadır. Depremi bilinmeyen bir zamanda ortaya çıkması yapının fonksiyonunda, ekonomisinde ve diğer özelliklerinde değişimi zorunlu kılmaktadır. Bu nedenle yapının bu belirsiz deprem hareketi karşısında istenilen performans düzeyinde olması depreme dayanıklı düşünen teknik heyetin temel görevlerini oluşturur. Aşağıdaki şekilde (Şekil 4.1) depreme maruz yapının servis ömrü süresinde kendisinden beklenen performansı ne ölçüde karşılayacağını bir grafiği görülmektedir (Celep, 2011).



Şekil 4.1. Yapıların performans düzeyleri

Bu grafikteki aşamaları (İpbk-2005),

(a) **Hemen Kullanım Performans Düzeyi (HK)**: Bu performans düzeyinde yapısal ve yapısal olmayan elemanlar hemen hemen hiç hasar görmezler veya oluşabilecek hasar çok sınırlı ve hemen onarılabilecek veya onarımına gerek olmayacak düzeyde kalır. Şekilde de görüldüğü üzere, taşıyıcı sistemin davranışı doğrusal (lineer) sınırı çok az aşabilir. Bina depremden sonra kontrol edilerek hemen kullanılabilir. Bu bölgede kalan veya kalması istenen yapılar depremden sonra kullanılması kaçınılmaz olan hastane, itfaiye, haberleşme ve ulaşım yapıları olarak saymak mümkündür. Bu bölge yapıları ilk yapılma ve sonradan iyileştirilme aşamalarında bu fonksiyonları peşinen kabul edilerek boyutlandırılan yapılardır.

(b) **Can Güvenliği Performans Düzeyi (CG)**: Bu performans düzeyinde yapısal ve yapısal olmayan elemanlarda oluşabilecek hasarın can güvenliğini tehlikeye atmayacak ölçüde sınırlı ve çoğunlukla onarılabılır düzeyde kalır. Taşıyıcı sistemin davranışı doğrusal olmayan (nonlinear) davranış bölgesinde olmasına rağmen taşıyıcı sistem davranışı göçme konumundan yeteri kadar uzaktadır. Bu durumda bina kendisinden beklenen davranışı kullanımı engellemeyecek şekilde yaparak büyük bir enerjiyi tüketmiştir. Bu durumdaki yapılar aynı zamanda ekonomik olarak da kendisinden bekleneni yerine getirmiş kabul edilir.

(c) **Göçme Öncesi Performans Düzeyi (GÖ)**: Bu performans düzeyinde yapısal ve yapısal olmayan elemanlarda ileri derecede hasar meydana gelmiştir. Taşıyıcı sistemin doğrusal olmayan (nonlinear) davranışı göçme konumuna yaklaşmıştır. Bina hala göçmemiştir, ancak can güvenliği bakımından sakıncalıdır ve büyük olasılıkla yıkılması gerekecektir. Bu düzeydeki yapılar depremde sonra boşaltılması için ön güçlendirme gerekebilir. Deprem artçılarından yapının göçebilmesi tehlikesine karşı dikkatli olunmalıdır.

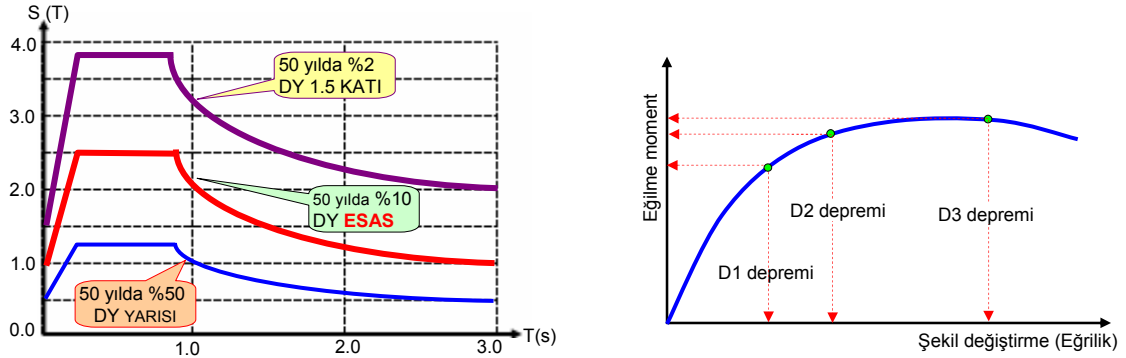
TDY 1.3.2.1. Mevcut Binalar için Değerlendirme/Tasarım Depremi Yönetmelik Bölüm 7’de, 50 yılda aşılma olasılıkları %50, %10 ve %2 olan üç farklı düzeyde deprem tanımlanmıştır:

(a) D1 Deprem Düzeyi [**servis (kullanım) depremi**]: Kullanım Depremi, yeni bir etki olarak görülebilir. Dönüş periyotları incelendiğinde kullanım depremi binanın ömrü boyunca maruz kalma olasılığının görece olarak yüksek olduğu bir deprem olarak kabul edilebilir. Bu deprem düzeyi, binaların servis ömürleri boyunca meydana gelebilmesi olasılığı fazla olan, görece olarak sık ancak şiddeti çok yüksek olmayan deprem yer hareketlerini ifade etmektedir. (D1) düzeyindeki depremin 50 yılda aşılma olasılığı %50, buna karşı gelen dönüş periyodu ise 72 yıldır. Bu depremin ülke çapında tanımlanması için yürütülmekte olan bilimsel çalışmalar sonuçlandırılıncaya kadar, Yönetmelik 7.8.1’e göre (D1) depreminin ivme spektrumunun ordinatları, (D2) depremi için Yönetmelik 2.4’de tanımlanan spektrumun ordinatlarının yaklaşık yarısı olarak alınacaktır. TDY’de yeni yapılacak binalar için esas alınan tasarım depremi, dönüş periyodu 475 yıl olan, diğer deyişle bir yılda meydana gelme olasılığı $1/475=0.0021$ olan ”seyrek deprem”dir.

4.2. Binalar İçin Hedeflenen Deprem Performans Düzeyleri

TDY “2.4’de tanımlanan ivme spektrumu, 1.2.2’ye göre 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem etkisini esas almaktadır. 50 yılda aşılma olasılığı %50 olan depremin ivme spektrumu 2.4’de tanımlanan spektrumun yaklaşık olarak yarısı, 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan depremin ivme spektrumu ise 2.4’de tanımlanan spektrumun

yaklaşık 1.5 katı olarak kabul edilmiştir (Şekil 4.2). Mevcut veya güçlendirilecek binaların deprem güvenliğinin belirlenmesinde esas alınacak deprem etkileri ve hedeflenecek performans düzeyleri **Tablo 4.1**'de verilmektedir.”

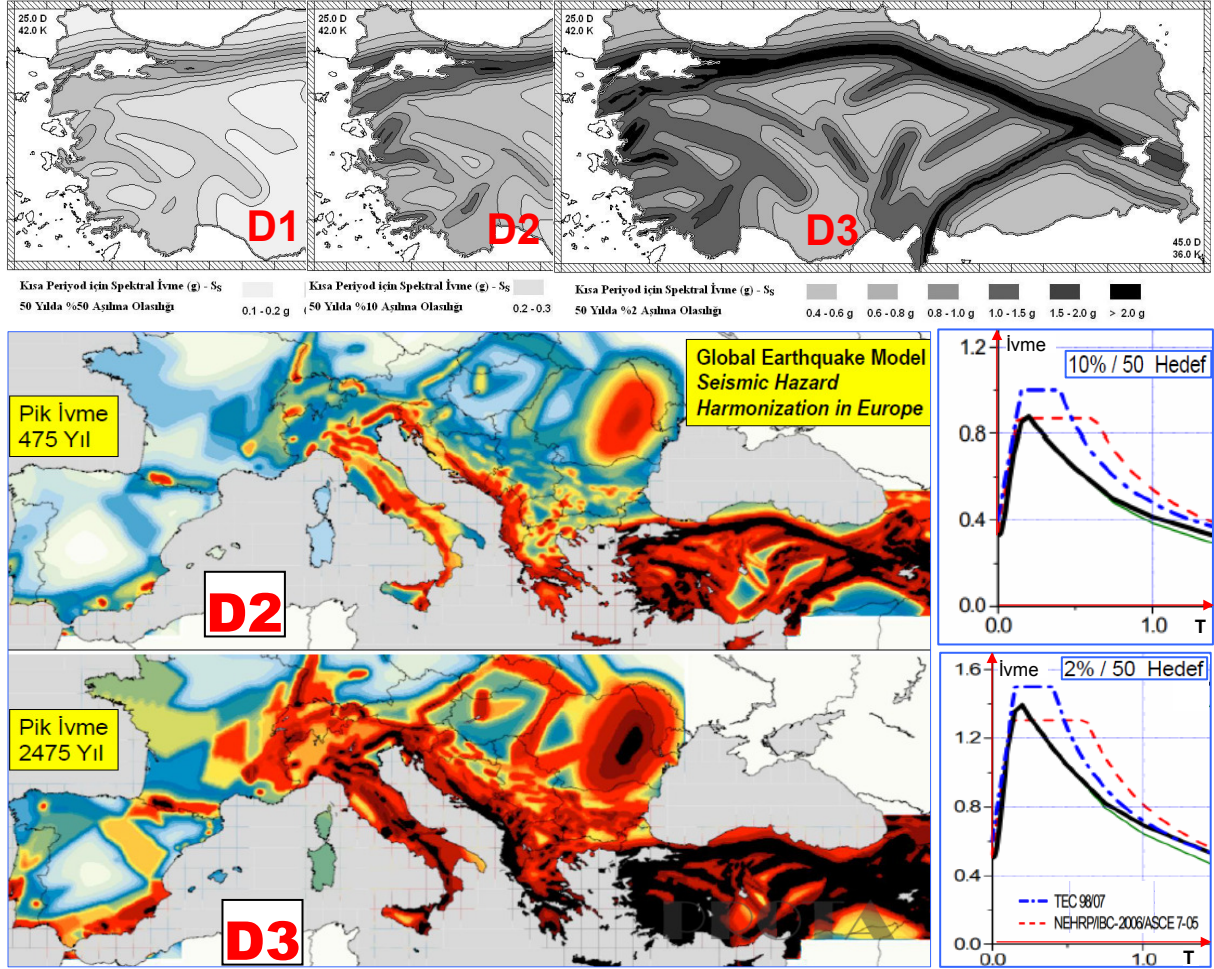


Şekil 4.2. Deprem spektrum eğrisinin ve düzeylerinin şekil değiştirmeye dayalı sınırları

Tablo 4.1. Deprem düzeyleri (ATC 40 1996, FEMA 2000)

Dönüş periyodu (yıl)	50 yılda deprem ihtimali (%)			Deprem Etkisi	DEPREM TÜRÜ
	FEMA 356	TDY-2007	ATC 40		
72	50	50	50	~0.5	Kullanım Depremi
225	20	-	-	-	
474	10	10	10	1.0	Tasarım Depremi
975	-	-	5		
2475	2	2	-	1.5	En büyük Deprem

Performansa dayalı değerlendirme ve tasarımda göz önüne alınmak üzere, farklı düzeyde **üç deprem hareketi** (50 yılda %2, %10 ve %50) tanımlanmıştır (Şekil 4.3). Bu deprem hareketleri genel olarak, 50 yıllık bir süreç içindeki aşılma olasılıkları ile ve benzer depremlerin oluşumu arasındaki zaman aralığı (dönüş periyodu) ile ifade edilirler.



Şekil 4.3. Deprem düzeyleri haritası

(b) D2 Deprem Düzeyi [**TASARIM DEPREMİ**] (*Yeni konut binaları için göz önüne alınan deprem*): Bina önem katsayısı $I=1$ olan yeni konut binaları için göz önüne alınan deprem etkisine karşı gelmektedir. Bu deprem düzeyi, binaların servis ömürleri boyunca meydana gelebilmesi olasılığı çok fazla olmayan, seyrek ancak şiddetli deprem yer hareketlerini ifade etmektedir. (D2) düzeyindeki depremin 50 yılda aşılma olasılığı %10, buna karşı gelen dönüş periyodu ise 475 yıldır. (D2) depreminin ivme spektrumunun ordinatları, Yönetmelik 2.4'de tanımlanmıştır. Bu deprem düzeyinde binanın ömrü boyunca maruz kalma ihtimali düşük bir etkidir.

(c) D3 Deprem Düzeyi [**MAKSİMUM DEPREM**] (*Yeni toplumsal önemli binalar için göz önüne alınan deprem*): Maksimum Deprem'in yeni projelendirilen ve

toplumsal açıdan önemli binalar için göz önüne alınan deprem etkisine belirli bir yaklaşıklıkla karşı geldiği söylenebilir. Bu deprem düzeyi, binaların maruz kalabileceği en şiddetli deprem yer hareketini ifade etmektedir. (D3) düzeyindeki bu çok seyrek depremin 50 yılda aşılma olasılığı %2, buna karşı gelen dönüş periyodu ise 2475 yıldır. Önemli ve tehlikesi yüksek olan nükleer santral ve barajlar için bu deprem öngörülerek hesap yapılır. Bu depremin ülke çapında tanımlanması için yürütülmekte olan bilimsel çalışmalar sonuçlandırılıncaya kadar, Yönetmelik 7.8.1'e göre (D3) depreminin ivme spektrumunun ordinatları, (D2) depremi için Yönetmelik 2.4'de tanımlanan spektrumun ordinatlarının yaklaşık 1.5 katı olarak alınacaktır. Performans seviyeleri verilen bir yapı için, öngörülen bir deprem etkisi altında beklenen hasar miktarının sınır durumlarıdır (Tablo 4.2). Bu sınır durumlar,

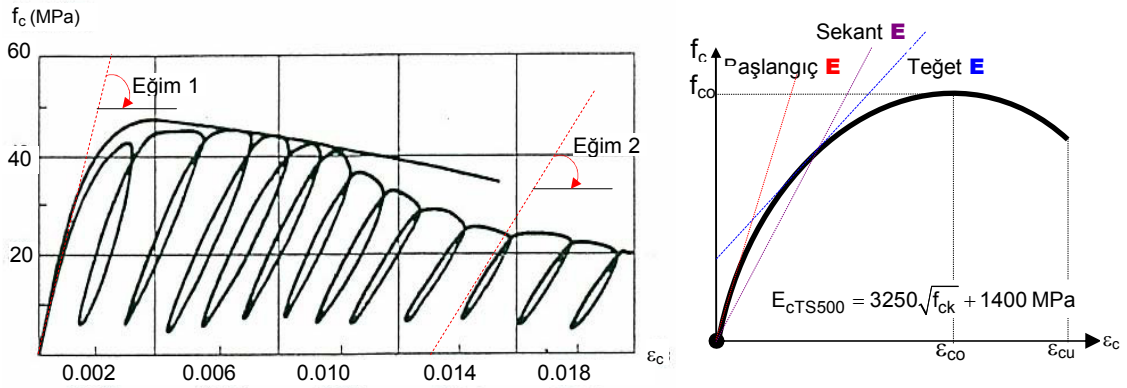
1. Binadaki yapısal ve yapısal olmayan elemanlardaki hasarın miktarına,
2. Bu hasarın can güvenliği bakımından bir tehlike oluşturup oluşturumamasına,
3. Deprem sonrasında binanın kullanılıp kullanılmamasına
4. Hasarın neden olduğu ekonomik kayıplara

bağlı olarak belirlenmektedir. Yapısal performans seviyesi, yapısal ve yapısal olmayan elemanların performans seviyelerinin birlikte değerlendirilmelerinden oluşmaktadır.

Tablo 4.2 - Binalar İçin Farklı Deprem Etkileri Altında Hedef Performans Düzeyleri''

Binanın Kullanım Amacı ve Türü	Depremin 50 yılda Aşılma Olasılığı		
	%50	%10	%2
Deprem Sonrası Kullanımı Gereken Binalar: Hastaneler, sağlık tesisleri, itfaiye binaları, haberleşme ve enerji tesisleri, ulaşım istasyonları, vilayet, kaymakamlık ve belediye yönetim binaları, afet yönetim merkezleri, vb.	-	HK	CG
İnsanların Uzun Süreli ve Yoğun Olarak Bulunduğu Binalar: Okullar, yatakhaneler, yurtlar, pansiyonlar, askeri kışlalar, cezaevleri, müzeler, vb.	HK	-	CG
İnsanların Kısa Süreli ve Yoğun Olarak Bulunduğu Binalar: Sinema, tiyatro, konser salonları, kültür merkezleri, spor tesisleri	-	CG	GÖ
Tehlikeli Madde İçeren Binalar: Toksin, parlayıcı ve patlayıcı özellikleri olan maddelerin bulunduğu ve depolandığı binalar	-	HK	GÖ
Diğer Binalar: Yukarıdaki tanımlara girmeyen diğer binalar (konutlar, işyerleri, oteller, turistik tesisler, endüstri yapıları, vb.)	-	CG	-

Yapılan çalışmalardan betonun deprem gibi tekrarlı yüklemeler altında dayanımının düştüğünü bununla elastisite modülünü azalttığı şekilde görülmektedir (Şekil 4.4). Deney sonuçları bu eğrilerin zarf eğrisinin tek eksenli basınç yüklemesi eğrisi ile hemen hemen üst üste düştüğünü göstermektedir. Bu eğriler, yük tekrarı ile betonun daha kolay şekil değiştirebilir hale dönüştüğünü (**yumuşama**) göstermektedir. Yük tekrarı ile betonda kalıcı deformasyonlar oluşmakta ve bunların miktarı tekrar sayısı ile artmaktadır.



Şekil 4.4. Beton dayanımının zamanla değişimi

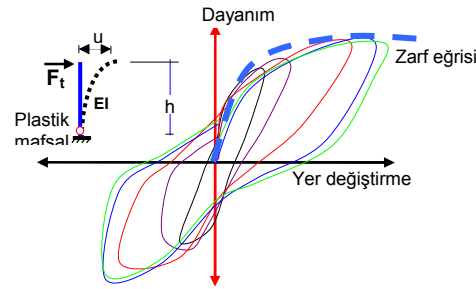
4.3. Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısının (R) Tespit Edilmesi (İpbk 2000)

Deprem esnasında yapıya etkiyen elastik deprem yükleri altında taşıyıcı sistemler,

1. Doğrusal (lineer) elastik bölgede kalarak hiçbir hasarın meydana gelmeyebilir.
2. Deprem yüklerinin büyük değerlere ulaşması sonucu sistem davranışının elastik bölgede kalması ekonomik bir çözüm olmayabilir.
3. 2. maddedeki durumdaki sistemlerin “can güvenliğini” sağlaması koşulu ile doğrusal olmayan davranış göstererek bazı elemanların belirli oranlarda hasar görmesine müsaade edilir.

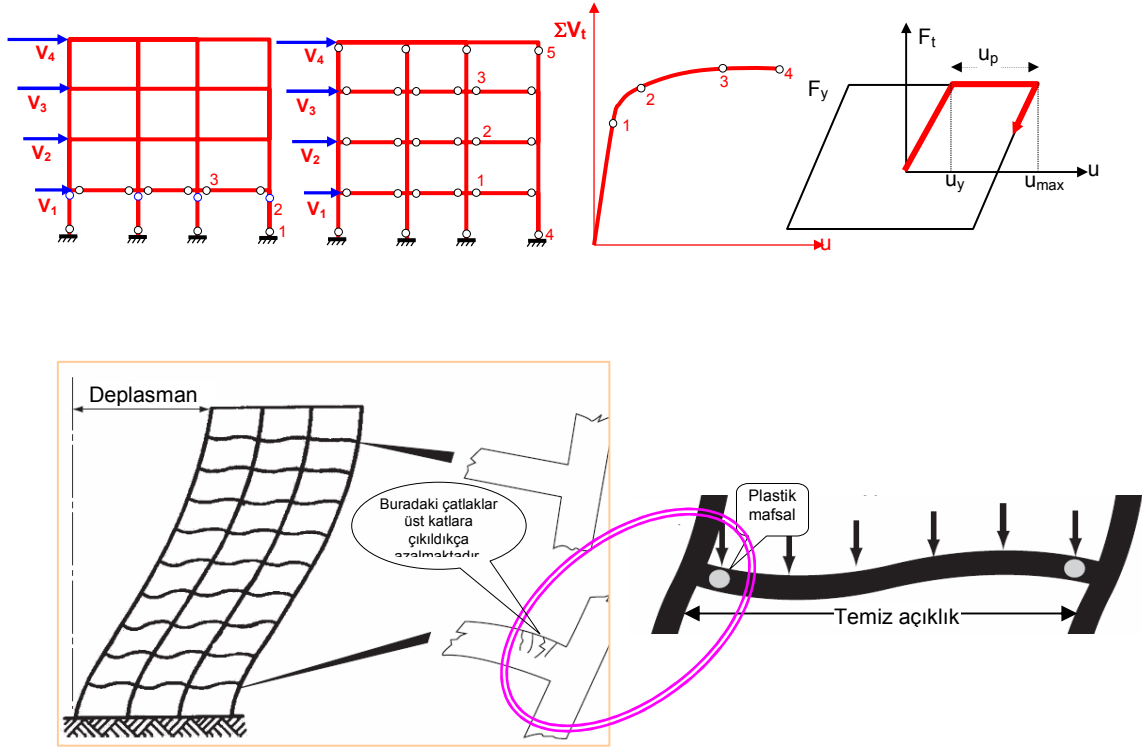
TDY Madde 1.2.1. “Yeni yapılacak binaların depreme dayanıklı tasarımının ana ilkesi; hafif şiddetteki depremlerde binalardaki yapısal ve yapısal olmayan sistem elemanlarının herhangi bir hasar görmemesi, orta şiddetteki depremlerde yapısal ve yapısal olmayan elemanlarda oluşabilecek hasarın sınırlı ve onarılabilir düzeyde

kalması, şiddetli depremlerde ise can güvenliğinin sağlanması amacı ile kalıcı yapısal hasar oluşumunun sınırlandırılması.” Buna göre yeni yapıların tasarımının ekonomik olması için bazı durumlarda elastik ötesi davranışa müsaade etmektedir. Şekilde verilen betonarme elemanın tabanında plastik mafsal oluşuncaya kadar tekrarlı (basınç-çekme) yüklemelere maruz bırakılması sonucu oluşan histeresis eğrilerinden oluşan doğrusal olmayan (nonlinear) dayanım yer değiştirme eğrileri elde edilir. Bu histeresis eğrilerinin tepe noktalarının birleştirilmesiyle basınç kısalma bölgesinde kesikli olarak çizilen bir **zarf eğrisi** oluşmaktadır. F_t , maksimum **eşdeğer deprem yükü** kabul edilir. Çünkü F_t deprem yer hareketinin büyüklüğünden bağımsız olarak, taşıyıcı sistemin dayanımında etkili olan kriterlere bağlıdır. Buna göre nonlinear sistemde eşdeğer deprem yükü, depremin büyüklüğü ile değil, tasarımcının sisteme sağladığı dayanımla doğrudan ilişkilidir (Şekil 4.5).



Şekil 4.5. Histeresis eğrisi

Aşağıdaki şekilde verilen çok serbestlik dereceli taşıyıcı sistemlerdeki çerçevede plastik mafsallar, eşdeğer deprem yükleri altında eğilme momentlerinin en büyük olduğu kesitlerde, yani kolon veya kirişlerin uç noktalarında meydana gelirler. Tercih edilen ise bu mafsalların kiriş uç bölgelerinde oluşmasıdır. Taşıyıcı sistemin eşdeğer deprem yükleri altında, sistemdeki plastik şekil değiştirmelerin (plastik mafsal dönmelerinin) etkilerinin gösterilmesi amacı ile elde edilen tipik dayanım–yer değiştirme görülmektedir (Şekil 4.6). Bu eğri daha önce elde edilen zarf eğrisi ile aynı anlamı taşımaktadır. Yani bu V_t taban kesme kuvveti, çerçeve taşıyıcı sisteminin dayanımına karşı gelmektedir.



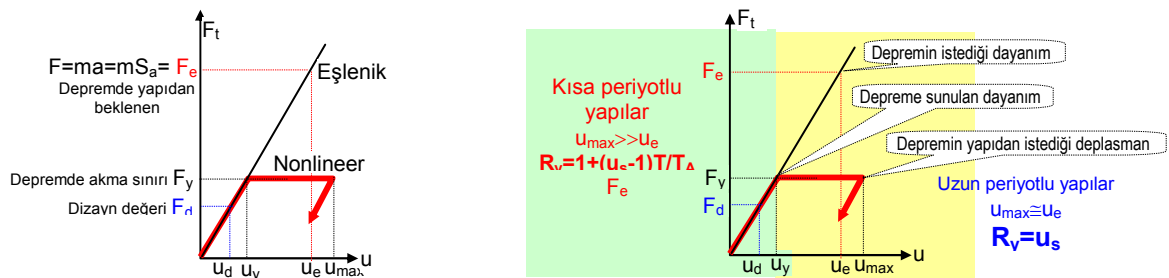
Şekil 4.6. Plastik moment oluşumu

Yukarıda şeklin doğrusal olmayan davranışın ön incelenmesinde görülen doğrusal olmayan davranışın sayısal olarak nitelendirilebilmesi için, Şekil 4.6'da görülen basit idealleştirmeden yararlanılabilir. Burada, iskelet eğrisi iki doğru olarak modellenmekte ve ikinci doğru yaklaşık olarak yatay olarak alınmaktadır. Elasto-plastik model olarak adlandırılan modelde yükleme ve boşaltma eğrileri, iskelet eğrisinin başlangıç doğrusuna paralel doğru parçalarından oluşmaktadır. İskelet eğrisindeki iki doğrunun kesişme noktası akma noktası olarak adlandırılır. Bu noktaya karşı gelen dayanım akma dayanımı (F_y), yer değiştirme ise akma yer değiştirmesi (u_y) olarak tanımlanır. İskelet eğrisinin yatay ikinci doğru parçası, plastik yer değiştirmeyi (u_p) göstermektedir. Maksimum toplam yer değiştirme ise (u_{max}) ile gösterilmiştir. Tekrarlı yükleme sonucunda yukarıdaki şekilde elde edilen elasto-plastik modelde yukarıda incelenen zarf eğrisinin başlangıç doğrusuna paralel olmaktadır. Yani başlangıç noktası ile akma noktası (u_y) arasındaki doğru aynı olmaktadır. Zarf eğrisindeki iki doğrunun kesişme noktası (F_y - u_y) akma dayanımı (F_y) ve akma yer değiştirmesi (u_y) olarak alınır.

Yatay kısım ise tasarımcı tarafında oldukça geniş olması istenen kısım ise plastik yer değiştirme (u_p) olarak alınır. Akma yer değiştirmesi (u_y) ile plastik yer değiştirmenin (u_p) toplamı bize elamanın maksimum yer değiştirmesini (u_{max}) verir.

4.5. Kuvvete Dayalı Tasarım

Yeni yapıların projelendirilmesinde uygulanan çözüm ilkesi, kuvvet veya dayanım esaslıdır. Bu yaklaşımda, mimari fonksiyonel ve yapısal sistem ön tasarımına bağlı olarak, yönetmelik sanal deprem yükleri verir. Bu yükler, 50 yıllık bir süre içinde aşılma olasılığı %10 bir depreme göre belirlenmektedir. Yapıları, gerçekleşmesi belirli bir olasılığa bağlı bu yükleri tam karşılayacak bir dayanımda inşa etmek, şüphesiz, ekonomik bir çözüm olmaktan uzaktır. Fakat açığa çıkan enerjinin de bir şekilde tüketilmesi gerekmektedir. Bu nedenle, depreme, enerjisini tüketmesi için, yeterli dayanım yerine, yeterli şekildeğiştirme kapasitesi talep edilmektedir. Buna göre, yapı elemanlarının sünek davranarak yeterli enerjiyi tüketebilecekleri varsayımı ile deprem yükleri, belirli bir katsayı (R_a) ile azaltılır. Bu katsayı, dayanım fazlalığı katsayısı (D) ve dayanım azaltma katsayısına (R_y) bağlıdır (Şekil 4.7). Dayanım azaltma katsayısı (R_y), zemin koşullarına ve yapı doğal titreşim periyoduna bağlı olarak, tahmin edilen bir enerji tüketme kapasitesine göre belirlenir. Böylece, henüz inşa edilmemiş bir yapıda elemanların bu kuvvetleri emniyetle taşımaları beklenir.



Şekil 4.7. Yapı davranış katsayısının (R) tayini

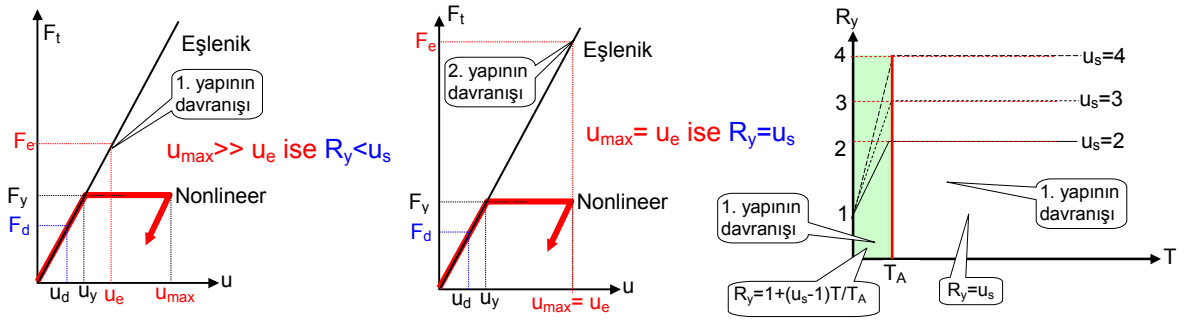
Yukarıda verilen nonlineer davranış eğrisinin lineer olan kısmına çizilen paralel doğruya eşlenik sistem davranışı denir. Bu sistem deprem esnasında yapının göstermesi

beklenen davranıştır. Bu davranış nonlinear davranışın yer değiştirmesinden (u_{max}) daha fazla olamaz. Kuvvete Dayalı Tasarım'da, yukarıda da belirtildiği üzere, belirli bir “süneklik” kabulü yapılarak, bu sünekliğe karşı gelen “dayanımın” hesaplanması söz konusudur. Burada, yeni yapıların tasarımında, çok ince hesap yapılabilir. Ancak, mevcut bir yapının performansının belirlenmesinde, yani yapı ne kadar yerdeğiştirme yapacak? Bu yerdeğiştirmeler altında hasar ne olacak? Hangi yapı elemanlarında, ne tür hasarlar oluşacak? Hasar dağılımı nasıldır? Veya yapının muhtemel göçme mekanizmaları nelerdir? Gibi soruların cevaplandırılması bağlamında bu yöntem bize hiçbir bilgi sağlayamaz. Dayanıma (Kuvvete) Göre Tasarım yaklaşımında, yapı sisteminin azaltılmış deprem yükleri altında doğrusal (lineer) elastik çalıştığı varsayılır. Gerçekte ise yapı sistemi, deprem etkisi altında, elastik ötesi şekildeğiştirmeler (plastik mafsallı) yapar ve bu şekilde deprem enerjisini tüketir. Ayrıca, plastik mafsalların oluşumu aşamasında bir malzemeden diğerine ve bir elemandan diğer elemana “kuvvet aktarımı” veya “yeniden dağılım” olur. Sonuç olarak, Kuvvet Esaslı Tasarım'da, aşağıdaki gibi olumsuzluklar mevcuttur: “İç kuvvetlerin gerçeğe yakın bir biçimde belirlenememesi, • Sadece, yapının elastik kapasitesi ve ilk akmanın nerede oluşabileceği konusunda bilgi verebilmesi, • İlk plastik kesitin oluşumunu takip eden süreçte yapıda değişen dinamik karakteristikler göz önüne alınamaması”.

Eşlenik sisteme etkiyen eşdeğer deprem kuvveti (F_e), tek serbestlik dereceli sistemin kütlesi (m) ile doğal titreşim periyodu sonucu bulunan spektral ivmenin (S_a) çarpımına eşittir ($F_e = m S_a$). Yapı etkiyen deprem etkisi altında lineer kalması isteniyor ise deprem binadan bu eğri üzerinde kalacak kadar dayanım isteyecektir. Yani tasarımcı yapıyı öyle tasarlayacak ki öngörülen depremde yapının dayanımı elastik olacaktır. Ancak bu ekonomik bir tasarım değildir. Çünkü yapının F_y kuvveti altında yapacağı maksimum deplasman u_{max} kadar olması yeterli olurken, bu u_{max} yer değiştirmenin eşlenik sistemde elde edilmesi için F_y kuvvetinden çok ve çok bir kuvvete ihtiyaç vardır. Bundan dolayı yapının bu deplasmanı yapması için tasarımcının öngördüğü bazı elemanların hasar görmesi yapıyı daha ekonomik hale getirebilir. Bundan dolayı tasarlanan yapının ekonomik olması için “Yeni yapılan binalarda kullanıcıların **can güvenliği**’ni sağlamak kaydı ile şiddetli depremlerde bina taşıyıcı sisteminde belirli

düzeyde hasara bilerek izin verilir.” Tamamen ekonomik nedenlere dayalı bu yaklaşım doğrultusunda, depremin binadan elastik dayanım talebi’ne olumsuz yanıt verilir. Yukarıda verilen şeklin incelenmesinden depremin binadan istediği dayanımdan (F_e) daha küçük bir dayanım (F_y) tasarlanır ve buna dayanım kapasitesi denir (F_y , $F_e > F_y$).

Dayanım Azaltma Katsayısı, F_e , eşlenik sistem dayanımı ve F_y , nonlinear davranış gösteren bir sistemde dayanım kapasitesi olmak üzere, dayanım azaltma katsayısı $R_y = F_e / F_y$ ve süneklik katsayısı $u_s = u_{max} / u_y$ bağıntısı ile hesaplanır. Bu katsayı tasarımcının yapıyı boyutlandırmadaki dayanımı ile yapının deprem esnasındaki dayanımları arasındaki orandır. Bu oranın büyük olması yani yapının plastik davranış göstermesi ile mümkün olacağı açıktır. Eğer yapının yukarıda bahsedilen şekilde elastik kalması isteniyor ise bu oranın 1 olması gerekir. Bu depremden hemen sonra kullanılacak (hastane, köprü) yapılar için uygun olurken diğer yapılar için çok ekonomik olmaz. Burada tasarımcılardan beklenen, tasarlanan yapıdaki öngörülen dayanım ile yapının karşılaşması düşünülen depremi yapıda can kaybı olmadan atlattırmasıdır. Yani yapının taşıyıcı sisteminde olması daha önceden öngörülen bazı hasarların can kaybı sebep olmayacak ölçüde olmasına müsaade edilir (Şekil 4.8).



Şekil 4.8. Yapı davranış katsayısı R değişimi

Yukarıdaki şekilde $u_{max} = u_e$ olması durumu eşlenik sistem ile nonlinear sistemin yer değiştirmelerin eşit olması yani $R = u_s$ olur. Buna eşit şekil değiştirme denir. $u_{max} > u_e$ olması durumunda ise $R_y = 1 + (u_s - 1)T/T_A$ ampirik bağıntı ile elde edilir. Bu bağıntıda

sonsuz rijit yapılarda yani periyodu sıfır olan yapılarda dayanım azaltma katsayısı $R_y=1$ olmaktadır. Bu durum aşağıdaki bağıntıda daha açık olarak verilmektedir.

$$\begin{aligned} \text{Uzun periyotlu yapılarda } [u_{\max} \cong u_e] &\Rightarrow R_a = u_s D = R_{DY.2.3} & (T > T_A) \\ \text{Kısa periyotlu yapılarda } [u_{\max} \gg u_e] &\Rightarrow R_a = 1 + (u_s - 1) (T / T_A) & (T < T_A) \end{aligned} \quad 4.1$$

Eğer yapı yeni yapılacak ise yukarıdaki bağıntılarda T_A kullanılır, Eğer yapı güçlendirilecek ise yukarıdaki bağıntılarda T_B kullanılır. Sistemin akma dayanımı olarak belirlenen F_y , betonarme ve çelik yönetmeliklerine göre daima taşıma gücü değerlerinden büyüktür ve tasarım dayanımları karakteristik dayanımların malzeme güvenlik katsayılarına (beton için 1.5 ve çelik için 1.15) bölünmesiyle bulunur. Esasen karakteristik dayanımlarda ortalama dayanımlara göre daha küçüktür. Ayrıca beton ve çelik üreticileri, kendilerini güvenceye almak için daima daha yüksek dayanımlı malzeme üretme eğilimdedirler. Öte yandan yönetmeliğe göre kullanılması zorunlu olan sargı donatıları, betonun basınç dayanımını önemli ölçüde arttırmalarına karşın, bu artış kesit taşıma gücü hesabında dikkate alınmaz. Nihayet, hesap gerektirmese bile yönetmelikler, kesit boyutları ve donatı oranları için belirli minimum koşullar empoze ederler. Sıralanan bu ve daha başka faktörler, betonarme ve çelik yönetmeliklerine göre hesapladığımız (F_d) tasarım dayanımının, gerçekte ondan daha büyük bir (F_y) dayanım kapasitesine karşı geldiğini göstermektedir. Buna göre yukarıdaki şekilden,

$$\text{Dayanım fazlalığı } D = F_y / F_d \quad 4.2$$

Bağıntısı ile hesaplanır. Bu değer çeşitli faktörlere bağlı olarak 1.5-3.0 arasında değişir. Yukarıdaki şeklin incelenmesinden lineer elastik dayanım değerinin (F_e) dizayn değerine (F_d) oranı olarak tanımlanabilen Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı,

$$\text{Deprem yükü azaltma katsayısı } R_a = F_e / F_d \quad 4.3$$

Bağıntısı ile hesaplanır. Bu Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı yukarıda açıklanan Dayanım Azaltma Katsayısı (R_y) ve Dayanım Fazlalığı Katsayısı (D) kullanılarak basitleştirilir.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Dayanım azaltma katsayısı } R_y = F_e / F_y \\ \text{Dayanım fazlalığı } D = F_y / F_d \\ \text{Deprem yükü azaltma katsayısı } R_a = F_e / F_d \end{array} \right\} R_a = F_e / F_d = F_e / (F_y / D) = R_a = R_y D \quad 4.4$$

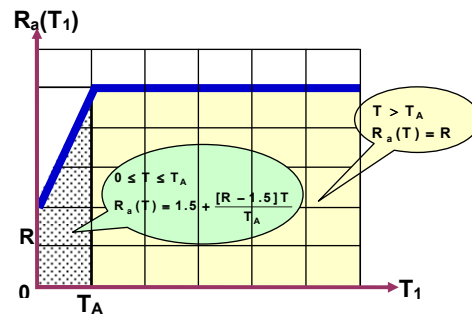
Buna göre,

1. $T > T_A$ ise $R_y = u_s$ olduğundan $R_a = Du_s$ olur. TDY'nin 2.5 bağıntısında ve TDY 2.5 tablosunda tanımlanan, *Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı* R 'ye eşittir ($R = Du_s$). Yani,

Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı $R = \text{Dayanım Fazlalığı Katsayısı } (D) \times \text{Süneklik Katsayısı } (u_s)$

2. $T > T_A$ için $R_a = R$ (TDY Tablo 2.5) kullanılabilir.
3. $T < T_A$ ise (rijit sistemlerde) $R_a = DR_y$ bağıntısı ile birlikte $R_a = Du_s$ tanımından ve $R_y = 1 + (u_s - 1)T/T_A$ bağıntısından yararlanarak, $R_a = D + (R - D)T/T_A$ bağıntısı yazılır.

$D = 1.5$ kabul edilerek $R_a = 1.5 + (R - 1.5)T/T_A$ (TDY 2.3) bağıntısı elde edilir.

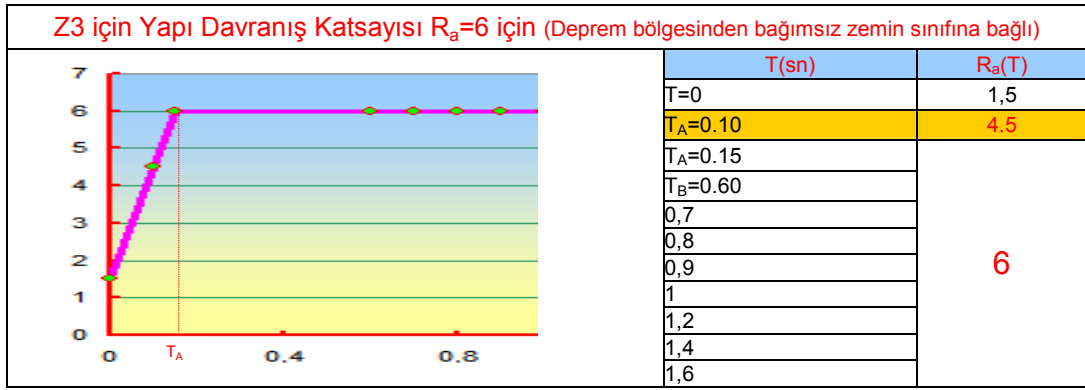


Şekil 4.9.: R_a deprem yükü azaltma katsayısı

Problemin çözümü için gerekli olan deprem yükü azaltma katsayısı (R_a),

$$R_a(T) \left\{ \begin{array}{l} (0 \leq T_{\text{bulunan}} \leq T_A) \text{ ise } R_a(T) = 1.5 + (R - 1.5)T_{\text{bulunan}}/T_A \\ (T_{\text{bulunan}} > T_A) \text{ ise } R_a(T) = R \end{array} \right\} \quad \text{TDY 2.3}$$

bağıntısı ile hesaplanır. Aşağıda tabloda aynı deprem bölgesi ve zemin sınıfı için R_a (R_a ; R 'nin periyoda göre düzenlenmiş hali ve 6. bölümde ayrıntılı olarak incelenecektir.) deprem yükü azaltma katsayısının grafiği çizilmiştir. Yapıların dinamik davranışını incelemeye ve analizinde ivme spektrum tercih edilir. Her depremin kendine özgü bir ivme spektrumu vardır. Bir binanın dinamik analizde belirli bir depremin ivme spektrumu kullanılabileceği gibi büyük depremler incelenerek genelleştirilmiş bir ivme spektrumu da kullanılabilir (Şekil 4.10).

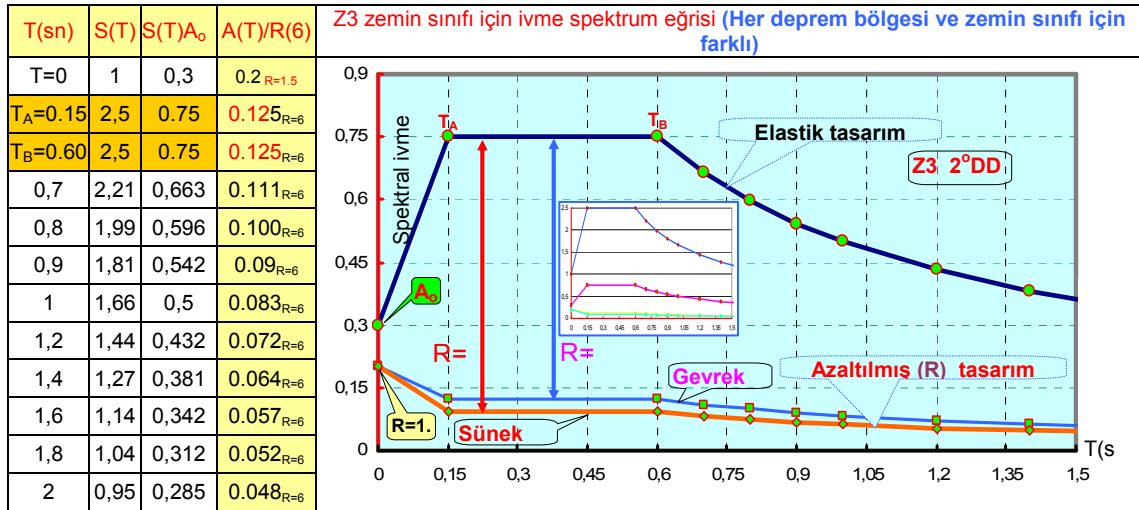


Şekil 4.10. Z3 için Yapı Davranış Katsayısı $R_a=6$ için

Azaltılmış ivme spektrum değerleri,

1. TDY'nin 2.2 bağıntısı ile verilen bağıntılar kullanılarak tasarım spektrum eğrisi elde edilir.
2. Elde edilen tasarım spektrum eğrisindeki değerler etkin yer ivmesi katsayısı (A_0) ile çarpılarak azaltılmış elastik tasarım (ivme spektrumu) değerleri elde edilir.
3. 2. madde de elde edilen elastik tasarım değerleri yapı davranış katsayısına (R_a) bölünerek azaltılmış tasarım spektrumu elde edilir (en alttaki eğriler).
4. Yapı davranış katsayısı R artıkça yapı sünek azalması durumunda ise gevrek olur.
5. R aynı zamanda yapıların süneklik düzeyine yakından bağlıdır.

Aşağıdaki şekilde (Şekil 4.11) 2. derece deprem bölgesindeki Z3 zemin sınıfında bulunan bir yapı için tanımlanan doğrusal elastik ivme tasarım spektrumu oluşturulmuştur.



Şekil 3.11. Azaltılmış ivme spektrum değerleri

Şekildeki azalım oranları ($R=6$) sadece basit elasto-plastik yapı modelindeki süneklik oranına bağlı değildir. Yapıların gerçek yatay yük dayanımları, taşıyıcı olmayan elemanların katkısı, tasarımda kullanılan yük ve malzeme katsayıları, minimum boyut ve donatı sınırlamaları gibi nedenlerle tasarımda göz önüne alınan dayanımlarından daha fazladır. Deprem Yönetmeliğindeki R katsayısı süneklik ve fazla dayanım unsurlarının ortak katkısı sonucu ortaya çıkan bir değerlerdir.

Neden $V_t = [W A(T_1)] / [R_a(T_1)]$ R_a 'ya bölüp deprem yükünü azaltıyoruz? Yeni yapıların tasarımında, aşağıdaki sebeplerden dolayı bir deprem yükü azaltma katsayısı kullanılır. Bu katsayının değeri sistemin sünekliğine (elastik ötesi şekil değiştirme yapabilme kapasitesine) ve hiperstatiklik derecesini yansıtan özelliğine bağlı olarak ortaya çıkar. Yeni tasarımı yapılan binalarda, elastik deprem etkisi tüm bina için öngörülen Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı R ve ona bağlı kullanılan Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı R_a ile azaltılarak göz önüne alınır. TS500'e (2000) göre kesit tasarımı yapılan bir

taşıyıcı sistemde elastik ötesi davranışın ve kontrollü hasarın kabul edildiği durumda elastik deprem yükünün azaltılmasının genel sebepleri aşağıdaki gibi verilebilir:

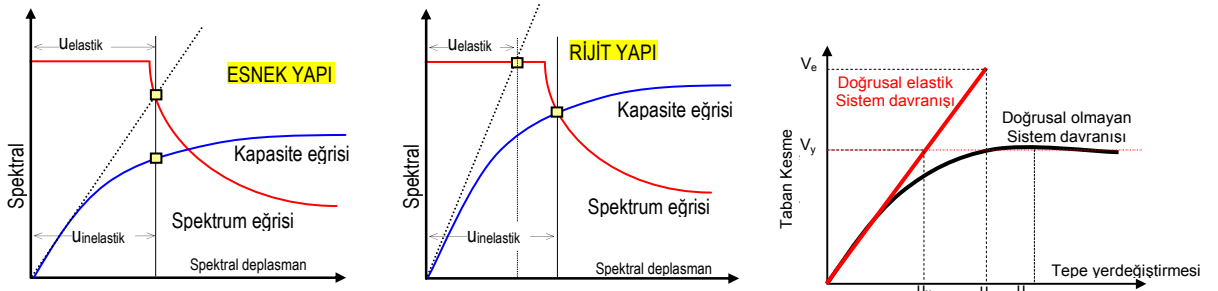
1. Kesit tasarımında beton ve donatı için f_{cd} ve f_{yd} tasarım dayanımları kullanılır. Karakteristik malzeme dayanımları $f_{ck}=1.5f_{cd}$ ve $f_{yk}=1.15f_{yd}$ bu değerlerden daha büyüktür. Ayrıca donatının maksimum dayanımı $f_{su}=1.30f_{yk}$ pekleşme sebebiyle karakteristik akma dayanımından daha büyüktür. Beton ve donatıdaki mevcut dayanım fazlalıkları birleştirilirse, yaklaşık 1.5 değerinde Dayanım Fazlalığı olduğu kabul edilebilir.
2. Eğer bir yapının güçlendirme hesapları yapılıyor ise malzeme katsayıları ile bir azaltma yapmaksızın f_{cm} ve f_{ym} mevcut malzeme dayanımları kullanılarak kesitlerin eğilme momenti (ve diğer etkiler için) kapasiteleri hesap edilir.
3. Elastik ötesi davranışta plastik mafsalların oluşumu ile zorlanan kesitlerde etkiler artmaz (çünkü plastik mafsalın tanımı gereği taşınan moment sabit kalmasından) ve plastik şekil değiştirmeler ortaya çıkarken, daha az zorlanan kesitlerde etkiler artar. Yani plastik şekil değiştirmelerden dolayı zorlanan kesitler kendi taşıyabileceklerinden fazla olan etkileri diğer elemanlara aktarırlar. Bu ise, sistemde Kapasite Artışı'na sebep olur. Sistemin hiperstatiklik derecesi (fazla bağ sayısı) arttıkça, güç tükenmesine daha fazla plastik mafsal oluşumu ile erişileceği için kapasite artışı da fazla olur. Hiperstatiklik derecesi arttıkça göçme mekanizması geç oluşur.
4. Elastik ötesi davranışta yükleme arttıkça plastik mafsalların oluşması ile sistemin rijitliği azalır ve periyodu artar. Dolayısıyla sistem hareketiyle gelen enerjiyi tüketir. Taşıyıcı sistemin esnekliğinin artması ile depremin sistemi zorlaması azalır, bir talep azalması meydana gelir.
5. Doğrusal elastik ve doğrusal elastik olmayan davranış gösteren yapı sistemlerinin aynı deprem hareketine maruz kalmaları durumunda yaklaşık olarak benzer düzeyde yerdeğiştirme yapacağı bilinmektedir. Buradan hareketle; yapıların depreme doğrusal elastik davranarak karşı koymasına izin verilebileceği gibi, yapının belli düzeyde kontrollü hasar görmesinin kabul edilmesi durumunda (elastik ötesi şekil değiştirmelere izin verilmesi

durumunda), elastik deprem talebinin önemli ölçüde altında bir deprem talebi kabul edilebilir. Bildiği gibi yapı hiç hasar görmesin diye bir iddia olmadığı için (böyle bir iddia yapıyı ekonomik ve estetik yapmaz) hasara izin vermek elastik olmayan davranışa izin vermektir. Talepteki bu azaltmanın yapılabilmesi için yapının yeterli sünekliğe sahip olması gereklidir. Bir başka ifade ile elastik deprem yükünün azaltılmasında kullanılan deprem yükü azaltma katsayısının önemli bir bölümü yapı sisteminin sünek davranış gösterebilme yeteneğinden kaynaklanmakta olup, doğrusal elastik hesap yönteminde, doğrusal elastik olmayan davranış dolaylı şekilde yapı sisteminin sünekliği dikkate alınarak hesaba katılır.

6. Bu R katsayısının değeri sistemin sünekliğine (elastik ötesi şekil değiştirme yapabilme kapasitesine (örnek etriye sıklaştırmaya, güçlü kolona, kirişlerin sünek kırılmasına)) ve hiperstatiklik derecesini yansıtan özelliğine bağlı olarak şekillenir ve kullanılır.
7. Eğilme etkisindeki bir kesitin moment taşıma gücü $M_r \geq \overbrace{M_{G+Q}}^{\text{düşey}} + \overbrace{M_E / R_a}^{\text{deprem}}$ olarak tasarlanır. Artık moment $M_{\text{artık}} = M_r - \overbrace{M_{G+Q}}^{\text{düşey}}$ olur. Yani taşıma gücü momentinin içindeki düşey yük kısmı kullanılmış depreminki duruyor. Deprem olunca oda kullanılacak.
8. Güçlendirme hesaplarında $R_a=1$ alınır.
9. Bir bayrak direğinde $R_a=1$ alınır. Çünkü hiperstatiklik derecesi düşük olmasından dolayı yardımlaşacak başka kesit yok.

Birçok deprem yönetmeliğinde tasarım depremi sırasında dikkate alınacak deprem yükünü bulmak için davranış değiştirme katsayıları (R_a) kullanılmaktadır. TDY bu katsayı depremde taşıyıcı sistemin kendine özgü doğrusal elastik olmayan davranışını göz önüne almak üzere deprem yükü azaltma katsayısı adıyla yer almıştır. Bu oran bir anlamda sistemin doğrusal olmayan davranışının bir ölçüsüdür (Baklaya ve diğ.). (2003). Taşıyıcı sistemin türüne göre tespit edilen taşıyıcı sistem davranış katsayısı ve yapının doğal titreşim periyoduna bağlı olarak $R_a(T)=1.5+(R-1.5)T/T_A$ bağıntısı ile bulunur. Buradaki taşıyıcı sistem davranış katsayısı süneklik düzeyi yüksek yerinde dökme

betonarme binalar için 6-8 arasında değerler alır. Bir yapıya boyutlandırma ile kazandırılan kapasite ile talep birbirine bağlıdır. Talep arttıkça sistem elastik ötesi evreye geçip, önce elemanlar düzeyinde, daha sonra bir bütün olarak akmaya başlar, bu aşamalardan geçerken de dayanımını tükettiği için rijitliği azalır ve serbest titreşim periyodu uzar. Çünkü taşıyıcı sistemin herhangi bir elemanında meydana gelen bir akma olayı sistem özelliklerini az veya çok değiştirir (ATC-40,1996). Depremlerden sonra yapılan gözlemler bir yapıdaki hasarın yaygınlığı ile deprem sonrası yapının esas periyodu arasında sıkı bir ilişki olduğunu göstermiştir (Ogawa ve diğ.,1980). Deprem öncesi ve sonrası esas periyot ile sistem eşdeğer rijitliği arasında $R_a(T)=R$ gibi bir ilişki vardır (Şekil 4.12).



Şekil 4.12 Spektrum eğrisi

4.6. Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı ve Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı

TDY tasarım depreminde, binanın taşıyıcı sisteminde yapısal elemanlarda oluşacak hasarı kabul eder ve sınırlı ve onarılabilir düzeyde kalmasını öngörür. Bu kabul, yani sınırlı hasarın kabul edilmesi taşıyıcı sistemin elastik ötesi davranışının kullanılmasına karşı gelir. Ancak, taşıyıcı sistemin düşey yükler ve deprem yükleri altında elasto-plastik kabullerle çözümünün yapılması değişik açılardan uygulaması zordur. En başta böyle bir çözümde yük birleştirmesinin (süperpozisyonun) geçerli olmayacağı için, her yükleme durumunun ayrı olarak çözülmesi gerekir. Bu tür bir çözümde plastik mafsalları kullanılması en basit bir yöntemdir. Ancak, bu durumda plastik mafsalları özelliklerinin belirlenmesi için, kesit geometrisi yanında donatının da önceden (daha sonra gerekirse çözümü tekrarlamak ve düzeltmek kaydı ile) tahmin edilmesi

gerekir. Plastik mafsalsal çözümünün en gerçekçi anlamda sadece basit eğilme durumunda geçerlidir. Kesitte basınç normal kuvvetinin bulunması, plastik mafsalsal özelliklerini değiştirdiği gibi, mafsalsal boyunu da uzatır. Plastik mafsalsal özelliklerinin belirlenmesinde genellikle kesme kuvvetinin ve burulma momentinin etkisi göz önüne alınmaz. İki doğrultuda eğilme momentinin bulunması ise, plastik mafsalsal kabulünü daha karmaşık duruma getirir. Özellikle burulma düzensizliği bulunan yapılarda, düzensizlik arttıkça plastik mafsalsal kabullerinin gerçekçiliği tartışmaya açık duruma gelir. Elasto-plastik çözüm için daha ayrıntılı malzeme parametrelerinin değerleri gereklidir. Böyle bir çözüm Eşdeğer Deprem Yüğü ve Mod Birleştirme Yöntemleri'nde olduğu gibi statik türden olabildiği gibi, Zaman Tanım Alanında Çözüm Yöntemi gibi çok daha kapsamlı olabilir. Bu sebepten elasto-plastik çözüm sonucu bulunacak taşıyıcı sistem yatay yük kapasitesi ile elastik çözüm yaparak bulunacak eşdeğer yatay yük kapasitesi arasında bir geçiş katsayısı tanımlanması amaçlanmıştır. Gerçekte böyle bir geçiş katsayısı taşıyıcı sistem türüne bağlı gibi, olduğu elemandaki iç kuvvet dağılımına ve güç tükenme durumuna bağlı olarak ortaya çıkar. Deprem Yönetmeliği *Tablo 2.5*.de verildiği gibi, bu geçiş katsayısını sadece taşıyıcı sistem türüne ve kapasite tasarım esaslarının uygulanma kapsamına bağlamıştır. Eğer, binanın taşıyıcı sistemi olabildiğince düzenli ise ve malzeme ve kesit parametreleri için uygun ve gerçekçi kabuller yapılabiliyorsa, elasto-plastik çözümden daha gerçekçi sonuçlar almak ve taşıyıcı sistemin davranışını daha gerçekçi belirlenmek mümkündür. TS500 de yapılan kesit hesabı kabulleri ile tasarlanmış bir taşıyıcı sistemin güç tükenme yükü aşağıdaki sebeplerden daha fazladır:

a. Kesit tasarımında beton ve donatı için f_{cd} ve f_{yd} tasarım dayanımları kullanılır. Karakteristik $f_{ck}=1.5 f_{cd}$ ve $f_{yk}=1.15 f_{yd}$ dayanımlar bu değerlerden daha büyüktür. Ayrıca donatı kopma dayanımı $f_{su}=1.2 f_{yk}$ pekleşme sebebiyle karakteristik dayanımından da daha büyüktür. Bu beton ve donatıdaki “dayanım fazlalığı” birleştirilirse, yaklaşık olarak bunun 1.5 değerinde olduğu söylenebilir (Doğangün 2012).

b. Elasto-plastik çözümde plastik mafsalların oluşumu ile kesitler birbiriyle yardımlaşacak ve iç kuvvet dağılımında aşırı zorlanan kesitlerde plastik dönmeler (sınırlı hasarlar) meydana gelirken, diğer kesitler devreye girer ve böylece taşıyıcı

sistemin güç tükenme yükü artar. Yani plastik mafsaldan dolayı kesit taşıyacağı momenti sabitler ve fazlasını komşularına aktarır. Sistemin hiperstatiklik derecesi (fazla bağ sayısı) artıkça, güç tükenmesine daha fazla plastik mafsal oluşumu ile erişileceği için, güç tükenme yükü büyür. Bu sebepten betonarmede izostatik taşıyıcı sistemler hemen hemen hiç kullanılmamakla beraber, izostatik sistemlerde bu tür bir güç tükenmesi yükü artması söz konusu değildir. Bu açıklama çerçevesinde, R_a Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı'na doğrudan bağlı olan Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı R değerlerinin hiperstatiklik derecesi yüksek olan yerinde dökme betonarme taşıyıcı sistemlerde prefabrike taşıyıcı sistemlerde göre daha büyük olması gerektiği anlaşılır. Yatay yük altındaki perde türünde taşıyıcı sistem elemanlarda kritik kesit mesnet olup, bir tanedir. Buna karşılık kolon ve kirişlerden oluşan çerçeve sistem incelendiğinde, kritik kesit kolon ve kirişlerin uç kesitleridir. Sayıları basit olarak kolon ve kiriş sayısının toplamının iki katı olarak kabul edilebilir. Bu açıklamadan çerçeve türünde taşıyıcı sistemlerin elastik ve elasto-plastik çözümle bulunacak güç tükenme yüklerinin oranının daha büyük olduğu söylenebilir. Boşluklu perdelerin, boşluksuz perdelerle çerçeve sistemi arasında kaldığı kabul edilirse, deprem yükü azaltma katsayısının da arada bulunması gerektiği ortaya çıkar. TDY *Tablo 2.5*.de bunların yansıdığı kolayca görülebilir.

c. Elasto-plastik davranışta yükleme arttıkça plastik mafsalların oluşarak güç tükenmesi yükün artması, ancak taşıyıcı sistem kesitleri ve elemanlarının sünek tasarımının yapılması şartıyla mümkündür. Kesit ve elemanlarda süneklik sağlandığında, elastik ve elasto-plastik çözümle bulunacak güç tükenme yüklerinin oranının daha büyük olduğu söylenebilir. Böylece kapasite tasarımı uygulanarak gevrek güç tükenmesi önlenecektir. TDY süneklik düzeyi yüksek sistemlerde kapasite tasarımını öngörmektedir. Deprem Yönetmeliği'nde verilen R değerleri incelendiğinde beklendiği gibi süneklik düzeyi yüksek sistemlerde daha büyük değerler öngörülmüştür.

d. Taşıyıcı sistemlerin elastik ve elasto-plastik çözümle bulunacak güç tükenme yüklerinin oranının Dayanım Fazlalığı Katsayısı 1.5 den büyük olması için, sistemin güç tükenmesine gelmeden yerdeğiştirme yapabilmesi gerekir. Eğer sistem çok rijitse,

elasto-plastik davranış ortaya çıkmayacağı $R_a \approx 1.5$ olarak ortaya çıkar. Bu sonuç TDY’nde (2.3) denklemi ile verilmiştir. Buna göre periyodu $0 \leq T \leq T_A$ olan rijit sistemlerde $1.5 \leq R_a \leq R$ değişimi öngörülmüştür. Burada sınırın T_A Spektrum Karakteristik Periyodu türünden verilmesi, olayın zemin ile ilgili olduğu yorumu yapılması yerine, T_A nin küçük bir değer olarak görülmesi uygundur. Sistem rijitliği azaldıkça periyodu büyüyeceği için $R_a = R$ gibi büyük bir değer kabul edilir.

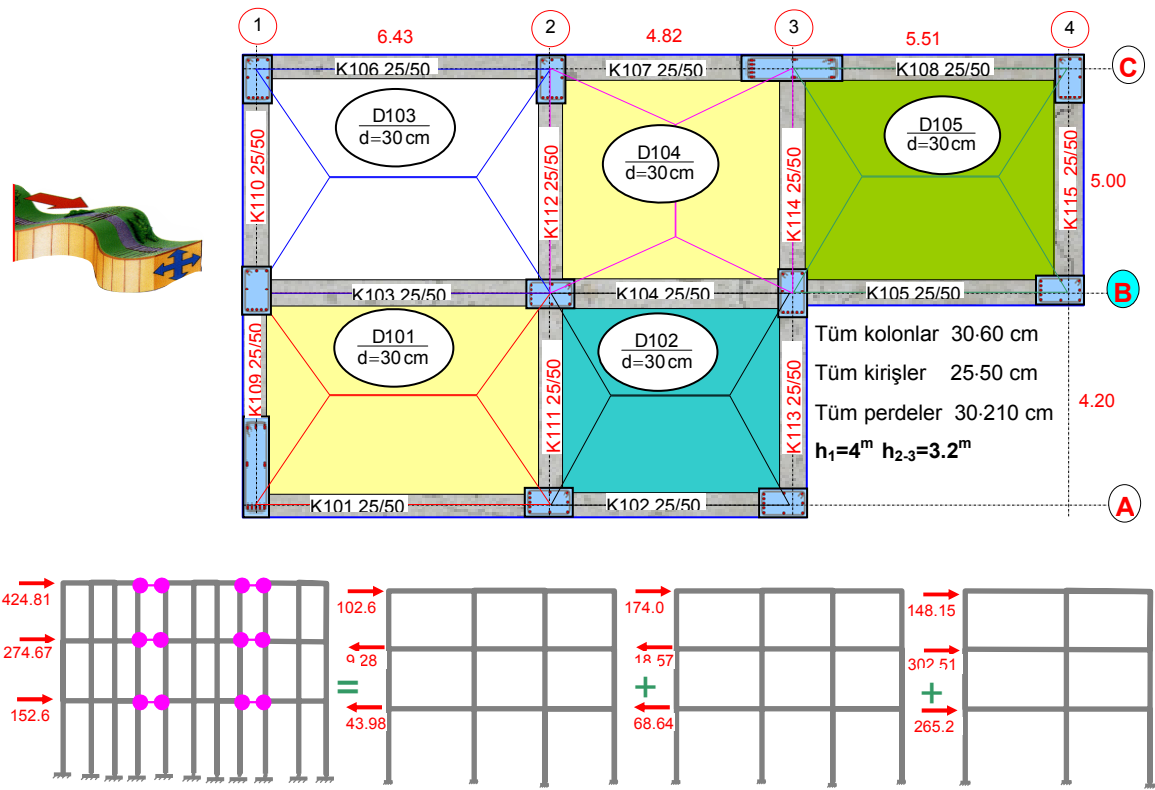
TDY TABLO 2.5 - TAŞIYICI SİSTEM DAVRANIŞ KATSAYISI (R)		
BİNA TAŞIYICI SİSTEMİ	Süneklik Düzeyi Normal Sistemler	Süneklik Düzeyi Yüksek Sistemler
(1) YERİNDE DÖKME BETONARME BİNALAR		
(1.1) Deprem yüklerinin tamamının çerçevelerle taşındığı binalar	4	8
(1.2) Deprem yüklerinin tamamının bağ kirişli (boşluklu) perdelerle taşındığı binalar.....	4	7
(1.3) Deprem yüklerinin tamamının boşluksuz perdelerle taşındığı binalar	4	6
(1.4) Deprem yüklerinin çerçeveler ile boşluksuz ve/veya bağ kirişli (boşluklu) perdeler tarafından birlikte taşındığı binalar....	4	7
(2) PREFABRİKE BETONARME BİNALAR		
(2.1) Deprem yüklerinin tamamının, bağlantıları tersinir momentleri aktarabilen çerçevelerle taşındığı binalar	3	6
(2.2) Deprem yüklerinin tamamının; kolonları temelde ankastre, üstte mafsallı tek katlı çerçevelerle taşındığı binalar	—	5
(2.3) Deprem yüklerinin tamamının prefabrike boşluksuz perdelerle taşındığı binalar.	—	4
(2.4) Deprem yüklerinin, bağlantıları tersinir momentleri aktarabilen prefabrike çerçeveler ile yerinde dökme boşluksuz ve/veya bağ kirişli (boşluklu) perdeler tarafından birlikte taşındığı binalar	3	5
(3) ÇELİK BİNALAR		
(3.1) Deprem yüklerinin tamamının çerçevelerle taşındığı binalar	5	8
(3.2) Deprem yüklerinin tamamının; kolonları temelde ankastre, üstte mafsallı tek katlı çerçevelerle taşındığı binalar	4	6
(3.3) Deprem yüklerinin tamamının çaprazlı perdeler veya yerinde dökme betonarme perdeler tarafından taşındığı binalar	3	—
(a) Çaprazların merkezi olması durumu.....	—	7
(b) Çaprazların dışmerkez olması durumu.....	4	6
(c) Betonarme perde durumu.....	—	—
(3.4) Deprem yüklerinin çerçeveler ile birlikte çaprazlı çelik perdeler veya yerinde dökme betonarme perdeler tarafından birlikte taşındığı binalar	4	—
(a) Çaprazların merkezi olması durumu.....	—	8
(b) Çaprazların dışmerkez olması durumu.....	4	7
(c) Betonarme perde durumu.....	—	—

TDY “2.5.2. Süneklik Düzeyi Yüksek Betonarme Boşluksuz Perdeli-Çerçevesiz Sistemlere İlişkin Koşullar”

Deprem yüklerinin süneklik düzeyi yüksek boşluksuz (bağ kirişsiz) betonarme perdeler ile süneklik düzeyi yüksek betonarme veya çelik çerçeveler tarafından birlikte taşındığı binalara ilişkin koşullar aşağıda verilmiştir:

2.5.2.1 – Bu tür sistemlerde, Tablo 2.5’te yerinde dökme betonarme ve çelik çerçeve durumu için verilen $R=7$ ’nin veya prefabrike betonarme çerçeve durumu için verilen $R=6$ ’nın kullanılabilmesi için, boşluksuz perdelerin tabanında deprem yüklerinden meydana gelen kesme kuvvetlerinin toplamı, binanın tümü için tabanda meydana gelen toplam kesme kuvvetinin %75’inden daha fazla olmayacaktır ($\alpha_s \leq 0.75$).

2.5.2.2 – 2.5.2.1'deki koşulun sağlanamaması durumunda, $0.75 < \alpha_s \leq 1.0$ aralığında kullanılacak R katsayısı, yerinde dökme betonarme ve çelik çerçeve durumu için $R = 10 - 4 \alpha_s$ bağıntısı ile prefabrikte betonarme çerçeve durumu için ise $R = 9 - 4 \alpha_s$ bağıntısı ile belirlenecektir. TDY'nin 2.5.2. maddesine göre yapı davranış katsayısı R 'nin tespiti için aşağıdaki örnek yapılmıştır. Bu örnekte perde kullanılmamıştır, eğer perde olsaydı 7. bölümde açıklandığı şekliyle perde taban kesme kuvveti (V_{tperde}) hesaplanacaktı. Ancak örnek olması için $V_{\text{txperde}}=700$ kN ve $V_{\text{typerde}}=800$ kN kabul edilmiştir (Şekil 4.13).



Şekil 4.13. Plan ve çerçeve özellikleri

Çözüm sonucunda yatay deprem yükleri aşağıdaki bulunmuştur.

Kat	h_i	$w_i = g_i + n q_i$	$w_i h_i$	V_t	$F_i = V_t w_i h_i / \sum w_i h_i$
3	10,4	1642,36	17080.544	852.08	$0.481 \times 842.84 = 405.41 + 19.40$
2	7,2	1642,36	11824.992		$0.333 \times 842.84 = 274.67$
1	4	1642,36	6569.440		$0.185 \times 842.84 = 152.60$
Toplam			35474.976		

$$\begin{aligned}
F_A = ElK_A u_{sis} &= \begin{bmatrix} F_{1-AA} \\ F_{2-AA} \\ F_{3-AA} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 106417,68 & -75299,77 & 15842,49 \\ -75299,77 & 110879,30 & -50995,62 \\ 15842,49 & -50995,62 & 37393,26 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0.002747 \\ 0.006729 \\ 0.010757 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -43.98 \\ -9.28 \\ 102.61 \end{bmatrix} \\
F_B = ElK_B u_{sis} &= \begin{bmatrix} F_{1-BB} \\ F_{2-BB} \\ F_{3-BB} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 192296,894 & -136473,55 & 29888,784 \\ -136473,55 & 199055,621 & -91397,808 \\ 29888,784 & -91397,808 & 65721,758 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0.002747 \\ 0.006729 \\ 0.010757 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -68.64 \\ -18.57 \\ 174.05 \end{bmatrix} \\
F_C = ElK_C u_{sis} &= \begin{bmatrix} F_{1-CC} \\ F_{2-CC} \\ F_{3-CC} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 3009202,27 & -2110654,69 & 576603,06 \\ -2110654,69 & 2320374,92 & -884451,60 \\ 576603,06 & -884452,60 & 419810,20 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0.002747 \\ 0.006729 \\ 0.010757 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 265.22 \\ 302.51 \\ 148.15 \end{bmatrix}
\end{aligned}$$

-43.98	1. KAT
-68.64	
+265.22 =	152.60 kN
-9.28	2. KAT
-18.57	
+302.51 =	247.67 kN
+102.61	3. KAT
+174.05	
+148.15 =	424.81 kN

X-X yönünde 3C perdesinin $I=2.1^4 \times 0.3/12=0.232 \text{ m}^4$ olarak hesaplanır. Kattaki tüm elemanların rijitliklerinin toplamı $\Sigma 0.26461 \text{ m}^4$ etmektedir. Perdenin rijitlik oranı $0.232/0.26461=0.88$ olur. Buna göre bu perdenin alacağı taban kesme kuvveti, $V_{t-perde} = 0.88 \cdot 852.08 = 749.83 \text{ kN}$ olur. Daha detaylı hesabın bilgisayarla yapılacak 3 boyutlu hesaplardan bulunacağı unutulmamalıdır çünkü burada yapılan bir elastik sistem oranıdır (her kat için ayrı ayrı yapılarak toplamakta mümkündür).

Y-Y yönünde 1A perdesinin $I=2.1^4 \times 0.3/12=0.232 \text{ m}^4$ olarak hesaplanır. Kattaki tüm elemanların rijitliklerinin toplamı $\Sigma 0.26461 \text{ m}^4$ etmektedir. Perdenin rijitlik oranı $0.232/0.2686=0.86$ olur. Buna göre bu perdenin alacağı taban kesme kuvveti, $V_{t-perde} = 0.86 \cdot 852.08 = 732.79 \text{ kN}$ olur. X-X yönünden bir kolonun yönü farklı oldu için farklı sonuç çıkmaktadır.

$$\begin{aligned}
&\left\{ \begin{array}{l} \text{Depremin } [+X] \text{ ve } [-X] \text{ yönü için } \alpha_x = \frac{V_{txperde}}{V_{txçerçeve}} = \frac{[749.83]}{152.6 + 274.67 + 424.81} = 0.88 \text{ (3C}_{perdesi} \text{)} \\ 0.75 < \alpha_x \leq 1.0 \text{ şartından } \underline{\text{betonarme}} \text{ yapılar için } \Rightarrow R_x = 10 - 4\alpha = 10 - 4 \times 0.88 = \underline{6.48} \\ 0.75 < \alpha_x \leq 1.0 \text{ şartından } \underline{\text{prefabrik}} \text{ yapılar için } \Rightarrow R_x = 9 - 4\alpha = 9 - 4 \times 0.88 = \underline{5.48} \end{array} \right. \\
&\left\{ \begin{array}{l} \text{Depremin } [+Y] \text{ ve } [-Y] \text{ yönü için } \alpha_y = \frac{V_{typerde}}{V_{tyçerçeve}} = \frac{[732.79]}{[852.08]_{x' \text{ eşit çıkmıştı}}} = 0.86 \text{ (1A}_{perdesi} \text{)} \\ 0.75 < \alpha_x \leq 1.0 \text{ şartından } \underline{\text{betonarme}} \text{ yapılar için } \Rightarrow R_y = 10 - 4\alpha = 10 - 4 \times 0.86 = \underline{6.56} \\ 0.75 < \alpha_x \leq 1.0 \text{ şartından } \underline{\text{prefabrik}} \text{ yapılar için } \Rightarrow R_x = 9 - 4\alpha = 9 - 4 \times 0.86 = \underline{5.56} \end{array} \right.
\end{aligned}$$

[KÜÇÜK olan alınır] $\Rightarrow R=6.48$

olarak hesaplanır. Yeni R kullanılarak V_t aşağıdaki şekilde tekrar hesaplanır.

$$R_{\text{küçük}(x-y)\text{BETONARME}} = 6.48 \Rightarrow V_t = \frac{W A(T_1)}{R(T_1)} = \frac{3 \cdot 1642.36 \cdot 1.05_{\text{bitirme}}}{6.48} = \underline{\underline{798.37 \text{ kN}}}$$

$$R_{\text{küçük}(x-y)\text{PREFABRİK}} = 5.48 \Rightarrow V_t = \frac{W A(T_1)}{R(T_1)} = \frac{3 \cdot 1642.36 \cdot 1.05_{\text{bitirme}}}{5.48} = \underline{\underline{944.06 \text{ kN}}}$$

Betonarme yapı olması durumunda $V_t=798.37 \text{ kN}$ yerine bu yeni R'ye göre hesaplanan $V_t=944.06 \text{ kN}$ kullanılmalıdır. Prefabrik olması durumu burada örnek amaçlı yapıldığı ve ayrıca yönetmeliğin ilgili bölümüne göre yapılacağı unutulmamalıdır.

2.5.3. Süneklik Düzeyi Normal Bazı Sistemlerde Perde Kullanım Zorunluluğuna İlişkin Koşullar

2.5.1.6'nin (a) ve (b) paragraflarında tanımlanan süneklik düzeyi normal sistemler, bütün deprem bölgelerinde ve aynı paragraflarda tanımlanan yükseklik sınırlarının üzerinde de yapılabilir. Ancak bu durumda, betonarme binalarda tüm yükseklik boyunca devam eden ve aşağıdaki koşulları sağlayan süneklik düzeyi normal veya yüksek betonarme boşluksuz ya da bağ kirişli (boşluklu) perdelerin, çelik binalarda ise süneklik düzeyi normal veya yüksek merkezi veya dışmerkez çaprazlı perdelerin kullanılması zorunludur.

2.5.3.1 – Taşıyıcı sistemde süneklik düzeyi normal perdelerin kullanılması durumunda, her bir deprem doğrultusunda, deprem yüklerine göre perdelerin tabanında elde edilen kesme kuvvetlerinin toplamı, binanın tümü için tabanda meydana gelen toplam kesme kuvvetinin %75'inden daha fazla olacaktır.

2.5.3.2 – Taşıyıcı sistemde süneklik düzeyi yüksek perdelerin kullanılması durumunda, aşağıda karma taşıyıcı sistemler için verilen 2.5.4.1 uygulanacaktır.

2.5.4. Süneklik Düzeyi Bakımından Karma Taşıyıcı Sistemlere İlişkin Koşullar

2.5.4.1 – 2.5.1.6'nin (a) ve (b) paragraflarında tanımlanan süneklik düzeyi normal sistemlerin, süneklik düzeyi yüksek perdelerle bir arada kullanılması mümkündür. Bu şekilde oluşturulan süneklik düzeyi bakımından karma sistemlerde, aşağıda belirtilen koşullara uyulmak kaydı ile süneklik düzeyi yüksek boşluksuz, bağ kirişli (boşluklu) betonarme perdeler veya çelik binalar için merkezi veya dışmerkez çaprazlı çelik perdeler kullanılabilir.

(a) Bu tür karma sistemlerin deprem hesabında çerçeveler ve perdeler bir arada göz önüne alınacak, ancak her bir deprem doğrultusunda mutlaka $\alpha_s \geq 0.40$ olacaktır.

(b) Her iki deprem doğrultusunda da $\alpha_s \geq 2/3$ olması durumunda, **Tablo 2.5**'de deprem yüklerinin tamamının süneklik düzeyi yüksek perde tarafından taşındığı durum için verilen R katsayısı ($R = R_{YP}$), taşıyıcı sistemin tümü için kullanılabilir.

(c) $0.40 < \alpha_s < 2/3$ aralığında ise, her iki deprem doğrultusunda da taşıyıcı sistemin tümü için $R = R_{NÇ} + 1.5 \alpha_s (R_{YP} - R_{NÇ})$ bağıntısı uygulanacaktır.

$R=6$ alınır (DY2.5.4.1.b)

Depremin [X] (+%5 eksantriste)	Depremin [X] (-%5 eksantriste)
$\alpha_x = \frac{V_{txperde}}{V_{txçerçeve}} = \frac{749.93}{852.08} = 0.88 > 2/3$	$\alpha_x = \frac{V_{txperde}}{V_{txçerçeve}} = \frac{749.93}{852.08} = 0.88 > 2/3$
$R = R_{YP(başta \text{ alınan})}$	
$KÜÇÜK \text{ alınır } R_x = R_{NÇ} + 1.5\alpha_s(R_{YP} - R_{NÇ})$	
Depremin [Y] (+%5 eksantriste)	Depremin [Y] (-%5 eksantriste)
$\alpha_x = \frac{V_{txperde}}{V_{txçerçeve}} = \frac{732.79}{852.08} = 0.86 > 2/3$	$\alpha_x = \frac{V_{txperde}}{V_{txçerçeve}} = \frac{732.79}{852.08} = 0.86 > 2/3$
$R = R_{YP(başta \text{ alınan})}$	
$KÜÇÜK \text{ alınır } R_x = R_{NÇ} + 1.5\alpha_s(R_{YP} - R_{NÇ})$	

olarak hesaplanır. Buna göre yeni R kullanılarak V_t aşağıdaki şekilde tekrar hesaplanır.

$R_{NÇ}$ =**Tablo 2.5**'te deprem yüklerinin tamamının süneklik düzeyi normal çerçeveler tarafından taşındığı durum için tanımlanan Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı
 R_{YP} =**Tablo 2.5**'te deprem yüklerinin tamamının süneklik düzeyi yüksek perdeler tarafından taşındığı durum için tanımlanan Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı,

$$R_{küçük(x-y)BETONARME} = 6 \Rightarrow V_t = \frac{W A(T_1)}{R(T_1)} = \frac{3 \cdot 1642.36 \cdot 1.05_{bitirme}}{6} = \underline{\underline{862.24 \text{ kN}}}$$

2.5.4.2 – Binaların bodrum katlarının çevresinde kullanılan rijit betonarme perde duvarları, **Tablo 2.5'te yer alan perdeli veya perdeli-çerçeve sistemlerinin bir parçası olarak göz**

önüne alınmayacaktır. Bu tür binaların hesabında izlenecek kurallar **2.7.2.4** ve **2.8.3.2**'de verilmiştir.

2.5.5. Kolonları Üstten Mafsallı Binalara İlişkin Koşullar

Kolonları üstten mafsallı tek katlı çerçevelerden oluşan ve R katsayıları **Tablo 2.5**'te **(2.2)** ve **(3.2)**'de verilen betonarme prefabrike ve çelik binalara ilişkin koşullar **2.5.5.1**'de verilmiştir. Bu tür çerçevelerin, yerinde dökme betonarme, prefabrike veya çelik binalarda en üst kat (çatı katı) olarak kullanılması durumuna ilişkin koşullar ise **2.5.5.2**'de tanımlanmıştır.

2.5.5.1 – Bu tür tek katlı binaların içinde planda, binanın oturma alanının %25'inden fazla olmamak kaydı ile kısmi tek bir ara kat yapılabilir. Ancak deprem hesabında ara katın taşıyıcı sistemi, ana taşıyıcı çerçevelerle birlikte göz önüne alınacak ve bu ortak sistem, betonarme prefabrike binalarda süneklik düzeyi yüksek sistem olarak düzenlenecektir. Ortak sistemde, **Tablo 2.1**'de tanımlanan burulma düzensizliğinin bulunup bulunmadığı mutlaka kontrol edilecek ve varsa hesapta göz önüne alınacaktır. Ara katın ana taşıyıcı çerçevelere bağlantıları mafsallı veya monolitik olabilir.

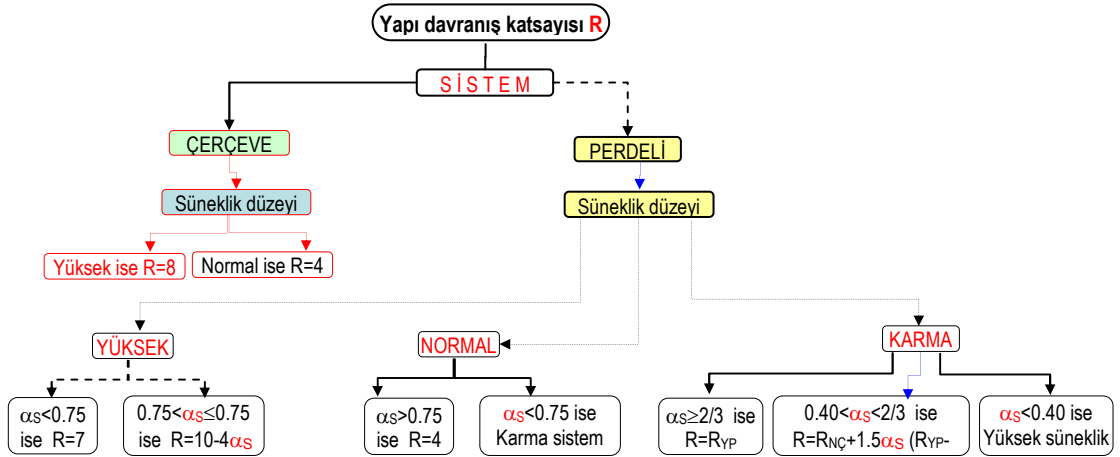
2.5.5.2 – Kolonları üstten mafsallı tek katlı çerçevelerin, yerinde dökme betonarme, prefabrike veya çelik binalarda en üst kat (çatı katı) olarak kullanılması durumunda, en üst kat için **Tablo 2.5**'te **(2.2)** veya **(3.2)**'de tanımlanan R katsayısı ($R_{üst}$) ile alttaki katlar için farklı olarak tanımlanabilen R katsayısı (R_{alt}), aşağıdaki koşullara uyulmak kaydı ile birarada kullanılabilir.

(a) Başlangıçta deprem hesabı, binanın tümü için $R=R_{alt}$ alınarak **2.7** veya **2.8**'e göre yapılacaktır. **2.10.1**'de tanımlanan azaltılmış ve etkin görelî kat ötelemeleri, binanın tümü için bu hesaptan elde edilecektir.

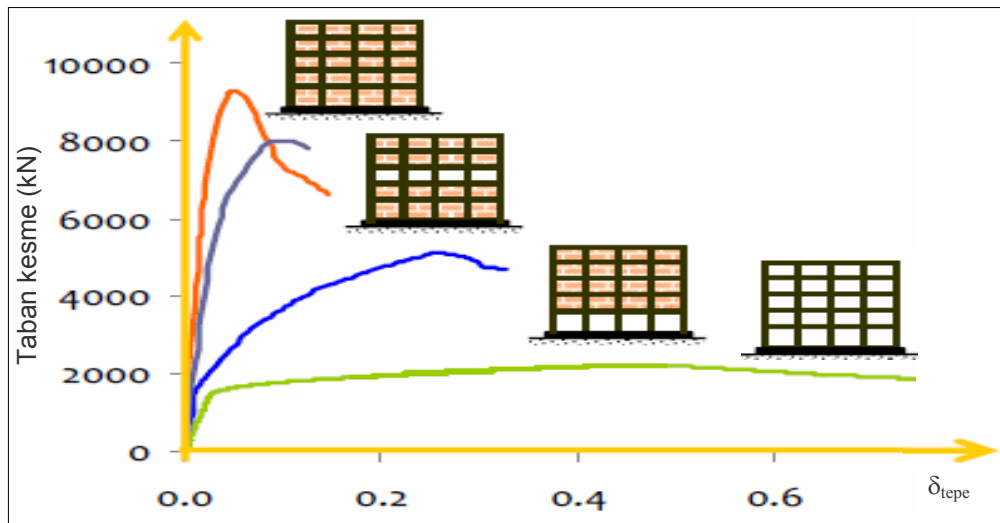
(b) En üst katın iç kuvvetleri, **(a)**'da hesaplanan iç kuvvetlerin ($R_{alt} / R_{üst}$) oranı ile çarpımından elde edilecektir.

(c) Alttaki katların iç kuvvetleri ise iki kısmın toplamından oluşacaktır. Birinci kısım, **(a)**'da hesaplanan iç kuvvetlerdir. İkinci kısım ise, **(b)**'de en üst kat kolonlarının mesnet reaksiyonları olarak hesaplanan kuvvetlerin $(1-R_{üst}/R_{alt})$ ile çarpılarak alttaki katların taşıyıcı sistemine etki ettirilmesi ile ayrıca hesaplanacaktır.

Aşağıdaki şemada yapı davranış katsayısının sisteme göre değişimi görülmektedir. Buna göre R sistemlerin boyutlandırılmasında etkili parametre olarak TDY nin birçok bölümünde tasarımcının karşısına çıkmaktadır.



Yapı sistemlerinin hesabında kullanılan R katsayısı yapı üzerinde bulunan uygulamalara yakından bağlıdır. Aşağıda verilen şeklin incelenmesinden de görülebileceği gibi bazı katlarında duvar kullanılmaması sonucu ortaya çıkan düzensizlikte yapıda kullanılan R değişmelidir. Çünkü süneklik düzeyi yüksek alınan bir yapıda aşağıdaki şekilde bir düzensizlik olması durumunda bir etkisi olmayacaktır.



Şekil 4.14. Çerçevenin rijitlik değişimi (Murthy 2005)

BÖLÜM 5

KOLONLARIN KİRİŞLERDEN DAHA GÜÇLÜ OLMASI KOŞULU

Kolonların kirişlerden güçlü olmasının belirlenmesi aşağıda verilen hesapların akışını ve elemanlarının boyutlandırılmasını etkilemesinden dolayı;

1. TDY 3.3 kolonların kirişlerden %20 daha taşıma gücünün yüksekliğinin sağlanması (Şekil 5.1.)
2. Döşemeler
3. Kirişlerin
 - 3.1. Plastik mafsallı momentleri (M_{pi} M_{pj}) için boyuna donatılarının belirlenmesi
 - 3.2. Plastik mafsallı, düşey yükler ($G+Q+E$) ve $R_a=2$ 'den bulunan kesme kuvvetlerin karşılayacak enine donatılarının belirlenmesi,



Şekil 5.1. Düğüm noktası deprem hasarları

3.3. Kirişlerde oluşan etkilerden dolayı (Plastik mafsallı, Düşey yükler ($G+Q+E$) ve $R_a=2$) kolonlara gelen eksenel kuvvet ve momentlerin belirlenmesi.

4. Kolonların boyuna donatılarının belirlenmesi ($1.4G+1.6Q-E+G+Q$ vb $0.9G+E$ komninezyonlarından)
5. Kolonların enine donatılarının belirlenmesi (etkiye)
6. Düğüm noktalarının kesme kontrolünün yapılması
7. Yukarıda verilen kriterleri sağlayan elemanların moment eğrilik ($M-K$) ilişkisinin elde edilmesi

8. Yukarıdaki kriterleri sağlayan kolonların (N-M) diyagramının elde edilmesi

9. Temeller

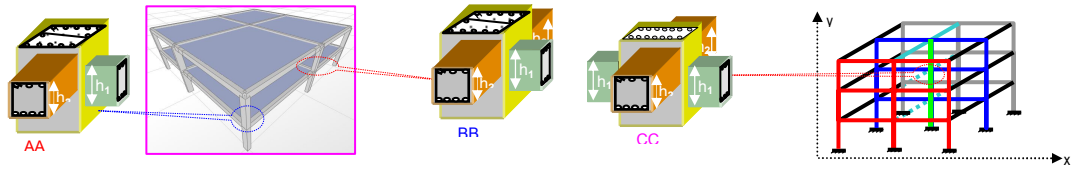
sırasıyla incelenmektedir. Çünkü taşıyıcı sistem elemanlarının boyutlandırılması birbiriyle zincirleme bağlıdır.

Deprem kuvvetlerine maruz kalan yapı oluşan enerjiyi eğilme veya kesme kırılmasıyla tüketir. Eğilme kırılmasının kesme kırılmasından daha büyük enerji tüketme özelliğine sahip olmasından dolayı depremden oluşan enerjinin eğilme kırılmasıyla tüketilmesi istenir. Çünkü eğilme kırılması bir sünek kırılmadır ve tüketilen enerji büyüktür. Buna karşı kesme kırılması ise gevrek bir kırılma olmasından dolayı tüketilen enerji küçüktür. Bunun için kesme dayanımı eğilme dayanımından daha büyük olması gerekir ki kesit kesme kırılmasına ulaşmadan önce eğilme kırılmasıyla oluşan enerjiyi daha önce tüketebilsin. Yapı elemanları ve sistemi büyük eğilme özelliği gösterecek şekilde boyutlandırılmasıyla depremden dolayı oluşan enerji eğilme ile karşılanır. Yapı sisteminin bazı bölgelerinde plastik mafsalları oluşturularak enerji tüketilmesi için o bölgelerin kesme dayanımlarının yüksek olması, donatı detayının iyi olması (sık etriye, aderans boyu gibi) ve stabilite kaybı oluşmaması gerekir.

5.1. Düğüm Noktalarında Güçlü Kolon Kontrolü

1. Son kat düğüm noktalarında (Tek katlı yapılarda)
2. $N_d \leq 0.10 A_c f_{ck}$
3. Kirişlerin saplandığı perdenin zayıf doğrultuda kolon gibi çalışması durumunda bu kontrol yapılmaz ve değilse aşağıdakiler yapılır.
4. Köşe düğüm noktalarında kolonlar ve kirişler kesit ve donatı oranları yönetmelik kriterlerine göre boyutlandırılmış ise bu kontrole gerek yok. Çünkü bu düğümlerde 2 kolon kesiti bir kiriş kesiti (X ve Y yönlerinde) olduğu için sağlanır (Şekil 5.2.) Şekil AA.
5. Kenar düğüm noktalarında kolonun sağında ve solunda kirişlerin olduğu yönde bu kontrol (+X, -X veya +Y, -Y yönlerinde) yapılırken diğer yönde bir kiriş kesiti olduğu için yapılmaz Şekil BB.

6. Orta yani kuşatılmış düğüm noktalarında bu kontrol depremin ana yönleri için yapılır Şekil CC.
7. Bir düğüm noktasının sağlam kolon sayılabilmesi için depremin $+X$, $-X$, $+Y$ ve $-Y$ yönlerinin hepsinde sağlaması gerekir.
8. Bu kontrol yapılırken kullanılan kesit ve donatılar yapının maruz kaldığı veya kalacağı deprem etkilerinin içeren en olumsuz kombinasyon durumuna göre hesaplanmış olan değerler olmalıdır. Aksi halde bu kontrol sağlansa bile yapı hasar görebilir.



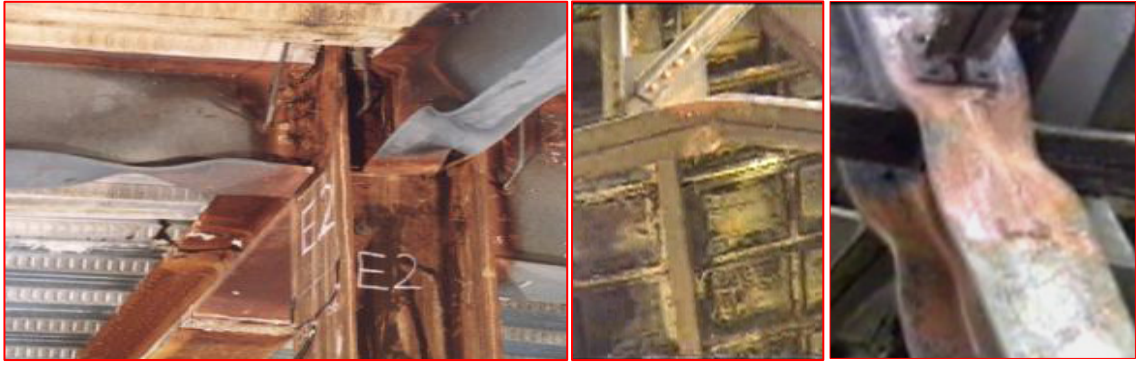
Şekil 5.2. Kuşatılmış ve kuşatılmamış düğümler

Düğümelerde kolonların daha güçlü olması kontrolünde kolonun x ve y yönlerinde hareketinin kısıtlanmış olup olmadıklarında önemlidir. Düğümlerdeki bu düzensizliklerin giderilmeden yapılması düğümelerde TDY 3.3 kontrolünün sağlanması yeterli değildir. Örneğin bir yapının simetrisinin olması kolonun davranışını olumlu yönde etkiler. Güçlü kolon kontrolünün sağlanmadığı durumlarda,

1. Sistem SDN olarak alınır yapı deprem yükü azaltma katsayısı maksimum $R_a=4$ alınır.
2. Kesit büyütülerek hesaplar tekrarlanabilir.
3. Kolon donatısı $\rho < 0.04$ olacak şekilde artırılarak hesaplar tekrarlanır.
4. Kiriş donatısı minimumdan az olmayacak şekilde azaltılabilir.
5. Kolonların sargı donatısı (TDY 3.3.7.1), düğüm noktasının kesme ve kolon performans (TDY 7.7.3) hesabında bu durum dikkate alınmalıdır.

seçeneklerinden uygun olan seçilerek yeni yapı boyutlandırılmasına devam edilir. Eğer mevcut yapı ise o zaman yapılacaklar TDY'nin 7. bölümüne göre hesaplar yapılır. Aynı kontroller TDY'nin 4. bölümüne göre çelik yapılar içinde yapılır. Sağlam kolon zayıf kiriş düzensizliği aşağıdaki hasar görmüş yapıların incelenmesinden de görülebileceği

gibi tüm yapı eleman ve malzemeleri için geçerlidir. Ahşap birleşimlerde kolonlar kiriş elemanlardan güçlü olmadığı zaman yapının hasar görmesi kaçınılmaz olur. Güçlü kolon zayıf kiriş davranışı çelik yapılar içinde geçerlidir (Şekil 5.3).



Şekil 5.3. Çelik yapı düğümünde hasar örneği

5.2. Kolonların Kirişlerden Daha Güçlü Olması Koşulunun Bazı Kolonlarda Sağlanamaması Durumu

TDY bazı özel durumlarda düğümlerin güçlü kolon zayıf kiriş kontrolünün sağlanmamasına müsaade etmektedir. Ancak söz konusu düğümün sağlanması gereken bazı koşullar bulunmaktadır. Bunlar TDY de aşağıdaki şekilde açıklanmaktadır.

TDY 3.3.6.1 – Sadece çerçevelerden veya perde ve çerçevelerin birleşiminden oluşan taşıyıcı sistemlerde, gözönüne alınan deprem doğrultusunda binanın herhangi bir *i*'inci katında, **Denk.**($\alpha_i = V_{is}/V_{ik} \geq 0.70$ **3.4**)'ün sağlanması koşulu ile, ilgili katın alt ve/veya üstündeki bazı düğüm noktalarında **Denk.(3.3)**'ün sağlanamamış olmasına izin verilebilir.

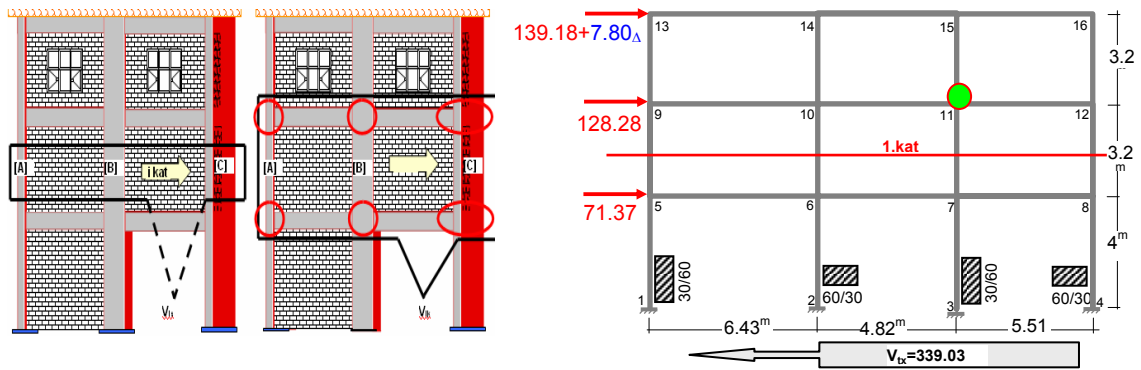
V_{ik} =Binanın *i*'inci katındaki tüm kolonlarda gözönüne alınan deprem doğrultusunda **Bölüm 2**'ye göre hesaplanan kesme kuvvetlerinin toplamı V_{is} =Binanın *i*'inci katında, **Denk.3.3**'ün hem alttaki hem de üstteki düğüm noktalarında sağlandığı kolonlarda, gözönüne alınan deprem doğrultusunda **Bölüm 2**'ye göre hesaplanan kesme kuvvetlerinin toplamı olmak üzere;

$$\alpha_i = V_{is} / V_{ik} \geq 0.70 \quad (TDY 3.4)$$

$N_d \leq 0.10 A_c f_{ck}$ koşulunu sağlayan kolonlar, **Denk. (3.3)**'ü sağlamasalar bile, V_{is} 'nin hesabında gözönüne alınabilir.

3.3.6.2 – Denk.(3.4)'ün sağlanması durumunda, $0.70 \leq \alpha_i \leq 1.00$ aralığında, **Denk. (3.3)**'ün hem alttaki, hem de üstteki düğüm noktalarında sağlandığı kolonlara etkiyen eğilme momentleri ve kesme kuvvetleri $(1/\alpha_i)$ oranı ile çarpılarak arttırılacaktır. **Denk. (3.3)**'ü sağlamayan kolonlar, kesitlerinde oluşan düşey yük ve deprem etkileri altında donatılacaktır.

3.3.6.3 – Herhangi bir katta **Denk.(3.4)**'ün sağlanamaması durumunda, sadece çerçevelerden veya perde ve çerçevelerin birleşiminden oluşan taşıyıcı sistemlerdeki tüm çerçeveler süneklik düzeyi normal çerçeve olarak gözönüne alınacak ve **Tablo 2.5**'e göre taşıyıcı sistem davranış katsayısı değiştirilerek hesap tekrarlanacaktır. **Bölüm 2**'deki **2.5.4.1**'de belirtildiği üzere süneklik düzeyi normal çerçevelerin, süneklik düzeyi yüksek perdelerle birarada kullanılması da mümkündür. Örnek olarak aşağıda özellikleri verilen çerçevenin 1. katını da 11 notu düğüm noktasında güçlü kolon zayıf kiriş kontrolünün TDK'nin 3.3.6 maddesine kontrol edilmesi yapılmıştır (Şekil 5.4).



Şekil 5.4. TDY 3.3.6 maddesine göre kontrol

3.3.6.1 – Sadece çerçevelerden oluşan veya perde ve çerçevelerden oluşan taşıyıcı sistemlerde, göz önüne alınan deprem doğrultusunda herhangi bir in'ci katında,

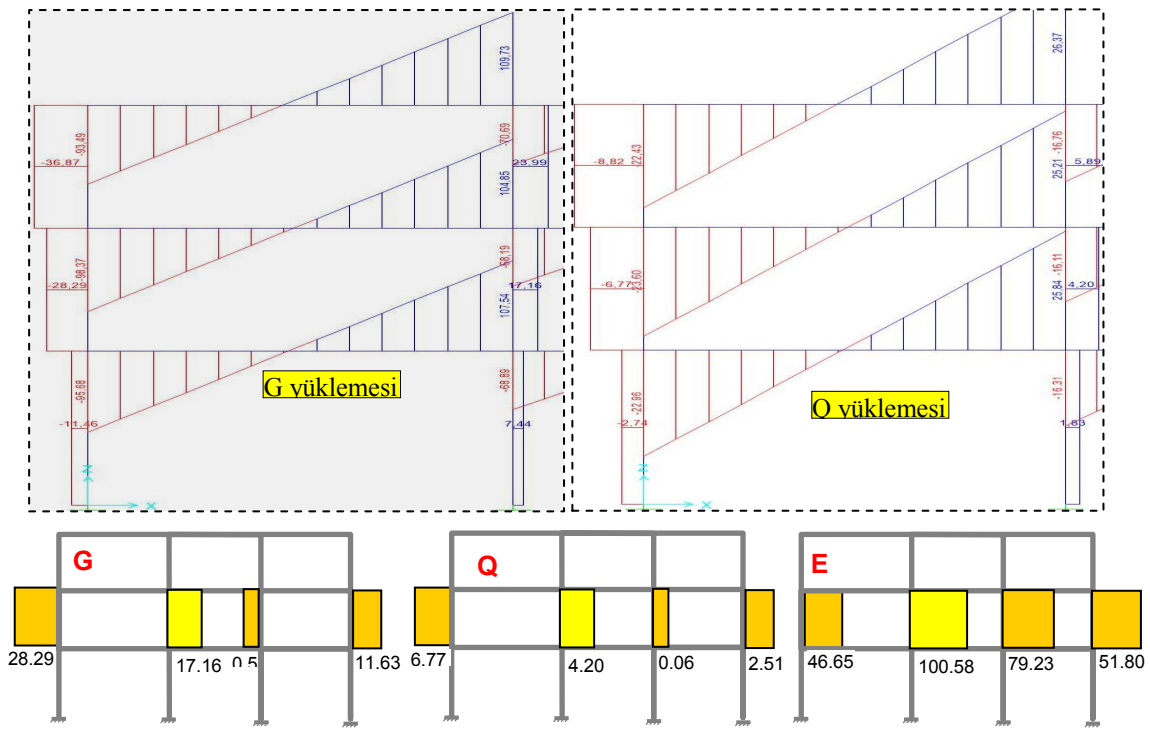
Denk.(3,4)'ün sağlanması koşulu ile ilgili katın alt ve/veya üstündeki bazı düğüm noktalarında Denk.(3,3)'ün sağlanamamış olmasına izin verilebilir.

$$\text{Denk.}(3.3) \quad (M_{ra} + M_{r\ddot{u}}) \geq 1.2(M_{ri} + M_{rj})$$

5.1.

$$\text{Denk.}(3.4) \quad \alpha_i = V_{is} / V_{ik} \geq 0.70$$

10. Düğümünde kolonların kirişlerden güçlü olması koşulunun sağlanmadığını kabul edilerek 1. kat için hesap yapılır. Aşağıda çerçevenin zati (G), hareketli (Q) ve deprem yükleri (E) altında kolonların kesme kuvvet değerleri verilmiştir.



Şekil 5.5. 1. kat kolon kesme kuvvetleri

Yük kombinasyonlarına göre kesme kuvvet değeri yukarıda verilen değerler kullanılarak aşağıdaki şekilde hesaplanır.

$$V=1.4 \cdot G+1.6 \cdot Q$$

$$V=G+Q+E$$

$$V_{59}=1.4 \cdot 28.29+1.6 \cdot 6.77=50.44 \text{ kN} > V_{59}=-28.29-6.77+46.65=11.59 \text{ kN}$$

$$V_{610}=1.4 \cdot 17.16+1.6 \cdot 4.2=30.74 \text{ kN} < V_{59}=17.16+4.2+100.58=121.94 \text{ kN}$$

$$V_{711}=1.4 \cdot 0.5 + 1.6 \cdot 0.006 = 0.80 \text{ kN} < \quad V_{711} = -0.5 + 0.06 + 79.23 = 78.79 \text{ kN}$$

$$V_{812}=1.4 \cdot 11.63 + 1.6 \cdot 2.51 = 20.30 \text{ kN} < \quad V_{812} = 11.63 + 2.51 + 51.80 = 65.94 \text{ kN}$$

V_{ik} : Binanın i'inci katındaki tüm kolonlarda gözönüne alınan deprem doğrultusunda Bölüm 2'ye göre hesaplanan kesme kuvvetlerinin toplamı

V_{is} : Binanın i'inci katında, Denk.3.3'ün hem alttaki hem de üstteki düğüm noktalarında sağlandığı kolonlarda, gözönüne alınan deprem doğrultusunda Bölüm 2'ye göre hesaplanan kesme kuvvetlerinin toplamı

Kontrol aşağıdaki şekilde yapılır.

$$V_{is} = 50.44 + 121.94 + 65.94 = 238.32 \text{ kN} \quad V_{ik} = 50.44 + 121.94 + 78.79 + 65.94 = 317.11 \text{ kN}$$

$$\alpha_2 = \frac{V_{is}}{V_{ik}} = \frac{238.32}{317.11} = 0.75 > 0.70$$

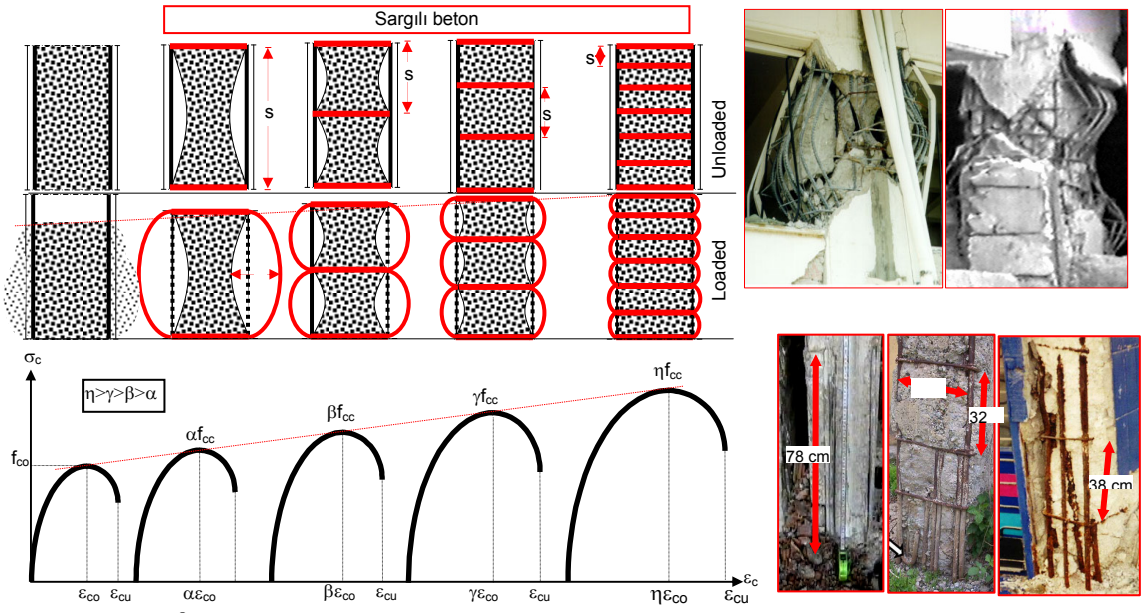
3.3.6.2 –Denk.(3.4)'ün sağlanması durumunda, $0.70 \leq \alpha_i \leq 1.00$ aralığında, Denk. (3.3)'ün hem alttaki, hem de üstteki düğüm noktalarında sağlandığı kolonlara etkiyen eğilme momentleri ve kesme kuvvetleri ($1/\alpha_i$) oranı ile çarpılarak artırılacaktır. Denk. (3.3)'ü sağlamayan kolonlar (7-11 kolonu), kesitlerinde oluşan düşey yük ve deprem etkileri altında donatılacaktır.

$0.70 \leq \alpha_i \leq 1.00$ koşulu sağlandığı için 5, 6, 7, 8, 9, 10 ve 12 nolu düğüm noktalarında hesap edilen eğilme momentleri ($1/\alpha_i$) $= 1/0.75 = 1,333$ katsayısı ile büyütülür ve donatı hesabı buna göre yapılır.

3.3.6.3 – Herhangi bir katta Denk.(3.4)'ün sağlanamaması durumunda, sadece çerçevelerden veya perde ve çerçevelerin birleşiminden oluşan taşıyıcı sistemlerdeki tüm çerçeveler süneklik düzeyi normal çerçeve olarak gözönüne alınacak ve Tablo 2.5'e göre taşıyıcı sistem davranış katsayısı değiştirilerek hesap tekrarlanacaktır. Bölüm 2' deki 2.5.4.1'de belirtildiği üzere süneklik düzeyi normal çerçevelerin, süneklik düzeyi yüksek perdelerle bir arada kullanılması da mümkündür. Denklem 5.1. katta sağlandığı için çerçeve süneklik düzeyi yüksek olarak çözülebilir.

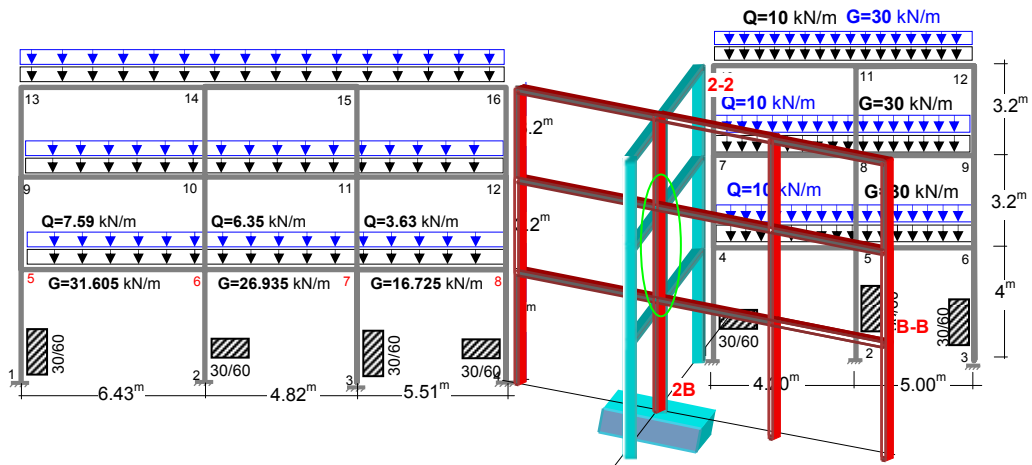
5.3. Kolonlarda Kesme Donatısı Hesabı

Kolonların kesme hesabında güçlü kolon etkisinin büyük olması ve uygulamada bu durumun sıklıkla göz ardı edilmesinden dolayı bu kısım düzenlenmiştir. Eksenel gerilmenin düşük seviyelerinde boyuna kısaltmalar küçük, dolayısıyla enine genişlemeler de küçük olduğu için, beton ile enine sargı donatısı arasında önemli bir etkileşim ortaya çıkmaz. Bu durumda betonda gerilme durumu bir eksenli olarak kabul edilebilir. Boyuna gerilmelerin artmasıyla beton enine genişlemeye çalışacağı için sargı donatısını da açılmaya zorlar. Betonun bir eksenli güç tükenmesi yüküne yaklaşıldığında, ilerleyen iç çatlaklardan dolayı betonun enine şekil değiştirmeleri büyür ve beton sargı şeklinde bulunan enine donatıyı zorlar. Aradaki etkileşim dolayısıyla beton ile sargı donatısı olarak bulunan enine donatı arasında önemli gerilmeler meydana gelir. Böylece betonun enine şekil değiştirilmesi donatı ile pasif olarak sınırlandırılmış olur. Yukarıda açıklandığı gibi, enine basınç uygulanması nedeniyle sargılı betonun şekil değiştirme kapasitesi artar. Sargıdan etkilenecek yanal şekil değiştirmesi sınırlanan beton hacmin, etriye aralığı ve kesit şekli ile olan değişimi gösterilmiştir (Şekil 5.6). Etriye aralığı arttıkça iki etriye arasında kalan bölgede yanal şekil değiştirmenin sınırlanması zayıflar. Bunun gibi dairesel spiral (fret) enine donatı durumunda yanal etki çevre boyunca sürekli olarak ortaya çıkar. Sık dairesel donatı enine etkiyen hidrostatik basınca benzer bir etki oluşur (su bidonu, çimento torbası). Dikdörtgen kesitte, etriyelerle beton arasında ise, köşelerde önemli yanal basınç etkileşimi ortaya çıkar. Buna karşılık, kesit iç bölgelerinde de iç kemerlenme etkisiyle bir ölçüde betonun yanal şekil değiştirmesi sınırlandırılır. Kenar ortalarında ise, betonun yanal şekil değiştirmesi kolayca etriyenin de yanal yer değiştirmesine sebep olmaktadır. Bu durumda da kare veya dikdörtgen etriye betonun yanal şekil değiştirmesini, firetliye göre, daha düşük oranda önler. Dikdörtgen kesitte boyutların büyük olması durumunda, çevreye konulan ve köşe donatıları bağlayan etriye ye ek olarak, ara donatıları da bağlayan ek etriye (çiroz) konulması uygundur. Bu suretle etkileşimi sağlayan köşeler çoğaltılmış olur. Bu ek etriyelerin kancalarının da aynı özenle yapılması ve uçlarının betona kenetlenmesine özen gösterilmesi gerekir. Sargı donatısı aralığı ne kadar küçük olursa aşağıdaki şekilde görüldüğü gibi beton dayanımı o kadar artmaktadır (Doğan 2004).

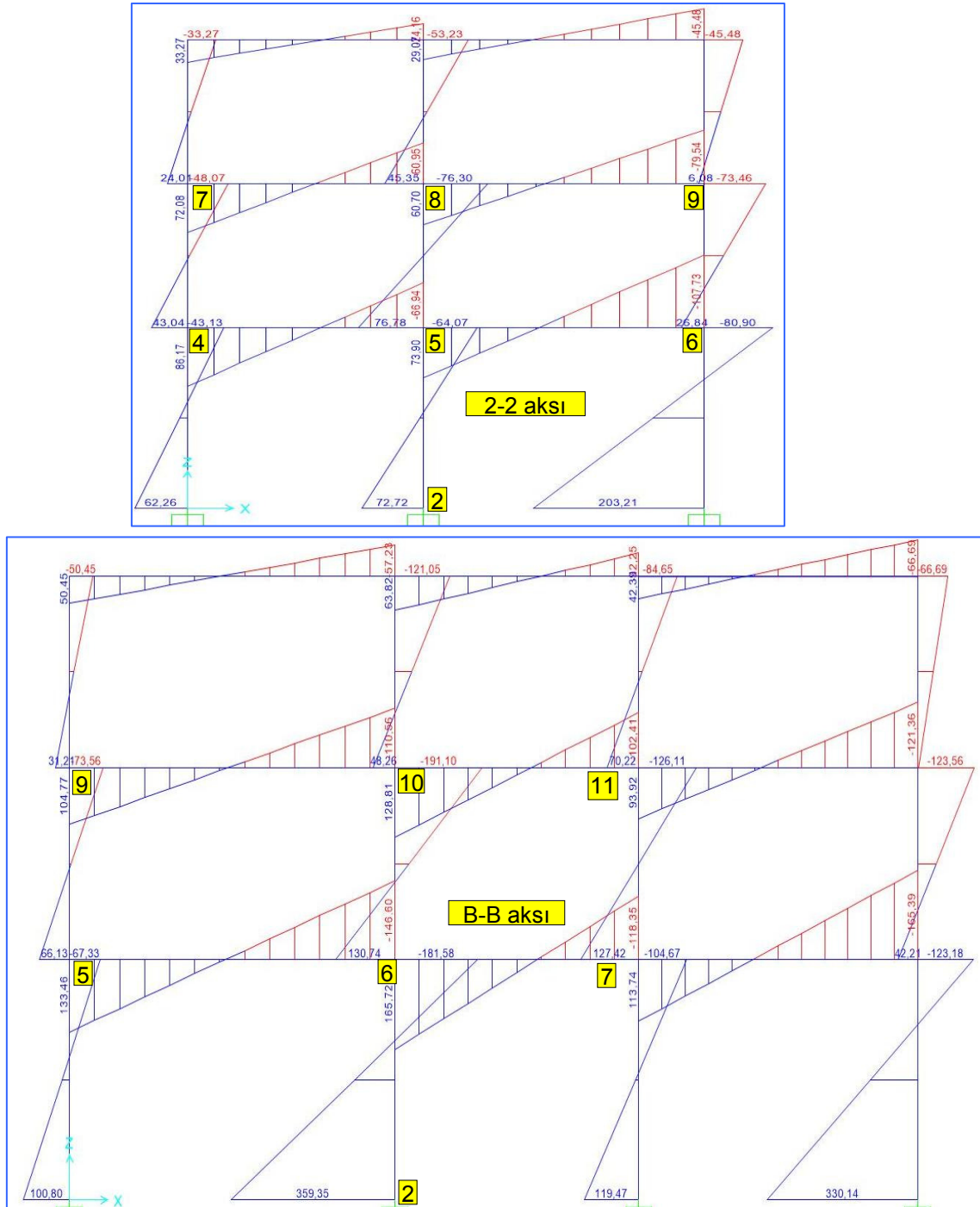


Şekil 5.6. Etriye aralığının dayanıma ve deprem hasarına

B2 kolonunun kesme hesabı SDY olarak düşey (G ve Q) ve yatay deprem yükü (E) değerlerine göre anlaşılmasını kolaylaştırmak ve inceleyenlere uygulama olması amacı ile sayısal olarak aşağıdaki şekilde yapılmaktadır (Şekil 5.7). Burada tüm yükleme ve yük kombinasyonlarına fazla alan kaplamasından dolayı yer verilmemiştir.



Şekil 5.7. Örnek çerçevenin yükleme ve kesit tesirleri



Şekil 5.7. (Devam)

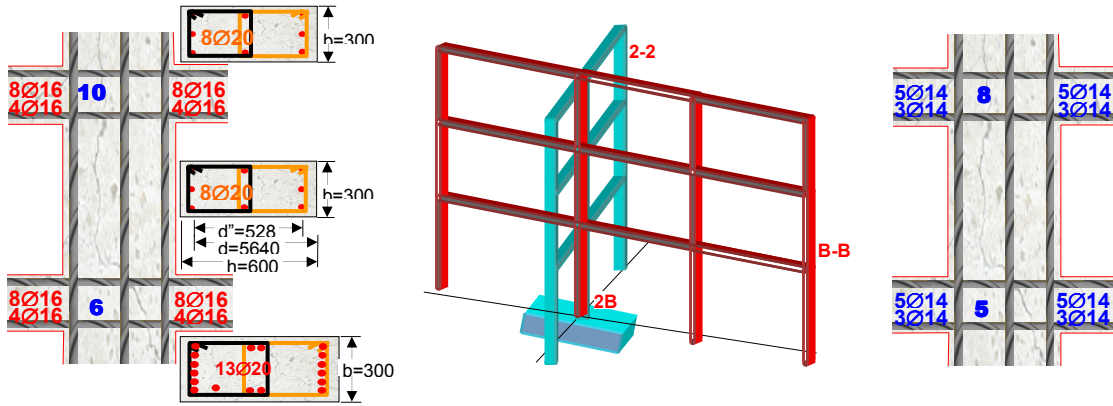
Çözümün kolay ve anlaşılır olması için 1. kat B2 kolonunun kesit tesirleri ve yük kombinezonlarına göre değerleri aşağıdaki şekilde Tablo 5.1’de özetlenmiştir. Bu sayısal örneğin yapılmasındaki temel amaç TDY de bu konu oldukça kapalı kalmış ve

litaratürde de bu konuda sayısal uygulamalar çok az bulunmaktadır. Ayrıca güçlü kolon zayıf kiriş çok uygun bir ifade olmamaktadır. Çünkü zayıf kiriş yaklaşımı tasarımcı için uygun değildir. Zayıf kiriş yerine yeterli kiriş kullanılması daha uygun olacaktır. Yapının temel elemanları kolon ve kirişlerdir. Bunlardan kirişin zayıf olması riski %50 yapar. Ayrıca güçlü kolon sadece kiriş ile kıyas sonucu ortaya çıkmamaktadır. Kesme donatısı ve özellikleri de güçlü kolonun boyutlandırılmasında önemli bir parametredir. Bu sayısal uygulamada bu durum daha açık görülmektedir. Sayısal uygulama yapmadan bunu görmek pek mümkün değildir.

Tablo 5.1. Sayısal örnek için kesit tesirleri

1. kat B2 kolonun kesit tesirleri (X-X yönü için)															
B-B AKSININ DEĞERLERİ															
2-6	M	N	V	6-2	M	N	V	6-10	M	N	V	10-6	M	N	V
G	-7,75	-529,9	7,44	G	-22,03	-529,9	7,44	G	-31,07	-353,47	17,16	G	-23,83	-353,47	17,16
Q	-1,97	-126,6	1,83	Q	-5,35	-126,6	1,83	Q	-7,62	-84,45	4,2	Q	-5,83	-84,45	4,2
E	-359,35	35,12	135,23	E	-181,58	35,12	135,23	E	-130,74	19,74	100,58	E	-191,1	19,74	100,58
1,4G+1,6Q	-14,00	-944,42	13,34	1,4G+1,6Q	-39,40	-944,42	13,34	1,4G+1,6Q	-55,69	-629,98	30,74	1,4G+1,6Q	-42,69	-629,98	30,74
G+Q+E	-369,07	-621,38	144,5	G+Q+E	-208,96	-621,38	144,5	G+Q+E	-169,43	-418,18	121,94	G+Q+E	-220,76	-418,18	121,94
10-14	M	N	V	14-10	M	N	V	6-7	M	N	V	6-5	M	N	V
G	-28,68	-180,42	23,99	G	-48,09	-180,42	23,99	G	-64,24	7,12	-68,89	G	117,34	16,83	107,54
Q	-7,09	-43,13	5,89	Q	-11,77	-43,13	5,89	Q	-15,26	1,66	-16,31	Q	28,23	4,03	25,84
E	-48,26	5,26	52,91	E	-121,05	5,26	52,91	E	165,72	-38,33	58,94	E	146,6	-72,99	43,56
1,4G+1,6Q	-51,50	-321,60	43,01	1,4G+1,6Q	-86,16	-321,60	43,01	1,4G+1,6Q	-114,35	12,62	-122,54	1,4G+1,6Q	209,44	30,01	191,90
G+Q+E	-84,03	-218,29	82,79	G+Q+E	-180,91	-218,29	82,79	G+Q+E	86,22	-29,55	-26,26	G+Q+E	292,17	-52,13	176,94
10-11	M	N	V	10-9	M	N	V	14-15	M	N	V	14-13	M	N	V
G	-60,8	1,75	-68,19	G	113,3	8,58	104,85	G	-48,09	-12,88	-70,69	G	119,11	-36,87	109,73
Q	-14,36	0,35	-16,11	Q	27,29	2,04	25,21	Q	-16,9	-2,92	-16,76	Q	28,67	-8,82	26,37
E	128,81	-62,48	47,97	E	110,56	-110,15	33,49	E	63,82	-68,55	22,01	E	57,23	-121,46	16,75
1,4G+1,6Q	-108,10	3,01	-121,24	1,4G+1,6Q	202,28	15,28	187,13	1,4G+1,6Q	-94,37	-22,70	-125,78	1,4G+1,6Q	212,63	-65,73	195,81
G+Q+E	53,65	-60,38	-36,33	G+Q+E	251,15	-99,53	163,55	G+Q+E	-1,17	-84,35	-65,44	G+Q+E	205,01	-167,15	152,85
2-2 AKSININ DEĞERLERİ															
2-5	M	N	V	5-2	M	N	V	5-8	M	N	V	8-5	M	N	V
G	4,39	-386,23	-2,49	G	5,57	-386,23	-2,49	G	11,25	-257,65	-6,72	G	10,25	-257,65	-6,72
Q	1,04	-90,25	-0,59	Q	1,33	-90,25	-0,59	Q	2,68	-60,21	-1,6	Q	2,44	-60,21	-1,6
E	-72,72	-2,52	34,2	E	-64,07	-2,52	34,2	E	-76,78	-2,39	47,84	E	-76,3	-2,39	47,84
1,4G+1,6Q	7,81	-685,12	-4,43	1,4G+1,6Q	9,93	-685,12	-4,43	1,4G+1,6Q	20,04	-457,05	-11,97	1,4G+1,6Q	18,25	-457,05	-11,97
G+Q+E	-67,29	-479	31,12	G+Q+E	-57,17	-479	31,12	G+Q+E	-62,85	-320,25	39,52	G+Q+E	-63,61	-320,25	39,52
8-11	M	N	V	11-8	M	N	V	5-6	M	N	V	5-4	M	N	V
G	13,57	-132,04	-9,02	G	15,29	-132,04	-9,02	G	-61,32	9,83	-73,01	G	44,5	5,6	55,57
Q	3,23	-30,85	-2,15	Q	3,64	-30,85	-2,15	Q	-14,37	2,31	-7,14	Q	10,36	1,3	12,91
E	-45,35	1,24	30,81	E	-53,23	1,24	30,81	E	73,9	-39,68	36,33	E	66,94	-26,04	36,45
1,4G+1,6Q	24,17	-234,22	-16,07	1,4G+1,6Q	27,23	-234,22	-16,07	1,4G+1,6Q	-108,84	17,46	-113,64	1,4G+1,6Q	78,88	9,92	98,45
G+Q+E	-28,55	-161,65	19,64	G+Q+E	-34,3	-161,65	19,64	G+Q+E	-1,79	-27,54	-43,82	G+Q+E	121,8	-19,14	104,93
8-9	M	N	V	8-7	M	N	V	11-12	M	N	V	11-10	M	N	V
G	-62,63	4,82	-73,06	G	38,8	2,52	52,55	G	-63,28	-20,67	-74,72	G	48,08	-11,65	57,32
Q	-14,69	1,13	-17,15	Q	9,02	0,59	12,2	Q	-14,83	-4,86	-17,54	Q	11,19	-2,71	13,31
E	60,7	-15,23	28,05	E	60,95	-32,26	31,67	E	29,07	-16,11	14,91	E	24,16	-46,92	13,68
1,4G+1,6Q	-111,19	8,56	-129,72	1,4G+1,6Q	68,75	4,47	93,09	1,4G+1,6Q	-112,32	-36,71	-132,67	1,4G+1,6Q	85,22	-20,65	101,54
G+Q+E	-16,62	-9,28	-62,16	G+Q+E	108,77	-29,15	96,42	G+Q+E	-49,04	-41,64	-77,35	G+Q+E	83,43	-61,28	84,31

Çözümüne esas olan kolonun hesabında x-x yönündeki 5-6, 6-7, 9-10 ve 10-11 kirişleri ile y-y yönündeki 4-5, 5-6, 7-8 ve 8-9 kirişlerinin açıklık ve donatı hesabı hesaplanarak aşağıdaki şekil üzerine işlenmiştir (Şekil 5.8). Bulunan kiriş donatılarından dolayı söz konusu B2 kolonun düğüm noktalarında güçlü kolon tahkiki yapılacaktır. Unutulmamalıdır ki söz konusu düğümüne birleşen kolonların kirişlerden güçlü olması yetmez. Çünkü kolonların tasarımcı tarafından istenmeyen gevrek kırılmadan dolayı taşıma gücünü kaybetmesi istenmez. Bu istenmeyen durumdan dolayı kolonun güçlü olması için kesme dayanımının da kolon ve kiriş taşıma güçlerinin dikkate alınarak hesabı gerekir. Kolonun eksenel yükü istenen durum olan kirişin plastik moment kapasitesinden hesaplanmaktadır. Bu hesap sonucu kolonun bu eksenel yükü güvenle taşıması için kesme donatısına ihtiyacı vardır. Klasik betonarme hesaplarında taşıma gücünün hesabında kesme donatısının etkisi dikkate alınmamaktadır. Buna karşı kesme donatısı olmayan boyuna donatıların mühendislik bir anlamı olmamaktadır. Bu etkilerden dolayı bu kısımda kolon kesme donatısı hesabı yapılmıştır.



Şekil 5.8. Kolon ve kiriş donatıları

Kolonların donatı hesabı iki eksenli eğilme grafikleri kullanılarak hesaplanmıştır.

3.3.1. Enkesit Koşulları; **3.3.1.1** – Dikdörtgen kesitli kolonların en küçük boyutu 250 mm'den ve enkesit alanı 75000 mm² den daha az olmayacaktır. Dairesel kolonların çapı en az 300 mm olacaktır. **3.3.1.2** – Kolonun brüt enkesit alanı, N_{dm} düşey yükler ve

deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan eksenel basınç kuvvetlerinin en büyüğü olmak üzere,

$$A_c \geq \frac{N_{dmax}}{0.5 \cdot f_{ck}} = 300 \cdot 600 = 180000 \text{ mm}^2 > \frac{944.42 \cdot B \cdot B + 685.12 \cdot 2 \cdot 2 = 1629.54 \cdot 10^3}{0.5 \cdot 30} = 108636 \text{ mm}^2 \quad \text{Kolon kesiti uygun}$$

koşulunu sağlayacaktır. Bu koşul sağladığına göre kolonun betonarme hesabı yapılır.

Burada çözümü yapılacak kolonun hem altındaki 2-6 hem üstündeki 10-14 kolonu hesaba katılır.

$$\begin{aligned} \text{Kolon } 2-6 \left\{ \begin{aligned} n_r &= \frac{N_d}{b h f_{cd}} = \frac{1629.54 \cdot 10^3 (B-B+2-2)}{300 \cdot 600 \cdot 20} = 0.45 & m_x &= \frac{M_{xd}}{b h^2 f_{cd}} = \frac{(369.07) 10^6}{600^2 \cdot 300 \cdot 20} = 0.17 & m_y &= \frac{M_{yd}}{b h^2 f_{cd}} = \frac{(67.29) 10^6}{300^2 \cdot 600 \cdot 20} = 0.06 \\ \omega &= 0.41 \text{ bulunur. } \rho = \omega \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.41 \frac{20}{365} = 0.0224 & A_s &= 0.0224 \cdot 300 \cdot 600 = 4043 \text{ mm}^2 & \text{Seçilen } 13 \varnothing 20 (4082 \text{ mm}^2) \end{aligned} \right. \\ \text{Kolon } 6-10 \left\{ \begin{aligned} n_r &= \frac{N_d}{b h f_{cd}} = \frac{1087.03 \cdot 10^3 (B-B+2-2)}{300 \cdot 600 \cdot 20} = 0.30 & m_y &= \frac{M_{yd}}{b h^2 f_{cd}} = \frac{\overbrace{(220.76) 10^6}^{GQE}}{600^2 \cdot 300 \cdot 20} = 0.10 & m_x &= \frac{M_{xd}}{b h^2 f_{cd}} = \frac{\overbrace{(63.61) 10^6}^{GQE}}{300^2 \cdot 600 \cdot 20} = 0.06 \\ \omega &= 0.18 \text{ bulunur. } \rho = \omega \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.18 \frac{20}{365} = 0.0098 < 0.01 \\ \text{Minimum donatı } A_s &= 0.01 \cdot 300 \cdot 600 = 1800 \text{ mm}^2 & \text{Seçilen } 8 \varnothing 20 (2512 \text{ mm}^2) \end{aligned} \right. \end{aligned}$$

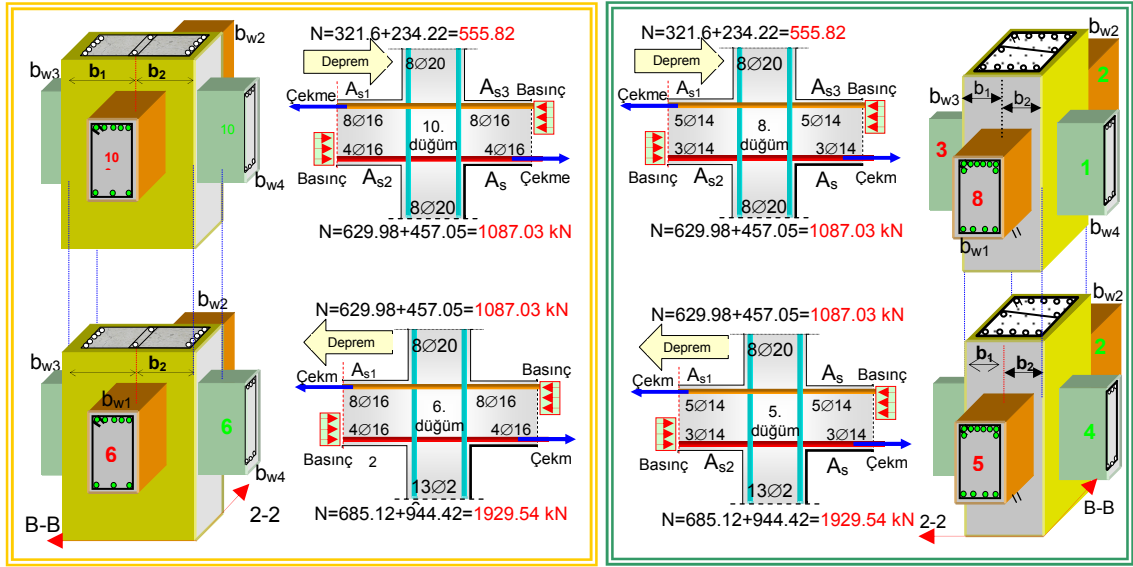
$$\text{Kolon } 10-14 \left\{ \begin{aligned} &\text{Kesit kuvvetleri 6-10'dan düşük olduğu için} \\ &\min A_s = 0.01 \cdot 300 \cdot 600 = 1800 \text{ mm}^2 \quad \text{Seçilen } 8 \varnothing 20 (2512 \text{ mm}^2) \end{aligned} \right.$$

Kolon kesit ve donatıları yukarıdaki kolon boy kesiti üzerinde görülmektedir.

Sistemin,

1. Süneklik düzeyi yüksek alınması,
2. Kolon kesme hesabının yapılması,
3. Düğüm kesme kontrolü yapılması

için düğümlerde TDY 3.3. sağlam kolon kontrolünün yapılması gerekmektedir. Bu kontrol aşağıdaki şekilde yapılır (Şekil 5.9). Kontrolün deprem yönü ve buna bağlı olarak kiriş donatılarının çalışma şekline dikkat edilmesi gerekir. Ayrıca bu kontrolün her iki asal yön için yapılması gerekir. Dahası bu kontrollerin yapımında burulma durumunda hesaba katılması gerekir.



Şekil 5.9. Düğümelerde kolon kiriş donatıları

Yukarıdaki tabloda düğüm noktasına birleşen kolon ve kirişlerin donatıları ve eksenel yük değerleri görülmektedir. Düğümdeki kolon ve kirişlerin donatıları ve kesit özellikleri kullanılarak B-B aksı 6.-10. düğüm noktalarının TDY3.3. kontrolü yapılır.

B-B AKSINDA 6 ve 10 nolu düğüme birleşen kirişlerin taşıma gücü momentleri

Kiriş uç M_r Kesitin moment taşıma gücü, $M_r = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - d')$

$\left. \begin{array}{l} 6-5 \text{ (10-9)} \\ 6-7 \text{ (10-11)} \end{array} \right\} \text{ çekme} \left\{ \begin{array}{l} \text{üstte } M_r = 1608_{8\text{Ø}16} \cdot 365 \cdot (464 - 36) \cdot 10^{-6} = 251.20 \text{ kNm} \\ \text{altta } M_r = 804_{4\text{Ø}16} \cdot 365 \cdot (464 - 36) \cdot 10^{-6} = 125.60 \text{ kNm} \end{array} \right.$

B-B AKSINDA düğüme birleşen kolonların taşıma gücü momentleri (10.düğüm)

$Y-Y \text{ (10-14)} M_r = \frac{N_d}{2} \left(h - \frac{1.18 N_d}{b f_{cd}} \right) + \frac{A_{st} f_{yd} d''}{2} = 10^{-3} \left(\frac{555.82}{2} \left(600 - \frac{1.18 \cdot 555.82}{300 \cdot 0.020} \right) + \frac{2512_{8\text{Ø}20} \cdot 0.365 \cdot 528}{2} \right) = 378.42 \text{ kNm}$

$Y-Y \text{ (10-6)} M_r = \frac{N_d}{2} \left(h - \frac{1.18 N_d}{b f_{cd}} \right) + \frac{A_{st} f_{yd} d''}{2} = 10^{-3} \left(\frac{1087.03}{2} \left(600 - \frac{1.18 \cdot 1087.03}{300 \cdot 0.020} \right) + \frac{2512_{8\text{Ø}20} \cdot 0.365 \cdot 528}{2} \right) = 451.97 \text{ kNm}$

6.DÜĞÜM B-B AKSI

$Y-Y \text{ (6-2)} M_r = \frac{N_d}{2} \left(h - \frac{1.18 N_d}{b f_{cd}} \right) + \frac{A_{st} f_{yd} d''}{2} = 10^{-3} \left(\frac{1629.54}{2} \left(600 - \frac{1.18 \cdot 1629.54}{300 \cdot 0.020} \right) + \frac{4080_{13\text{Ø}20} \cdot 0.365 \cdot 528}{2} \right) = 620.90 \text{ kNm}$

B-B aksı 6. ve 10. Düğüm
DY 3.3 Kontrolü

$$\left. \begin{aligned}
 &10. \text{ düğüm} \quad \frac{\text{Düğümüne birleşen KOLON kesit taşıma gücü } M_r}{\text{Düğümüne birleşen KİRİŞ kesit taşıma gücü } M_r} = \\
 &10. \text{ düğüm} \quad \frac{M_{ra} + M_{r\bar{u}}}{\frac{M_{ri} + M_{r\bar{i}}}{\text{deprem yönü}}} = \frac{378.42 + 451.97}{251.20 + 125.60} = 2.2 > 1.2 \rightarrow \text{UYGUN} \\
 &6. \text{ düğüm} \quad \frac{M_{ra} + M_{r\bar{u}}}{\frac{M_{ri} + M_{r\bar{i}}}{\text{deprem yönü}}} = \frac{451.97 + 620.90}{251.20 + 125.60} = 2.84 > 1.2 \rightarrow \text{UYGUN}
 \end{aligned} \right\}$$

2-2 aksı 5. ve 8. düğüm noktalarının TDY 3.3. sağlam kolon zayıf kiriş kontrolü aşağıdaki şekilde yapılır.

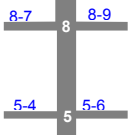
2-2 AKSINDA 5 ve 8 nolu düğümüne birleşen kirişlerin taşıma gücü momentleri

Kesitin moment taşıma gücü, $M_r = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - d')$

Kiriş uç M_r

5-4 (8-7) çekme $\left\{ \begin{aligned} \text{üstte } M_r &= 770_{5\varnothing 14} \cdot 365 \cdot (464 - 36) \cdot 10^{-6} = 120.29 \text{ kNm} \\ \text{altta } M_r &= 462_{3\varnothing 14} \cdot 365 \cdot (464 - 36) \cdot 10^{-6} = 72.17 \text{ kNm} \end{aligned} \right.$

5-6 (8-9)



2-2 AKSINDA düğümüne birleşen kirişlerin taşıma gücü momentleri (8. düğüm)

X-X (8-11) $M_r \cong \frac{N_d}{2} \left(h - \frac{1.18 N_d}{b f_{cd}} \right) + \frac{A_{st} f_{yd} d''}{2} = 10^{-3} \left(\frac{555.82}{2} \left(300 - \frac{1.18 \cdot 555.82}{600 \cdot 0.020} \right) + \frac{2512_{8\varnothing 20} \cdot 0.365 \cdot 228}{2} \right) = 172.71 \text{ kNm}$

X-X (8-5) $M_r \cong \frac{N_d}{2} \left(h - \frac{1.18 N_d}{b f_{cd}} \right) + \frac{A_{st} f_{yd} d''}{2} = 10^{-3} \left(\frac{1087.03}{2} \left(300 - \frac{1.18 \cdot 1087.03}{600 \cdot 0.020} \right) + \frac{2512_{8\varnothing 20} \cdot 0.365 \cdot 228}{2} \right) = 209.48 \text{ kNm}$

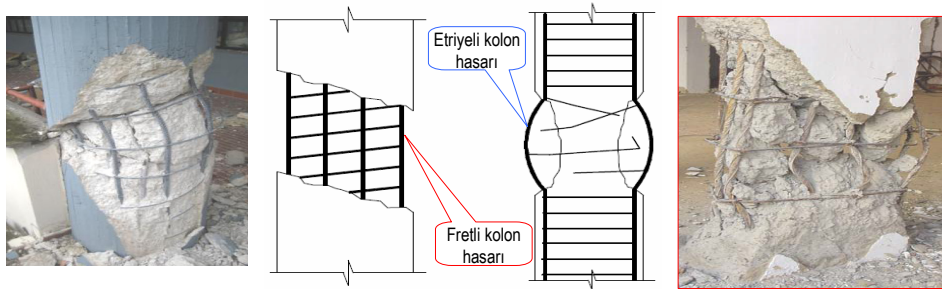
5. düğüm 2-2 AKSI İÇİN

X-X (5-2) $M_r \cong \frac{N_d}{2} \left(h - \frac{1.18 N_d}{b f_{cd}} \right) + \frac{A_{st} f_{yd} d''}{2} = 10^{-3} \left(\frac{1629.54}{2} \left(300 - \frac{1.18 \cdot 1629.54}{600 \cdot 0.020} \right) + \frac{4080_{13\varnothing 20} \cdot 0.365 \cdot 528}{2} \right) = 507.02 \text{ kNm}$

2-2 aksı 5. ve 8. Düğüm TDY 3.3 Kontrolü

$$\left. \begin{aligned}
 &8. \text{ düğüm} \quad \frac{\text{Düğümüne birleşen KOLON kesit taşıma gücü } M_r}{\text{Düğümüne birleşen KİRİŞ kesit taşıma gücü } M_r} = \\
 &8. \text{ düğüm} \quad \frac{M_{ra} + M_{r\bar{u}}}{\frac{M_{ri} + M_{r\bar{i}}}{\text{deprem yönü}}} = \frac{172.71 + 209.48}{120.29 + 72.17} = 1.98 > 1.2 \rightarrow \text{UYGUN} \\
 &5. \text{ düğüm} \quad \frac{M_{ra} + M_{r\bar{u}}}{\frac{M_{ri} + M_{r\bar{i}}}{\text{deprem yönü}}} = \frac{507.02 + 209.48}{120.29 + 72.17} = 3.72 > 1.2 \rightarrow \text{UYGUN}
 \end{aligned} \right\}$$

Yukarıdaki hesaplar sonucundan da görüldüğü gibi söz konusu kolonun alt ve üst ucu düğüm noktalarında TDY 3.3. bağıntısının sağladığı görülmektedir. Dairesel ve dikdörtgen kesitlerin her ikisinde de etriyenin yanal şekil değiştirmeyi sınırlandırmasının etkisi başlangıçtan kırılma durumuna (ϵ_{co}) kadar görülmez. Ancak, beton tek eksenli güç tükenmesine yaklaştığında (ϵ_{cu}), enine donatının etkisi ortaya çıkar ve betonun gerilme-şekil değiştirme davranışını değiştirir. Kolonlarda etriyenin yeterli miktar ve geometride olmamasından dolayı kolonlarda kesme hasarı oluşur (Şekil 5.10).



Şekil 5.10. Kolonlarda kesme hasarı

Etriye aralığının sık ve çapının büyük olması ve donatının akma gerilmesinin büyük olması enine basıncı arttıracak için betonun dayanım ve sünekliğini de artırır. Enine donatının dışında bulunan betonun yanal şekil değiştirmesine bir sınırlandırma konulmadığı için, beton tek eksenli dayanımına eriştiği zaman kabuk şeklinde dökülür. Bu nedenle yanal etki gözönüne alındığında, kesitin etriye içinde kalan çekirdek beton alanının hesaba katılması uygundur. Kirişlerde ve özellikle kolonlarda boyuna donatılar ana donatı olarak kabul edildiği ve enine donatı olarak etriyelerin belirlenmesinde genellikle konstrüktif kurallar etkili olduğu için, bazen bunlara gereken önem verilmez. Özellikle, deprem gibi sünekliğin önemli olduğu durumlarda etriyelerin gereken şekilde düzenlenmemiş olması, betonun kolayca dağılmasına ve boyuna donatıların kendilerinden bekleneni yapamamasına neden olur. Kesitin büyük olması durumunda dış kenar ortalarındaki boyuna donatıyı saran etriyelerin yerleştirilmesi veya kesitin uzun dikdörtgen şeklinde olması durumunda da ek ara etriyelerle karşılıklı donatıların bağlanması gerekir. Kısa etriye açıklıkları ile birlikte çalıştırılmayan boyuna donatıların

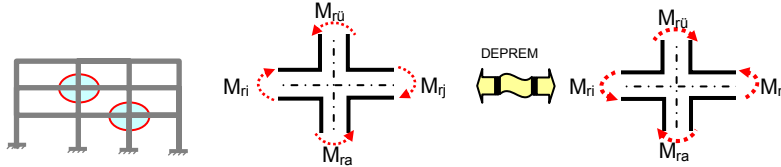
taşıma gücüne etkisi az olur. Etriyelerle kontrol altına alınmayan boyuna donatı olarak kabul edilmesinin dayanıma etkisi yoktur.

5.3.1. Kolonların Kesme Güvenliği

3.3.7. Kolonların Kesme Güvenliği; 3.3.7.1-Kolonlarda enine donatı hesabına esas alınacak kesme kuvveti, V_e , Denk. (3.5) ile hesaplanacaktır.

$$V_e = (M_a + M_{\bar{u}}) / \ell_n \quad (\text{TDY 3.5})$$

Denk.(3.5)'teki M_a ve $M_{\bar{u}}$ 'nün hesaplanması için, kolonun alt ve/veya üst uçlarında $[(M_{ra} + M_{r\bar{u}}) \geq 1.2 (M_{ri} + M_{rj})]$ 'ün sağlanması durumunda aşağıdaki 3.3.7.2, sağlanamaması durumunda ise 3.3.7.3 uygulanacaktır (**Şekil TDY 3.5**).



3.3.7.2 - Denk.(3.3)'ün sağlandığı düğüm noktasına birleşen kirişlerin uçlarındaki pekleşmeli taşıma gücü momentlerinin toplamı olan ΣM_p momenti,

$$\Sigma M_p = M_{pi} + M_{pj} \quad (\text{TDY 3.6})$$

bağıntısı ile hesaplanır. Daha kesin hesap yapılmadığı durumlarda, bu $M_{pi} \cong 1.4 M_{ri}$ ve $M_{pj} \cong 1.4 M_{rj}$ olarak alınabilir. ΣM_p momenti, kolonların düğüm noktasına birleşen uçlarında **Bölüm 2**'ye göre elde edilmiş bulunan momentler oranında kolonlara dağıtılacak ve dağıtım sonucunda ilgili kolonun alt veya üst ucunda elde edilen moment, **Denk.(3.5)**'te M_a veya $M_{\bar{u}}$ olarak gözönüne alınacaktır.

B-B AKSINDA 6 ve 10 nolu düğüme birleşen kirişlerin taşıma gücü momentleri

Kiriş uç M_r	$\left\{ \begin{array}{l} 6-5 \text{ (10-9)} \\ 6-7 \text{ (10-11)} \end{array} \right\}$	çekme	$\left\{ \begin{array}{l} \text{üstte } M_r = 1608_{8\varnothing 16} \cdot 365 \cdot (464 - 36) \cdot 10^{-6} = 251.20 \text{ kNm} \\ \text{altta } M_r = 804_{4\varnothing 16} \cdot 365 \cdot (464 - 36) \cdot 10^{-6} = 125.60 \text{ kNm} \end{array} \right.$
----------------	---	-------	--

Kesitin moment taşıma gücü, $M_r = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - d')$

Kiriş uç plastik M_p momentleri $\left\{ M_{p65} = M_{p67} = 1.4 \cdot (251.20 + 125.60) = 527.52 \text{ kNm} \right\}$

Çok katlı yapılarda eksenel yükü yüksek olan alt katlarda kolon deplasmanları sınırlı olduğu için çatlamlar kirişlerde gözlenir. Yani bu katlardaki enerji kirişlerin yaptıkları deplasmanlar tarafından sönmölenir. Ayrıca üst katlarda kat deplasmanın büyük olmasından dolayı enerji kolonların deplasmanı tarafından sönmölendiği için kirişlerde alt katlardaki kadar şekil değıştirme dolayısıyla çatlaklar oluşmaz.

TDY “Depremi her iki yönü için **Denk.(3.6)** ayrı ayrı uygulanacak ve elde edilen en büyük ΣM_p değeri dağıtımda esas alınacaktır.”

2-2 AKSINDA 5 ve 8 nolu düğöme birleşen kirişlerin taşıma gücü momentleri

Kiriş uç M_i Kesitin moment taşıma gücü, $M_i = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - d')$

5-4 (8-7) çekme $\left\{ \begin{array}{l} \text{üstte } M_i = 770_{5\phi 14} \cdot 365 \cdot (464 - 36) \cdot 10^{-6} = 120.29 \text{ kNm} \\ \text{altta } M_i = 462_{3\phi 14} \cdot 365 \cdot (464 - 36) \cdot 10^{-6} = 72.17 \text{ kNm} \end{array} \right.$

Kiriş uç plastik M_p momentleri $\left\{ \begin{array}{l} M_{p54} = M_{p56} = 1.4 \cdot (120.29 + 72.17) = 269.44 \text{ kNm} \end{array} \right.$

2-2 yönünde bulunan $M_{p54} = M_{p56} = 269.44 \text{ kNm}$ değeri

B-B yönünde bulunan $M_{p65} = M_{p67} = 527.52 \text{ kNm}$ değeri küçük olduğu için dikkate alınmamaktadır

B-B AKSININ DEĞERLERİ							
6-10	M	N	V	10-6	M	N	V
G	-31,07	-353,47	17,16	G	-23,83	-353,47	17,16
Q	-7,62	-84,45	4,2	Q	-5,83	-84,45	4,2
E	-130,74	19,74	100,58	E	-191,1	19,74	100,58
1,4G+1,6Q	-55,69	-629,98	30,74	1,4G+1,6Q	-42,69	-629,98	30,74 < $V_e = 195.38 <$
G+Q+E	-169,43	-418,18	121,94	G+Q+E	-220,76	-418,18	121,94 < $V_e = 195.38 <$

$0.22 \cdot A_w \cdot f_{cd}$

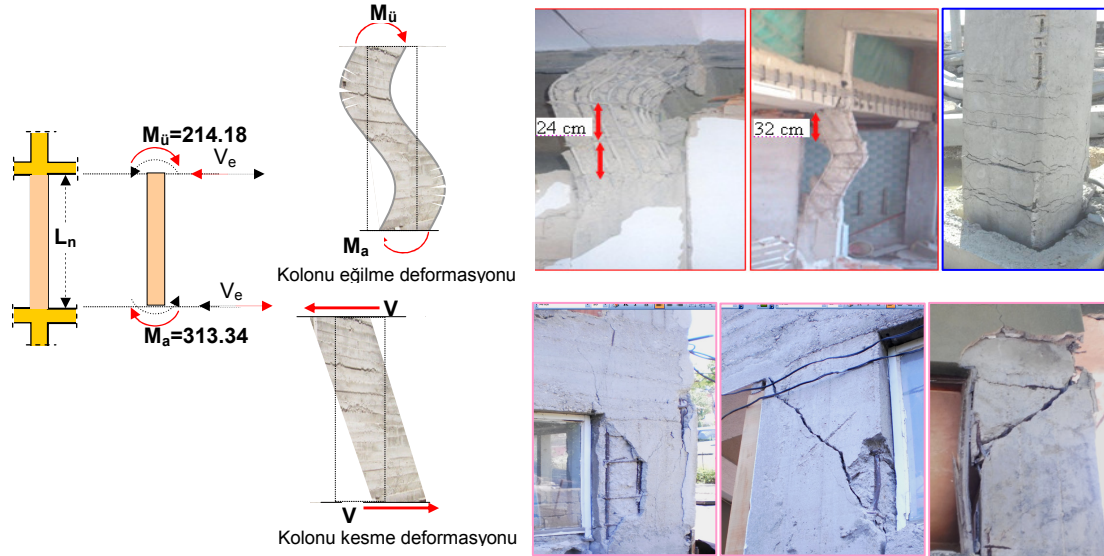
Depremi diğeri yönü olan 2-2 için değeri küçük olduğundan dolayı B-B yönü kullanılmakta. SDY kolonlarda kesme donatısı TDY 3.5 bağıntısıyla hesaplanır. Zati, hareketli ve deprem ($R_a=2$ alınarak hesaplanan) yüklerinden hesaplanan kesme kuvveti küçükse 3.5 den bulunan kesme kuvveti dikkate alınır. M_u ve M_a aşağıdaki şekilde belirlenir (Şekil 5.11).

1. Düğömlerde $[(M_{ra} + M_{ri}) \geq 1.2(M_{ri} + M_{rj})]$ SAĞLAMİYOR ise yani plastik mafsal kolonlarda oluşacak ise kolon taşıma gücü momentlerine eşit alınır $[M_p = 1.4M_r]$

2. Düzgünlerde $[(M_{ra}+M_{r\bar{u}}) \geq 1.2(M_{ri}+M_{rj})]$ SAĞLANIYOR ise yani plastik mafsal kirişlerde oluşacak ise düğüme birleşen kirişlerin taşıma gücü momentleri toplamı düğümdaki kolonlara alt ve üst momentleri oranında tablodaki gibi dağıtılır.

ÇERÇEVE	TDY 3.3 $[(M_{ra} + M_{r\bar{u}}) \geq 1.2 (M_{ri} + M_{rj})]$			
	Sağlıyor	Sağlamıyor	Sağlıyor	Sağlamıyor
	$M_a = \frac{M_{r\bar{u}}}{M_{r\bar{u}} + M_{r\bar{u}}} [M_{ri} + M_{rj}]$	$M_{\bar{u}} = M_{p\bar{u}} = 1.4 M_{r\bar{u}}$	$E M_a = \frac{M_{r\bar{u}}}{M_{r\bar{u}} + M_{r\bar{u}}} [M_{ri} + M_{rj}]$	$M_a = M_{pa} = 1.4 M_{ra}$

Kolonların kesme ve eğilmeden dolayı oluşan deprem hasarları



Şekil 5.11. Düğüm noktası ara kat güçlü kolon kontrolü

$$\begin{aligned}
 M_{\bar{u}} &= \sum M_p \frac{M_{\text{üst-dep.}}}{M_{\text{alt-dep.}} + M_{\text{üst-dep.}}} = 527.52 \frac{130.62}{130.62 + 191.09} = 214.18 \\
 M_a &= \sum M_p \frac{M_{\text{alt-dep.}}}{M_{\text{alt-dep.}} + M_{\text{üst-dep.}}} = 527.52 \frac{191.09}{130.62 + 191.09} = 313.34
 \end{aligned}
 \left\{
 \begin{aligned}
 V_e &= \frac{M_{\bar{u}} + M_a}{L_{\text{net}}} = \frac{214.18 + 313.34}{3.20_{\text{kat}} - 0.5_{\text{kiriş}}} = 195.38 \text{ kN}
 \end{aligned}
 \right.$$

3.3.7.5- $V_e = (M_a + M_{\bar{u}}) / L_n$ ile hesaplanan kesme kuvveti, V_e , yük katsayıları ile çarpılmış düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan kesme kuvveti V_d 'den daha küçük olmayacak ve ayrıca aşağıda **Denk.(3.7)** ile verilen koşulları sağlayacaktır. **Denk.(3.7)**'deki koşulun sağlanamaması durumunda, kesit boyutları gereği kadar büyütülerek deprem hesabı tekrarlanacaktır.

$$V_e \leq V_r \quad V_e \leq 0.22 A_w f_{cd} \quad (3.7)$$

$$V_e \leq V_r \quad V_e \leq V_r = 0.22 A_w f_{cd} \quad 195.38 \leq 0.22 \cdot 300 \cdot 600 \cdot 0.020 = 792 \text{ kN (DY 3.7)} \quad \text{UYGUN}$$

Denk.(3.3)'ün sağlanmış olmasına karşın **Denk.(3.5)**'teki M_a veya $M_{\bar{u}}$ 'nün hesabı, güvenli tarafta kalmak üzere, aşağıdaki 3.3.7.3'e göre de yapılabilir.

3.3.7.3-Denk.(3.3)'ün sağlanamadığı düğüm noktasına birleşen kolonların uçlarındaki momentler, pekleşmeli kolon taşıma gücü momentleri olarak hesaplanacak ve **Denk.(3.5)**'te M_a ve/veya $M_{\bar{u}}$ olarak kullanılacaktır. Pekleşmeli taşıma gücü momentleri, daha kesin hesap yapılmadığı durumlarda, $M_{pa} \cong 1.4 M_{ra}$ ve $M_{p\bar{u}} \cong 1.4 M_{r\bar{u}}$ olarak alınabilir. M_{pa} ve $M_{p\bar{u}}$ momentlerinin hesabında, depremin yönü ile uyumlu olarak bu momentleri en büyük yapan N_d eksenel kuvvetleri gözönüne alınacaktır.

B-B AKSINDA düğüme birleşen kolonların taşıma gücü momentleri (10.düğüm)

$$\begin{aligned} Y-Y (10-14) \quad M_{r\bar{u}} &\cong \frac{N_d}{2} \left(h - \frac{1.18 N_d}{b f_{cd}} \right) + \frac{A_{st} f_{yd} d''}{2} = 10^{-3} \left(\frac{555.82}{2} \left(600 - \frac{1.18 \cdot 555.82}{300 \cdot 0.020} \right) + \frac{2512_{8\varnothing 20} \cdot 0.365 \cdot 528}{2} \right) = 378.42 \text{ kNm} \\ Y-Y (10-6) \quad M_{ra} &\cong \frac{N_d}{2} \left(h - \frac{1.18 N_d}{b f_{cd}} \right) + \frac{A_{st} f_{yd} d''}{2} = 10^{-3} \left(\frac{1087.03}{2} \left(600 - \frac{1.18 \cdot 1087.03}{300 \cdot 0.020} \right) + \frac{2512_{8\varnothing 20} \cdot 0.365 \cdot 528}{2} \right) = 451.97 \text{ kNm} \\ V_e &= \frac{M_{p\bar{u}} + M_{pa}}{L_{net}} = \frac{[1.4 \cdot 378.42 = 529.79] + [1.4 \cdot 451.97 = 632.76]}{3.20_{kat} - 0.5_{kiriş}} = 430.57 \text{ kN} \end{aligned}$$

TDY“**Denk. (3.3)**’ün sağlanmış olmasına karşın **Denk.(3.5)**’teki M_a veya $M_{\bar{u}}$ ’nün hesabı, güvenli tarafta kalmak üzere, aşağıdaki 3.3.7.3’e göre de yapılabilir.” İfadesinde kesme hesabına esas olacak kolon kesme kuvvetinin,

$$\begin{aligned} V_e &= \frac{M_{\bar{u}} + M_a}{L_{net}} = \frac{527.52}{3.20_{kat} - 0.5_{kiriş}} = 195.38 \text{ kN} \\ V_e &= \frac{M_{p\bar{u}} + M_{pa}}{L_{net}} = \frac{[1.4 \cdot 378.42 = 529.79] + [1.4 \cdot 451.97 = 632.76]}{3.20_{kat} - 0.5_{kiriş}} = 430.57 \text{ kN} \end{aligned}$$

Büyük $V_e = 195.38 \text{ kN}$

alınarak devam edileceğini öngörmektedir. TDY “düşey yükler ile birlikte $R_a = 2$ alınarak Bölüm 2’ye göre depremden hesaplanan kesme kuvvetinin Denk. (3.5) ile hesaplanan

V_e 'den küçük olması durumunda V_e yerine bu kesme kuvveti ($V_d^{R_a=2}$) kullanılacaktır”.

Kriterine göre bu değer aşağıda hesaplanmıştır.

B-B AKSININ DEĞERLERİ							
6-10	M	N	V	10-6	M	N	V
G	-31,07	-353,47	17,16	G	-23,83	-353,47	17,16
Q	-7,62	-84,45	4,2	Q	-5,83	-84,45	4,2
E	-130,74	19,74	100,58·(6/2)=301,74	E	-191,1	19,74	100,58
1,4G+1,6Q	-55,69	-629,98	30,74	1,4G+1,6Q	-42,69	-629,98	30,74 < V _e =195,38 <
G+Q+E	-169,43	-418,18	323,10	G+Q+E	-220,76	-418,18	V _d =121,94 < V _e =195,38 <

$$V_{R=2} = \frac{[130,74 + 191,10] \frac{R = 6_{ilk}}{R = 2_{son}}}{3,2} = 301,74_E + 17,60_G + 4,2_Q = \boxed{323,53 \text{ kN}}$$

$$V_d^{R_a=2} = 323,53 \text{ kN} \boxed{>} V_e = \frac{M_u + M_a}{L_{net}} = \frac{527,52}{3,20_{kat} - 0,5_{kiriş}} = \boxed{195,38 \text{ kN}} \text{ sağlanıyor.}$$

$V_E^{R_a=2}$ DEN DAHA BÜYÜK KESME KUVVETİ ALINMAZ.

$$V_E^{R_a=2} > V_e \quad 323,53 > 195,38 \text{ ise } \boxed{\text{Hesap Kesme Kuvveti } V_e = 195,38 \text{ kN alınır}}$$

$$V_e \leq V_r \quad V_e \leq V_r = 0,22 A_w f_{cd}$$

$$195,38 < 0,22 \cdot 300 \cdot 600 \cdot 0,020 = 792 \text{ kN (DY 3.7)} \{ \text{UYGUN değilse kesit büyütülür} \}$$

TDY 3.3.7.6 – Kolon enine donatısının V_e kesme kuvvetine göre hesabında, betonun kesme dayanımına katkısı, V_c , TS-500'e göre belirlenecektir. Ancak, 3.3.4.1'de tanımlanan kolon sarılma bölgelerindeki enine donatının hesabında, sadece deprem yüklerinden oluşan,

$$V_e^E = \frac{130,62 + 191,09}{[3,2_{katyükseklği} - 0,5_{kirişyükseklği}]_{temiz kolon boyu}} = 119,15 \text{ kN}$$

NOT: 119,15 kN kesme kuvveti tablodan alındığı zaman 100,58 kN büyük olması kolon boyunun 3,2 m değil 2,7 m alınmasından kaynaklanmaktadır. Kesme kuvvetinin,

$$1. \quad V_e \geq 0,5 V_{tablo}^{ER=6} \quad 195,38 \geq 0,5 \cdot 100,58_{tablo}^E = 50,29 \quad \boxed{195,38 > 50,29} \text{ sağlıyor}$$

ve aynı zamanda da,

$$N_d \leq 0,05 A_c f_{ck} \quad 418,18_{tablo} = 0,05 \cdot 300 \cdot 600 \cdot 30 \cdot 10^{-3} = 270 \text{ kN SAĞLAMİYOR} \Rightarrow \boxed{V_c \neq 0}$$

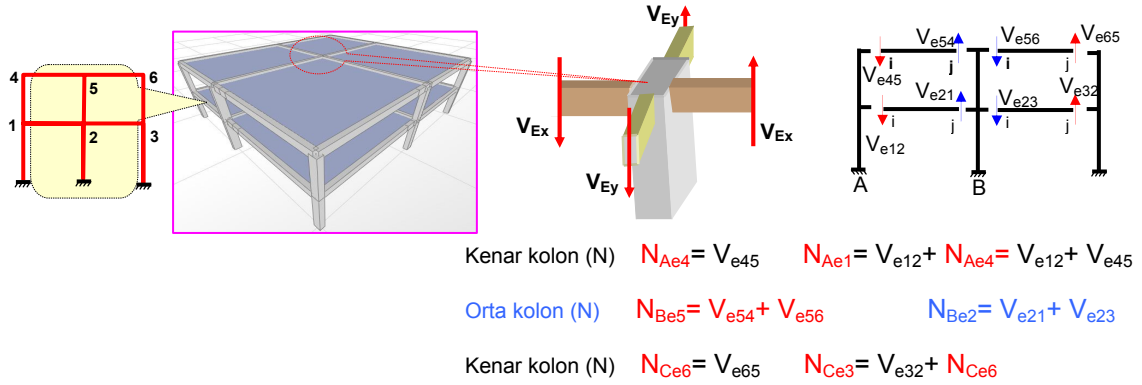
koşulunun sağlanması halinde, betonun kesme dayanımına katkısı $V_c=0$ alınacaktır. $N_d \leq 0.05A_c f_{ck}$ koşulu sağlanmadığı için $V_c \neq 0$ alınır. Yani betonun kesme kuvveti ($V_c=0.8 \cdot V_{cr}$) hesaplara katılacaktır.

5.4. Neden Kolonlarda Plastik Moment Hesabına Gerek Var?

1. Kolonların kirişlerden güçlü olması için kolon taşıma güçlerinin kirişlerin taşıma gücü momentlerinden büyük olması gereğinden,
2. Kolonun kesme kuvveti G, Q ve E'den hesaplanması durumunda küçük değerler olmasından,
3. Plastik mafsallın kirişte olması beklendiğinden,
4. 1. , 2. ve 3. maddelerden kolonun kesmesine esas olacak momentleri hesabı için düğüm kolon momentleri kiriş plastik momentlerinden büyük olması gereğinden,
5. Kirişler boyutlandırılırken,
 - 5.1. Her zaman gereğinden biraz fazla donatı düzenlemesi yapılması
 - 5.2. Diğer açıklıklardan (L/4) ilave donatıların gelmesi
 - 5.3. Kirişlerin boyutlandırılırken gerçekte çift donatılı iken tek donatılı gibi yaklaşık boyutlandırılması nedeniyle donatının fazla olması
 - 5.4. Kirişlerin sarılma bölgelerindeki etriye aralığı hesaplamalar sonucunda 100 mm büyük çıkması halinde max. 100 mm olarak düzenlenmesiyle kiriş taşıma gücünün artırılması
 - 5.5. Yukarıda 5. maddede sayılan etkilerin kiriş taşıma gücünü artırmasından dolayı plastik mafsallın kiriş uçlarında oluşumunu ötelemektedir
6. Kiriş taşıma gücündeki bu artışa karşı kolonlarında güçlü olması için gerekli önlemlerinin alınması için bu hesap yapılmaktadır.

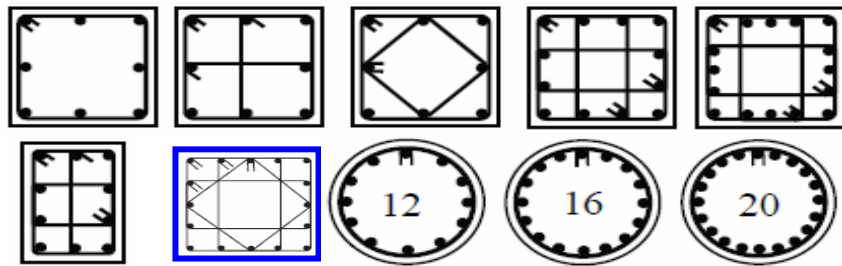
Kat seviyesindeki düşey taşıyıcı elemanlar olan kolon ve perdenin eksenel kuvveti aşağıda şekilde görüldüğü gibi sağdan ve soldan gelen kirişlerin kesme kuvvetleri toplamına eşit olur. Yani kolonların ve perdelerin eksenel kuvvet üst sınırı kolon veya perdeye birleşen kirişlerin kesme kuvvetlerinin toplamına eşit olur. Kirişlerin kesme kuvveti düşey yüklerden ve plastik mafsall momentinden hesaplanır. Bu

kesme kuvvetlerinin depremin ve yapının her yönü ve yukarıdan aşağıya yapılan çözümlerin toplamı olduğu unutulmamalıdır. Şekil 5.12’de açıklandığı gibi kirişin kesmesi (V) kolonun ekseneli (N) olmaktadır.



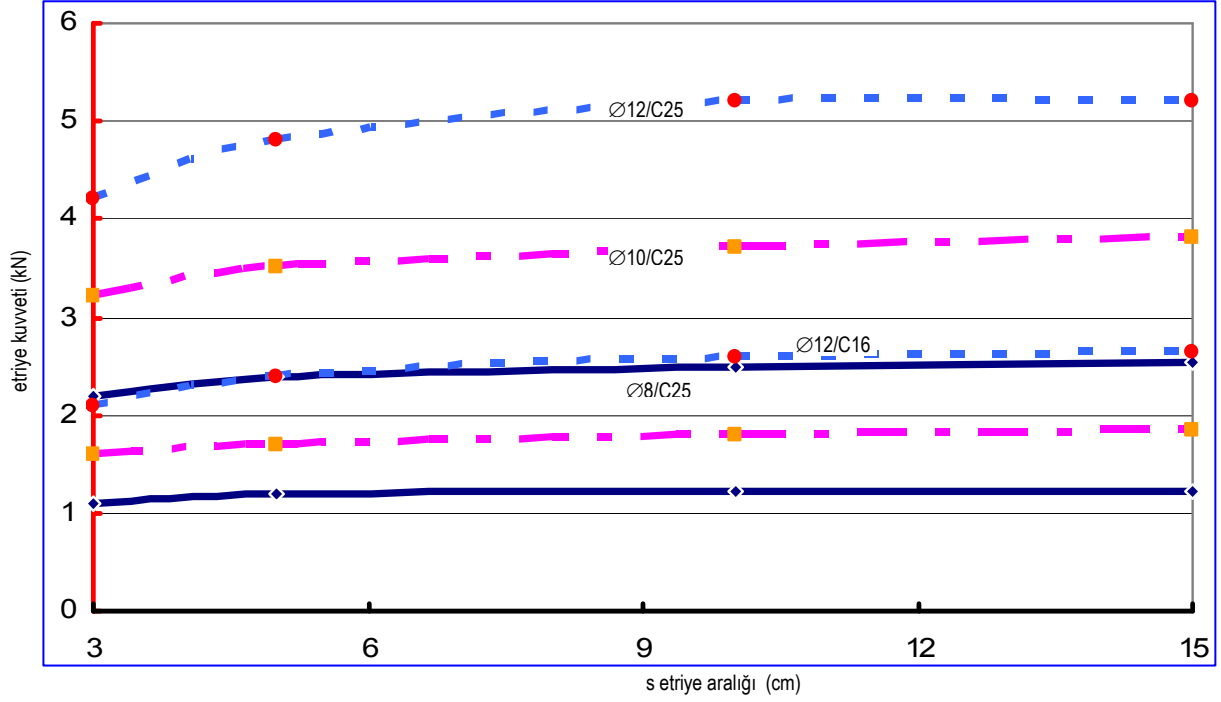
Şekil 5.12. Kolon eksenel yükünün belirlenmesi

Kolonların eksenel kuvvetleri yukarıdan aşağıya doğru birleşen kirişlerin kesme kuvvetlerinin toplamıdır. Deprem yüklemesi altında kirişlerin moment kapasitelerine ulaştığı kabulüne dayanır. Kolonların kirişlere göre eksenel yük kapasitesinin yüksek olmasından ve etriyenin eksenel yük altında kesiti kuşatmasından dolayı dayanıma olan olumlu katkısı yüksektir. Kolonlarda etriyeler arasında kalan betonun eksenel yük taşıma kapasitesi etriye geometrisine yakından bağlıdır. Bu nedenlerden dolayı etriye kollarının serbest açıklığı yönetmeliklerce sınırlandırılmaktadır. Ayrıca boyuna donatıların karşılıklı etriyelerle kanca içine alınması teğet geçen etriyelerden daha etkili olmaktadır (Şekil 5.13). Bu düzenleme tek dikdörtgen etriye yerine daha fazla dikdörtgen etriyelerin kullanılmasının kolon dayanımına olumlu katkı sağlamaktadır (Celep, 2011).



Şekil 5.13. Kolon geometrisi ve etriye düzenleme şekilleri

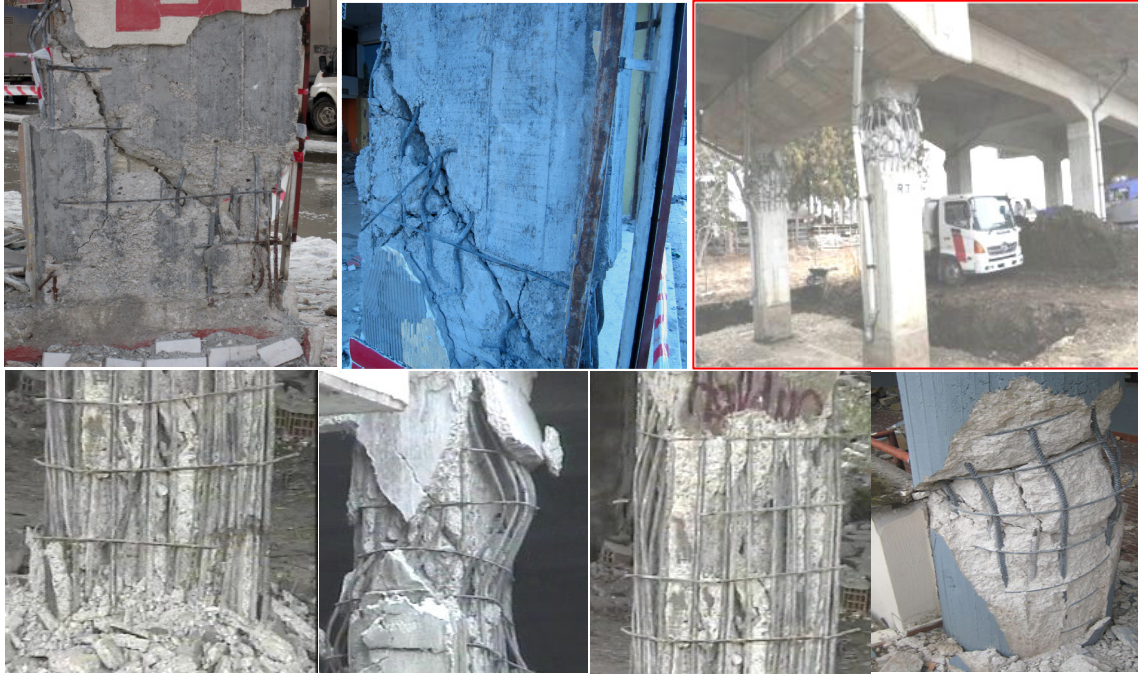
Kolonlarda etriye üzerinde yapılan çalışmalardan etriye aralığının etkisi kadar etriye çapının ve beton sınıfının da büyük etkisi olduğu Şekil 5.14'ün incelenmesinden görülmektedir.



Şekil.5.14. Eksenel yük etkisindeki kolonlarda etriye aralığı etkisi

Kolon, kiriş ve perdelerin sünek eleman sayılabilmesi için kritik eğilme kapasitesi ile uyumlu hesaplanan kesme kuvveti V_e 'nin bilgi düzeyi katsayısı kullanılarak (gerekirse azaltma yapılarak) TS500'e göre hesaplanan V_r kesme kapasitesini aşmaması gerekir. V_e 'nin hesabında pekleşmeli taşıma gücü momenti yerine taşıma gücü momenti kullanılacaktır. Deprem performansı değerlendirilmesinde kolon (TDY 2.4), kiriş (TDY 2.5) ve perdeler (TDY 2.6) için kullanılacak V_e değeri aşağıda tanımlanmıştır.

Niçin kolonlarının kesme güvenliğini kontrol altına alınır? Sorusuna cevap kolonların taşıma gücüne ulaşmasını gevrek kırılma olan kesme etkilerinden değil, taşıma gücüne sünek kırılma olan eğilmeden ulaşmasını için yapılır (Şekil 5.15). Bu durum Şekil 5.15'in incelenmesinden de görülebilir.



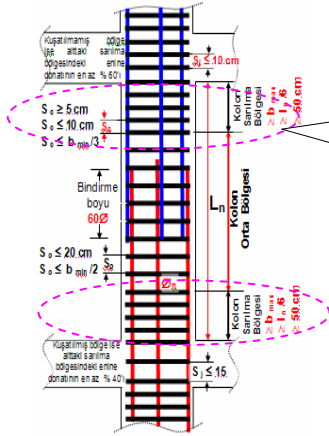
Şekil 5.15. Kolonlarda etriye yetersizliği sonucu oluşan hasar örnekleri

3.3.4. Enine Donatı Koşulları

3.3.7.6'ya göre daha elverişsiz bir durum elde edilmedikçe, kolonlarda kullanılacak minimum enine donatıya ilişkin koşullar, kolon sarılma bölgeleri için 3.3.4.1'de ve kolon orta bölgesi için 3.3.4.2'de verilmiştir (Şekil 3.3). Tüm kolon boyunca, 3.2.8'de tanımlanan özel deprem etriyeleri ve özel deprem çirozları kullanılacaktır.

3.3.4.1 – Her bir kolonun alt ve üst uçlarında özel sarılma bölgeleri oluşturulacaktır (Şekil 5.16). Sarılma bölgelerinin her birinin uzunluğu, döşeme üst kotundan yukarıya doğru veya kolona bağlanan en derin kirişin alt yüzünden başlayarak aşağıya doğru ölçülmek üzere, kolon kesitinin büyük boyutundan (dairesel kesitlerde kolon çapından), kolon serbest yüksekliğinin $1/6$ 'sından ve 500 mm'den az olmayacaktır. Konsol kolonlarda sarılma bölgesi kolon alt ucunda oluşturulacak ve uzunluğu kolon büyük boyutunun 2 katından az olmayacaktır. Sarılma bölgelerinde kullanılacak enine donatıya ilişkin koşullar Şekil 5.16'da verilmiştir. Bu donatılar temelin içinde de, 300 mm' den ve en büyük boyuna donatı çapının 20 katından az olmayan bir yükseklik boyunca devam ettirilecektir. Ancak, çanak temellere

mesnetlenen kolonlarda, sarılma bölgesindeki enine donatı çanak yüksekliği boyunca devam ettirilecektir.



(a) Sarılma bölgelerinde $\varnothing 8$ 'den küçük çaplı enine donatı kullanılmayacaktır. Bu bölgede, boyuna doğrultudaki etriye ve çiroz aralığı en küçük enkesit boyutunun $1/3$ 'ünden ve **100 mm**'den daha fazla, **50 mm**'den daha az olmayacaktır. Etriye kollarının ve/veya çirozların arasındaki yatay uzaklık, a , etriye çapının **20** katından fazla olmayacaktır. Sürekli dairesel spirallerin adımı, göbek çapının $1/5$ 'inden ve **80 mm**'den fazla olmayacaktır.

Şekil 5.16. Kolon etriye sıklaştırma bölgesi

(b) Etriye kolonlarda $N_d > 0.20 A_c f_{ck}$ olması durumunda sarılma bölgelerindeki minimum toplam enine donatı alanı, **Denk.(3.1)**'de verilen koşulların elverişsiz olanını sağlayacak şekilde hesaplanacaktır. Bu hesapta kolonun çekirdek boyutu b_k her iki doğrultu için ayrı ayrı gözönüne alınacaktır (Şekil 3.3).

[$A_{sh} = s$ enine donatı aralığına karşı gelen yükseklik boyunca, kolonda veya perde uç bölgesindeki tüm etriye kollarının ve çirozların enkesit alanı değerlerinin gözönüne alınan b_k 'ya dik doğrultudaki izdüşümlerinin toplamı]

$$\begin{array}{l}
 \text{TDY 3.1} \\
 \left. \begin{array}{l}
 \text{Etriye} \quad \frac{N_{\text{kolon}}}{A_c f_{ck}} > 0.20 \\
 \text{Spiral} \quad \frac{N_{\text{kolon}}}{A_c f_{ck}} > 0.20 \\
 N_{\text{kolon}} \leq 0.20 A_c f_{ck}
 \end{array} \right\} \begin{array}{l}
 \left\{ \begin{array}{l}
 A_{sh} \geq 0.30 s b_k [(A_c / A_{ck}) - 1] (f_{ck} / f_{ywk}) \\
 (A_c / A_{ck}) < 1.25 \Rightarrow A_{sh} \geq 0.075 s b_k (f_{ck} / f_{ywk})
 \end{array} \right\} \text{BÜYÜK olan alınır} \\
 \left\{ \begin{array}{l}
 \rho_s \geq 0.45 [(A_c / A_{ck}) - 1] (f_{ck} / f_{ywk}) \\
 \rho_s \geq 0.12 (f_{ck} / f_{ywk})
 \end{array} \right\} \text{BÜYÜK olan alınır} \\
 \text{yukarıdaki enine donatıların } [2/3] \text{ minimum enine donatı alınır}
 \end{array}
 \end{array}$$

Etriye hesabında yönetmeliğin öngördüğü minimum etriye çapı $\varnothing 8$ olmasına karşın yapılan hesaplarda etriye çapı $\varnothing 10$ alınmıştır. Bunun sebebi,

1. Kolon hasarlarının büyük bir kısmını,
 - 1.1. Etriye aralığının (s_s) özellikle kolonun alt uç bölgesinde büyük olması,
 - 1.2. Etriye çapının yetersiz olması ($\varnothing 20$ 'lik boyuna donatıyı $\varnothing 8$ 'lik etriye ile

kontrol etmek güç gözüküyor)

1.3. Eğilmeye çalışan etriye açıklığının (a) büyük olması

2. Bir etriye içerisinde kalan boyuna donatı sayısının etriye köşelerinde birer tane olmak üzere maksimum 4 tane olması,
3. Etriye çapının belirlenmesinde kolon boyuna donatılarının sayısının da etkili olması,
4. Büyük çaplı donatıların etriye olarak düzenlenmesindeki uygulama (kısmen), deneysel ve yönetmelik kriterlerinin süzgecinde olmak üzere,

sebeplerinden dolayıdır. Etriye geometrisine göre yukarıda verilen bağıntılarla etriye hesabı aşağıdaki şekilde yapılır.

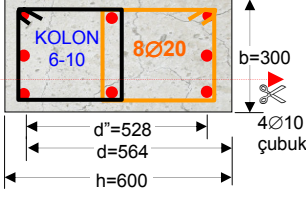
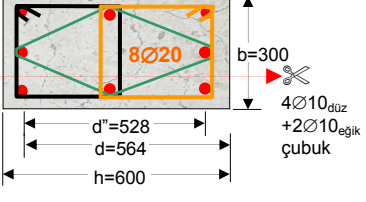
DY-3.3.4.1) göre X-X yönündeki (B-B) enine donatı

$$\left. \begin{aligned} \text{Etriye} \frac{N_{\text{kolon}}}{A_c f_{ck}} &= \frac{1929540}{600 \cdot 300 \cdot 30} = 0.36 > 0.20 \quad (\text{DY3.3.4.1 b}) \quad (B-B+2-2 \text{ aksları toplamı}) \\ A_{sh\text{hesap}} &\geq 0.30 \cdot 100 \cdot 528_{\text{etriyearası}} [((600 \cdot 300)_{\text{brüt}} / (528 \cdot 228_{36\text{mmpas}})) - 1] (30 / 420) = 560.30 \text{ mm}^2 \\ (600 \cdot 300_{\text{brüt}}) / (528 \cdot 228_{\text{pas}}) &= 1.50 > 1.25 \quad A_{sh} \geq 0.075 \cdot 100 \cdot 528 (30 / 420) = 282.86 \text{ mm}^2 \\ \text{Seçilen } \varnothing 10 \text{ ise } A_{sw} &= 78 \text{ mm}^2 \quad A_{sh\text{seçilen}} = 4[78] = 312 \text{ mm}^2 < 560.30 \text{ mm}^2 \text{ UYGUN DEĞİL} \end{aligned} \right\} 132.30 \text{ mm}^2$$

Yapılan hesaplar sonucunda $\varnothing 10/100$ olarak seçilen etriyenin yeterli olmadığı görülmüş ve $\varnothing 10/70$ etriye ve aşağıdaki şekilde yeni bir etriye geometrisi seçilerek etriye hesabı yapılmıştır (Şekil 5.17).

2. ÇÖZÜM DY-3.3.4.1) göre Y-Y yönündeki (B-B) enine donatı

$$\left. \begin{aligned} \text{Etriye} \frac{N_{\text{kolon}}}{A_c f_{ck}} &= \frac{1929540}{600 \cdot 300 \cdot 30} = 0.36 > 0.20 \quad (\text{DY3.3.4.1 b}) \quad (B-B+2-2 \text{ aksları toplamı}) \\ A_{sh\text{hesap}} &\geq 0.30 \cdot \frac{s_e}{70} \cdot 528_{\text{etriyearası}} [((600 \cdot 300)_{\text{brüt}} / (528 \cdot 228_{36\text{mmpas}})) - 1] (30 / 420) = 392.21 \text{ mm}^2 \\ (600 \cdot 300_{\text{brüt}}) / (528 \cdot 228_{\text{pas}}) &= 1.50 > 1.25 \quad A_{sh} \geq 0.075 \cdot 70 \cdot 528 (30 / 420) = 198.02 \text{ mm}^2 \\ \text{Seçilen } \varnothing 10 \text{ ise } A_{sw} &= 78 \text{ mm}^2 \quad \phi = \tan^{-1}([(300 - 2 \cdot 36) / 2] / [(600 - 2 \cdot 36) / 2]) = 23.36^\circ \\ A_{sh\text{seçilen}} &= (4A_{\text{düz}} + 2A_{\text{eğik}}) = [4 \cdot 78 + 2 \cdot (\sin(23.36^\circ) \cdot 78)] = 373.86 \text{ mm}^2 \\ \text{NOT : } A_{sh\text{hesap}} &< A_{sh\text{seçilen}} (392.21 \cong 373.86) \text{ UYGUN} \quad \text{Seçilen etriye } \varnothing 10/70 \end{aligned} \right\} \varnothing 10/70$$

Y-Y yönü etriye hesabı		
	1. çözüm	2. çözüm
Etriye şekli		
Hesap	YETERSİZ	YETERLİ

Şekil 5.17. Y-Y yönü etriye hesabı

Ø12/70 etriye kullanılarak yapın kesme hesabı aşağıda verilmektedir.

2. ÇÖZÜM DY-3.3.4.1) göre Y-Y yönündeki (B-B) enine donatı

$$\text{Etriye} \frac{N_{\text{kolon}}}{A_c f_{ck}} = \frac{1929540}{600 \cdot 300 \cdot 30} = 0.36 > 0.20 \quad (\text{DY3.3.4.1b}) \quad (B-B+2-2 \text{ aksları toplamı})$$

$$A_{sh\text{hesap}} \geq 0.30 \cdot \frac{s_s}{70} \cdot 528_{\text{etriye arası}} \left[\left(\frac{(600 \cdot 300)_{\text{brüt}}}{(528 \cdot 228_{36\text{mm pas}})} - 1 \right) (30 / 420) \right] = 392.21 \text{ mm}^2$$

$$(600 \cdot 300_{\text{brüt}}) / (528 \cdot 228_{\text{pas}}) = 1.50 > 1.25 \quad A_{sh} \geq 0.075 \cdot 70 \cdot 528 (30 / 420) = 198.02 \text{ mm}^2$$

Seçilen Ø12 ise $A_{sw} = 113 \text{ mm}^2$ $\phi = \tan^{-1} \left(\frac{(300 - 2 \cdot 36) / 2}{[(600 - 2 \cdot 36) / 2]} \right) = 23.36^\circ$

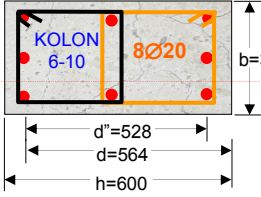
$$A_{sh\text{seçilen}} = (4A_{\text{düz}} + 2A_{\text{eğik}}) = [4 \cdot 113 + 2 \cdot (\sin(23.36^\circ) \cdot 113)] = 541.61 \text{ mm}^2$$

NOT : $A_{sh\text{hesap}} < A_{sh\text{seçilen}} (392.21 < 541.61)$ UYGUN Seçilen etriye Ø10/100

Yukarıda yapılan çözümlemelerden Ø8, Ø10 ve Ø12 uygun olan seçilir. Etriye aralığı ve çapı değişken olmak üzere farklı hesaplar bulmak mümkündür. Yapılan incelemelerden görünen odur ki projelerde bir kolonun etriye hesabı tek çerçeve üzerinde yapılmaktadır. Bu kolonun eksenel yükünün küçük alınacağı anlamına gelmesinden ve eksenel yükün kolon etriye hesabında etkili bir parametre olmasından dolayı uygun bir çözüm değildir. Sadece B-B aksı alınmış olması halinde etriye hesabı aşağıdaki şekilde yapılır.

[(SADECE B-B aksı)] (DY-3.3.4.1) göre Y-Y yönündeki enine donatı

Etriyeli $\frac{N_{kolon}}{A_c f_{ck}} = \frac{629980(B - B_{aksı})}{600 \cdot 300 \cdot 30} = 0.11 < 0.20$ aşağıda hesap edilenin 2 / 3 enine donatı olur (DY3.3.4.1 d)

$$\left. \begin{aligned} A_{shhesap} &\geq 0.30 \cdot \frac{s}{80} \cdot 528_{etriyearası} [((600 \cdot 300)_{brüt} / (528 \cdot 228_{36mmpas})) - 1] (30 / 420) = 448.24 \text{ mm}^2 \\ (600 \cdot 300_{brüt}) / (528 \cdot 228_{pas}) &= 1.50 > 1.25 \quad A_{sh} \geq 0.075 \cdot 80 \cdot 528 (30 / 420) = 226.29 \text{ mm}^2 \\ \text{Seçilen } \varnothing 10 \text{ ise } A_{sw} &= 78 \text{ mm}^2 \\ A_{shseçilen} &= 4[78] = 312 \text{ mm}^2 \\ \text{NOT: } \frac{2}{3} A_{shhesap} &< A_{shseçilen} \left(\frac{2}{3} 448.24 = 298.82 < 312 \right) \text{ UYGUN} \\ \text{Kullanılacak kesme donatısı } [L_{min} \varnothing 10 \text{ ve } s_{max.} &= 80 \text{ mm}] \end{aligned} \right\}$$


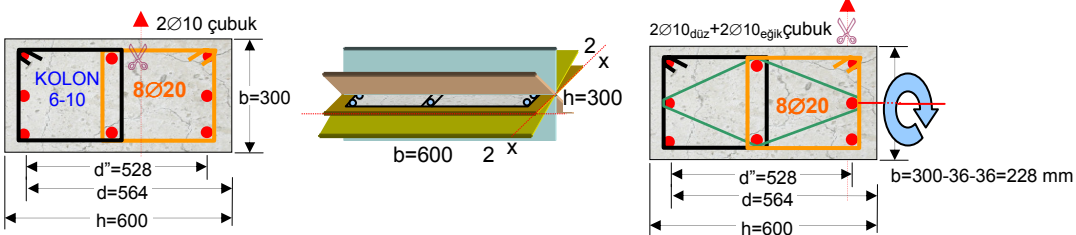
Sadece B-B aksı alınarak yapılan etriye hesabında $\varnothing 10/80$ etriye yeterli olurken hem B-B ve hemde 2-2 aksının alınması durumunda etriye alanı ve geometrisi yeterli olmamaktadır. Kolonlarda etriye ve etriyeninde özellikle kolonların alt ucu sarılma bölgelerinde çok etkili olduğu aşağıdaki hasarların incelenmesinden görülmektedir. Bunun başlıca sebebinin de eklerin birleşim yeri olmasıdır. Çünkü donatı oranı yüksek olmasından dolayı kesit gevrek bir davranış göstermektedir. Aynı kolonun X-X yönünde etriye hesabı Şekil 18'deki gibi yapılır.

(DY-3.3.4.1) göre X-X (2-2 aksı yönünde) yönündeki enine donatı

Etriyeli $\frac{N_{kolon}}{A_c f_{ck}} = \frac{1929540}{600 \cdot 300 \cdot 30} = 0.36 > 0.20$ (DY3.3.4.1 b) $(B - B + 2 - 2 \text{ aksları toplamı})$

$$\left. \begin{aligned} A_{shhesap} &\geq 0.30 \cdot 100 \cdot 228_{etriyearası} [((600 \cdot 300)_{brüt} / (528 \cdot 228_{36mmpas})) - 1] (30 / 420) = 241.95 \text{ mm}^2 \\ (600 \cdot 300_{brüt}) / (528 \cdot 228_{pas}) &= 1.50 > 1.25 \quad A_{sh} \geq 0.075 \cdot 100 \cdot 528 (30 / 420) = 282.86 \text{ mm}^2 \end{aligned} \right\} 132.30 \text{ mm}^2$$

Seçilen $\varnothing 10$ $A_{shseçilen} = 2[78] = 156 \text{ mm}^2$ $A_{shhesap} < A_{shseçilen} (241.95 > 156)$ UYGUN DEĞİL



Şekil 5.18. X-X yönü etriye hesabı

X-X yönünde yapılan etriye hesabı sağlamadığı için etriye geometrisi daha önce yapıldığı gibi seçilerek hesap tekrarlanır.

DY-3.3.4.1) göre X-X yönündeki enine donatı

$$\left. \begin{array}{l} \text{Etriye} \frac{N_{\text{kolon}}}{A_c f_{ck}} = \frac{1929540}{600 \cdot 300 \cdot 30} = 0.36 > 0.20 \quad (\text{DY3.3.4.1b}) \quad (B - B + 2 - 2 \text{ aksları toplamı}) \\ \text{Y-Y} \left\{ \begin{array}{l} A_{\text{shhesap}} \geq 0.30 \cdot 100 \cdot 228_{\text{etriyearası}} [((600 \cdot 300)_{\text{brüt}} / (528 \cdot 228_{36\text{mm pas}})) - 1] (30 / 420) = 241.95 \text{ mm}^2 \\ (600 \cdot 300_{\text{brüt}}) / (528 \cdot 228_{\text{pas}}) = 1.50 > 1.25 \quad A_{\text{sh}} \geq 0.075 \cdot 100 \cdot 528 (30 / 420) = 282.86 \text{ mm}^2 \\ A_{\text{shseçilen}} = (2A_{\text{düz}} + 2A_{\text{eğik}}) = [2 \cdot 78 + 2 \cdot (\cos(23.36^\circ) \cdot 78)] = 299.21 \text{ mm}^2 \end{array} \right\} 132.30 \text{ mm}^2 \\ \text{NOT : } A_{\text{shhesap}} < A_{\text{shseçilen}} (241.95 > 299.21) \text{ UYGUN} \end{array} \right.$$

Ø8'lik etriye kullanılacak olursa etriye aralığı s küçültülür. Deprem yönetmeliğinde sarılma bölgesindeki minimum etriye aralığı 50 mm'dir. Ø8'lik donatı ile bu kolonun etriye hesabının olmayacağı söylenebilir. Yukarıda kolonun hem X ve hem Y yönlerine göre hesaplanan enine donatılardan en büyük etriye alanı ve en küçük etriye aralığı veren değer kullanılır.

TDY 8.1.3 - Eğik Çatlama Dayanımı

Betonarme bir kesitin kesmede çatlama dayanımı, daha kesin hesaba gerek duyulmadığı durumlarda, aşağıdaki denklem kullanılarak hesaplanabilir. Bu denklemde N_d hem çekmede hem de basınçta pozitif alınacaktır. $V_{cr} = 0.65 f_{ctd} b d [1 + \gamma (N_d / A_c)]$ (TS500-8.1) Denklemde, eksenel basınç durumunda $\gamma = 0,07$, eksenel çekme durumunda ise $\gamma = -0,3$ alınacaktır. Güvenilir bir yöntem kullanılarak ve gövde beton kesit alanı temel alınarak hesaplanan eksenel çekme gerilmesi, 0,5MPa dan küçükse, $\gamma = 0$ alınabilir.

TS 500 GÖRE Sıklaştırmalı Bölgesi KESME HESABI

$$\left. \begin{array}{l} \text{X-X} \\ \text{Y-Y} \end{array} \right\} \begin{array}{l} V_{cr} = 0.65 f_{ctd} b d [1 + \gamma (N_d / A_c)] = 0.65 \cdot 1.28 \cdot 300 \cdot 564 [1 + 0.07 (1929540 / (300 \cdot 600))] 10^{-3} = 246.41 \text{ kN} \\ V_c = 0.8 V_{cr} = 0.80 \cdot 246.41 = 197.13 \text{ kN} \\ \text{Etriye (pursantajı) oranı } \rho_{shx} = \frac{A_{sh}}{s b_k} = \frac{[2 \cdot 78 + 2 \cdot (\cos(23.36^\circ) \cdot 78)]_{\varnothing 10}}{100_{\text{etriye aralığı}} \cdot (300_{\text{kolon kenarı}} - 2 \cdot 36_{\text{pas}})} = 0.013 \\ \text{Etriye kesme kuvveti } V_{wx} = \rho_{shx} f_{yd} A_c = 0.013 \cdot 228 \cdot 528 \cdot 365 \cdot 10^{-3} = 571.22 \text{ kN} \\ \text{Etriye (pursantajı) oranı } \rho_{shy} = \frac{A_{sh}}{s b_k} = \frac{[4 \cdot 78 + 2 \cdot (\sin(23.36^\circ) \cdot 78)]}{70_{\text{etriye aralığı}} \cdot (600_{\text{kolon kenarı}} - 2 \cdot 36_{\text{pas}})} = 0.010 \\ \text{Etriye kesme kuvveti } V_{wy} = \rho_{shy} A_c f_{yd} = 0.010 \cdot 300 \cdot 600 \cdot 365 \cdot 10^{-3} = 444.47 \text{ kN} \end{array}$$

5.5. Kolon Kesme Kuvveti Kapasiteleri Hesabı

Kolon kesme kuvveti kapasitesi=Betonun aldığı kesme+Etriye'nin aldığı kesme olarak hesaplanır.

$$V_e = \frac{M_a + M_{\bar{u}}}{L_{net}} \leq \begin{cases} V_{rx} = V_{c_{BETON}} + V_{wx_{ETRIYE}} \\ V_{ry} = V_{c_{BETON}} + V_{wy_{ETRIYE}} \end{cases} \leq V_{max} = 0.22 A_w f_{cd} \quad 3.7$$

$$V_{rx} = V_c + V_{wx} = 197.13 + 571.22 = 768.35 \text{ kN} \quad \boxed{\updownarrow} \quad V_{ry} = V_c + V_{wy} = 197.13 + 444.47 = 641.60 \text{ kN} \quad \boxed{\rightleftarrows}$$

KONTROL $V_{eKOLON} \leq V_{eETRIYE} \leq V_{max} = 0.22 \cdot A_c f_d$ İSE UYGUN

$$\left[V_e = \frac{M_a + M_{\bar{u}}}{L_{net}} = V_e = 195.38 \text{ kN} \right] \leq \begin{cases} V_{rx} = 768.35 \text{ kN} \\ V_{ry} = 641.60 \text{ kN} \end{cases} \leq V_{max} = 0.22 \cdot 300 \cdot 600 \cdot 0.020 = 792 \text{ kN} \quad \text{UYGUN}$$

Dış yüklerden oluşan ve karşılanması gereken kesme kuvveti

ETRIYE+BETONUN TAŞIYABİLECEĞİ KESME KUVVETİ

Mevcut (beton+donatı) kolon kesitinin kesme kuvveti taşıma kapasitesi

SAĞLANMIYOR İSE kesit büyütülmelidir.

Kolon sarılma bölgesinde s etriye aralığı, kolonun maruz kaldığı kesme kuvvetine göre hesaplanır. Yani yukarıdaki çözümlerde yönetmeliğin verdiği maksimum olması gereken etriye aralığı kullanılarak kolonun kesme kuvvetini karşılayabilecek etriye çapı tespit edildi. Aşağıdaki çözümde ise kolona gelen kesme kuvvetini yine TDY'nin belirlediği minimum donatı çapını kullanarak etriye aralığını kaç alırsak bu kesme kuvvetini emniyetli bir şekilde taşıyabiliriz sorusuna cevap açıklanmıştır.

SDY kolonların orta bölgesinde düzenlenecek olan etriye TDY sınır değerleri aşağıdaki şekil üzerinde verilmiştir (Şekil 5.19). Hiçbir zaman bu değerlerden daha küçük etriye çapı ve daha büyük etriye aralığında olmamalıdır. Özellikle kolon boyuna donatılarının birleşiminin kolon orta bölgesinde olması durumunda kolon orta bölge etriye kriterleri daha da önem kazanmaktadır. Çünkü etriyelerin kontrol edeceği boyuna donatı sayısı diğer birleşimlere göre iki katına çıkmaktadır.

SIKLAŞTIRMA BÖLGESİ etriye aralığı yeterlilik kontrolü

Etriye ortasından etriye ortasına (b_{et-et})

1. Y-Y yönü

$$b_{et-et} = 600 - 2 \cdot (36 - 10_{et} - 20_{boyuna} / 2 + 10 / 2_{et}) = 558 \text{ mm}$$

$$s_s = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot d}{V_e - V_c} = \frac{[4.78 + 2 \cdot (\sin(23.36^\circ) \cdot 78)] \cdot 365 \cdot 564}{(323.53 - 197.13) 10^{-3}} = 608.88 \text{ mm}$$

DY-3.3.4.1) göre Y-Y yönündeki enine donatı

Gereken $608 \text{ mm} > 70 \text{ mm}$
UYGUN

2. Etriye

Y-Y yönü

$$P = 0.30 b_{et} [(A_c / A_{ck}) - 1] (f_{ck} / f_{ywk})$$

$$A_{sh} / s_s \geq P = 0.30 \cdot 558 [((600 - 300)_{brüt} / (528 - 228_{36 \text{ mm pas}})) - 1] (30 / 420) = 5.92$$

$$R = 0.075 \cdot b_k \cdot (f_{ck} / f_{ywk}) = 0.075 \cdot 558 \cdot (30 / 420) = 2.99 \quad P > R \Rightarrow P$$

$A_{sh} / s_s = \frac{373.86}{5.92_P} = 63.15 \text{ mm}$ az sağlıyor?

X-X yönü

$$P = 0.30 b_{et} [(A_c / A_{ck}) - 1] (f_{ck} / f_{ywk})$$

$$A_{sh} / s_s \geq P = 0.30 \cdot 258 [((600 - 300)_{brüt} / (528 - 228_{36 \text{ mm pas}})) - 1] (30 / 420) = 2.73$$

$$R = 0.075 \cdot b_k \cdot (f_{ck} / f_{ywk}) = 0.075 \cdot 258 \cdot (30 / 420) = 1.38 \quad P > R \Rightarrow P$$

$A_{sh} / s_s = \frac{299.21}{2.73_P} = 109 \text{ mm}$ sağlıyor

DY-3.3.4.1) göre Y-Y yönündeki enine donatı

3. toplam etriye aralığı bakımından

s aralığı bakımından

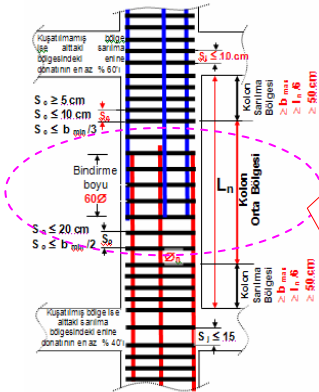
$$s_s \leq \begin{cases} 1. h/3 \text{ veya } b/3 \rightarrow 300/3 = 100 \text{ mm} \\ 2. 100 \text{ mm} \end{cases}$$

SEÇİLEN 70 mm UYGUN

$A_{sw} \geq 0.3 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} b$

$$s_s \geq \frac{373.86}{70} \geq 0.3 \frac{1.28 \cdot 300}{365}$$

$5.34 \geq 0.32$ UYGUN



3.3.4.2-Kolon orta bölgesi, kolonun alt ve üst uçlarında tanımlanan sarılma bölgeleri arasında kalan bölgedir (**Şekil 3.3**). Kolon orta bölgesinde $\varnothing 8$ 'den küçük çaplı enine donatı kullanılmayacaktır. Kolon boyunca etriye, çiroz veya spiral aralığı, en küçük enkesit boyutunun yarısından ve **200 mm**'den daha fazla olmayacaktır. Etriye kollarının ve/veya çirozların arasındaki yatay uzaklık, **a**, etriye çapının **25** katından daha fazla olmayacaktır.

Şekil 5.19. Kolon orta bölgesi etriye kriterleri

Etriye aralığının yeterli olmaması sonucu kolonda kesme hasarı geri dönüşü olmayan yani güçlendirilmesi mümkün olmayan hasarlar olduğu için tüm deprem yönetmelikleri etriye hesabını ayrıntılı olarak dikkate almaktadır. Bir kolonda boyuna donatı hesaplandıktan sonra yapılan genelde donatı oranının kontrolüdür. Bu kontrol sağladıktan sonra başka kontrole gerek duyulmamasına karşın kesme donatısında durum böyle değildir. Kesme donatısının oranı, aralığı ve bu durumdaki kesme donatısı ile kolonun kırılma türü gibi kontroller yapılmaktadır. Bu nedenlerden dolayı aşağıda kolon orta bölgesi için yapılan etriye aralığı yeterlilik kontrolü aşağıdaki şekilde yapılır.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Y-Y yönü} \left\{ \begin{array}{l} b_{et-et} = 600 - 2 \cdot (36 - 10_{et} - 20_{boyuna} / 2 + 10 / 2_{et}) = 558 \text{ mm} \\ s_o = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot d}{V_e - V_c} = \frac{[4.78 + 2 \cdot (\sin(23.36^\circ) \cdot 78)] \cdot 365 \cdot 564}{(323.53 - 197.13) \cdot 10^{-3}} = 602.88 \text{ mm} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \text{DY (200 mm)}_{\max} \\ \text{Seçildiği için UYGUN} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

DY-3.3.4.1) göre Y-Y yönündeki enine donatı

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{s aralığı bakımından} \left\{ \begin{array}{l} 1. b/2 \rightarrow 300/2 = 150 \text{ mm} \\ 2. 12 \phi_{\min} (12 \cdot 20 = 240 \text{ mm}) \\ 3. 200 \text{ mm} \end{array} \right\} + \left\{ \begin{array}{l} \text{toplam etriye aralığı bakımından} \\ \frac{A_{sw}}{s_o} \geq 0.3 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} b \\ \frac{373.86}{200} \geq 0.3 \frac{1.28}{365} 300 \\ 1.87 \geq 0.32 \text{ UYGUN} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

SEÇİLEN 70 mm UYGUN

Betonarme yapı elemanlarında istenmeyen kırılma türü ani olan ve önlem almaya vakit vermeyen kesme kırılmasıdır. Bunu önlemenin yolunda yeterli ve uygun etriye uygulamasıdır. Etriyenin yeterli olmamasının hasarları görülmektedir (Şekil 5.20).

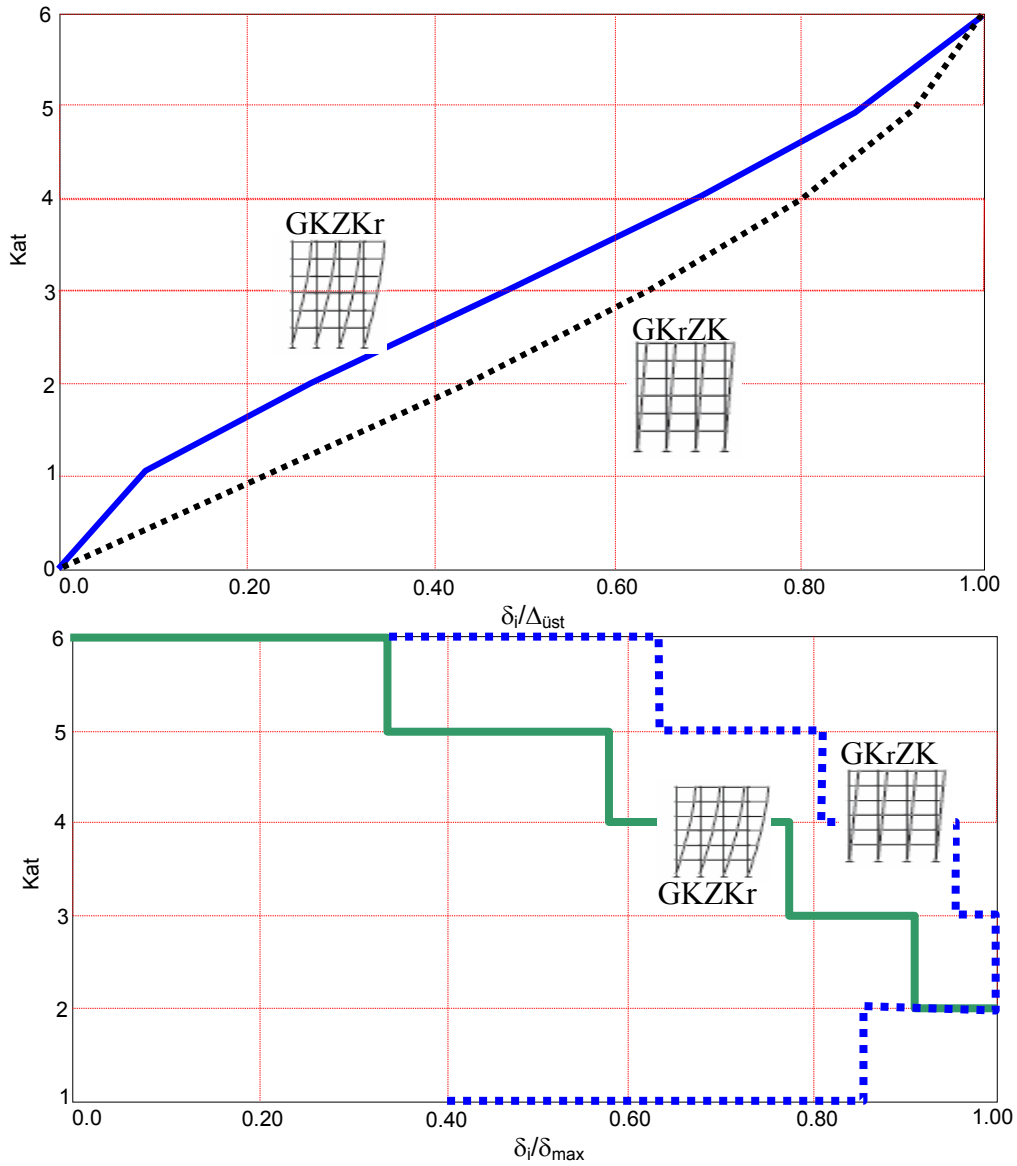


Şekil 5.20. Kolon etriye düzenlemesi

BÖLÜM 6

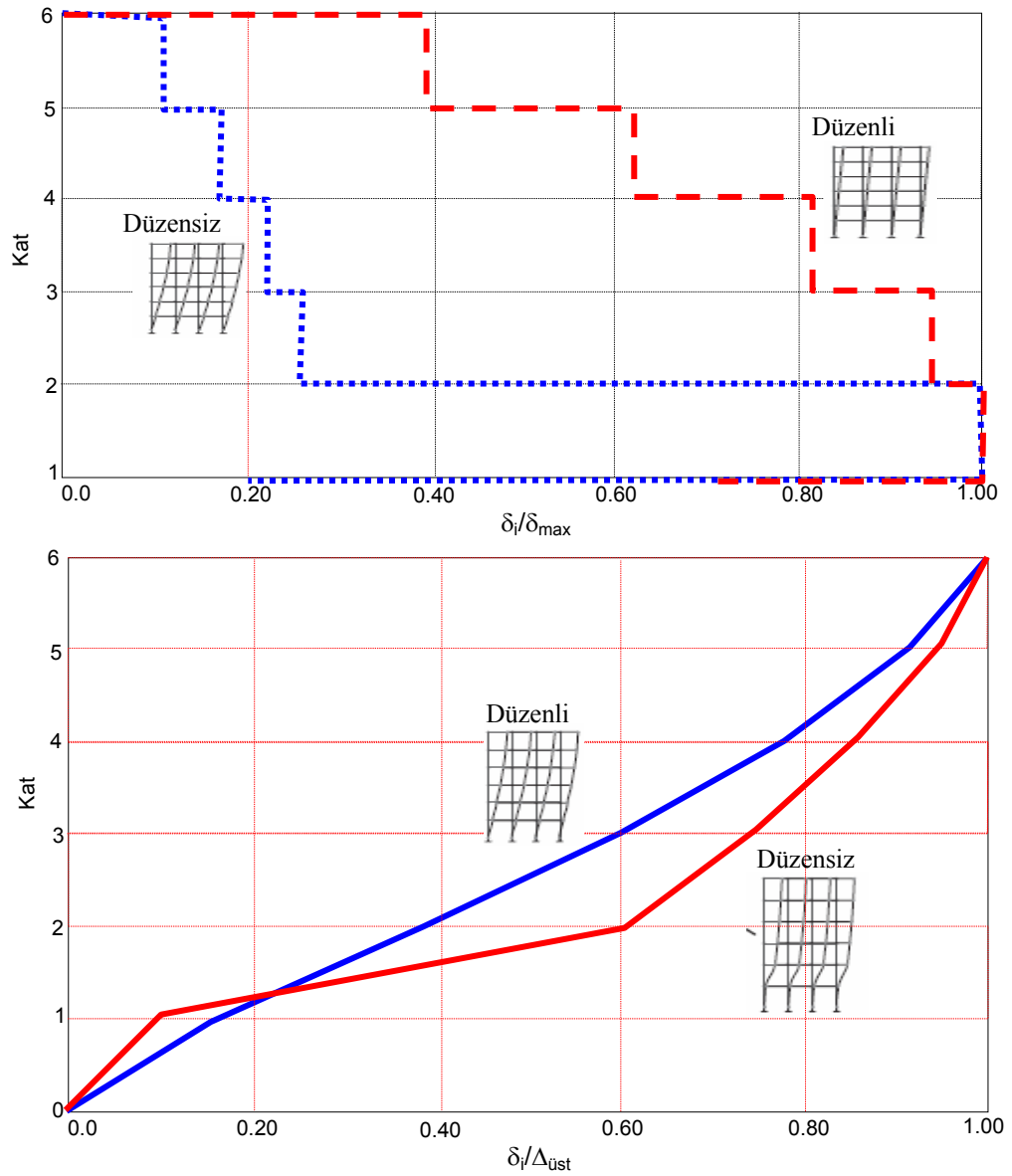
ÇOK KATLI YAPILARDA GÜÇLÜ KOLON ZAYIF KİRİŞ UYGULAMALARI

Güçlü kolon zayıf kiriş (GKZKr) ve güçlü kiriş zayıf kolon (GKrZK) çerçevelerinin yatay defomasyon dağılımları Şekil 6.1’de verilmiştir. Değerler boyutsuz olacak şekilde ifade edilmiştir. GKrZK çerçevesindeki yatay kayma, genellikle GKZKr çerçevesindekilerden daha büyüktür, özellikle üst katlarda.



Şekil 6.1. GKZKr ve GKrZK durumları için şekil değiştirmeler

Rijitliklerdeki ani değişimler gibi düzensizlikler, şekil değiştirme talebi yığılmaları oluşturabilir . Şekil 2.20, düzenli ve düzensiz MRF'lerin (moment aktaran çerçeve) tepkisini göstermektedir. Düzenli MRF tüm katlarda aynı kesitte kiriş ve kolonlara sahipken, düzensiz MRF' in 2. kat kolon kesitlerinde ani bir değişim vardır. Yükseklik boyunca kolon rijitliklerindeki kayda değer değişim, düzensiz çerçevede yumuşak kat oluşumuna sebep olur. Şekil 2.20'de görüldüğü üzere, ikinci katta büyük kaymalar gözlenmiştir (Elnashai and Sarno, 2008).



Şekil 6.2. Düzenli ve düzensiz durumları için şekil değiştirmeler

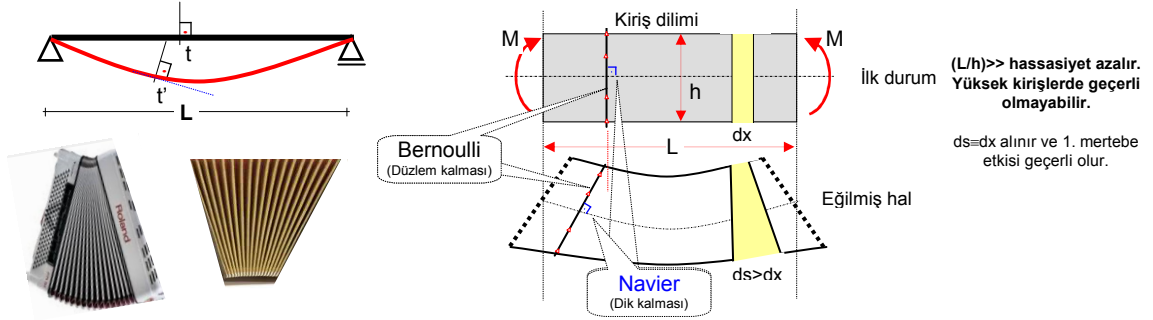
Yukarıdaki örnekler, yatay kuvvetlere maruz kalan çerçeveli sistemlerde, rijitlik dağılımının, yük ve şekil değiştirme dağılımlarının üzerindeki etkisini vurgulamaktadır. Çerçeveler perdeler ile birlikte kombine kullanıldığında, perdeler alt ve orta katlarda, deprem kaynaklı yatay kuvvetlerin çoğunu rijitliklerinin büyük olmasından dolayı üzerlerine çekerler. Çerçeveli perdeli sistemlerde düşey yükler, düşey taşıyıcıların alanlara göre dağılır. Yatay deprem ivmelenmesi, yapının ağırlık merkezine etkiyen iç kuvvetler oluşturur. Karşı kuvvet ise yapının rijitlik merkezinin tepkisi ile oluşur. Bu kuvvet ise yatay kuvvet taşıyan sistemlerde rijitlik merkezine etki eder. Kütle merkezi ile rijitlik merkezi çakışabilir veya çakışmayabilir. Ancak istenen ve dayanıma katkıda bulunan durum çakışma durumudur. Eğer kütle merkezi ile rijitlik merkezi arasında bir mesafe farkı (eksantrisite, e) var ise, burulma etkileri oluşur. Burulma etkisi yapının deprem hesap yönteminin statik ve/veya dinamik yapılmasında etkili olur. Burulma kuvvetleri diğer düşey ve yatay yüklere göre etkileri özellikle deprem esnasında belirlenmez veya etkisi deprem davranışına göre oldukça değişken olur. Bu sebeple yönetmelikler yapıda eksantrisite olmasa daha minim bir değerin alınmasını göngörürler.

Depremler yapıların elastik eşiğini asacak şekilde farklı yönlerde defomasyona sebep olabilecek, değişik genliklerde dinamik yükler oluştururlar. Yük yönü değişiklikleri aynı zamanda rijitlik azalmasına ve titreşim periyodunun inelastik aralığa geçmesine sebep olabilir. Mwafy ve Elnashai (Mwafy-Elnashai 2001) tarafından betonarme yapıların sismik tepkisi üzerine yapılan geniş kapsamlı çalışma, inelastikliğin yapıya yayılması, titreşimin hakim periyodunun dikkate değer biçimde uzamasına sebep olan rijitlik kaybına yol açmaktadır.

6.1. Hiperstatik sistemlerin çözümünde yapılan kabuller

Hiperstatik sistemlerin şekil değiştirme (açı) ve kuvvete dayalı (kuvvet) çözümlerinin el ile yapılmasında bazı kabuller yapılması gerekir. Aksi halde çözüm uzun ve denklem sayısı fazla olacağından çözüme ulaşmak pek mümkün olmaz. Bu kabuller aşağıda maddeler halinde açıklanmıştır (Doğan 2001).

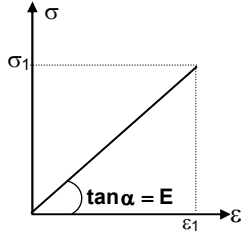
1. **BERNOULLİ** (1705) hipotezi ($h \ll L$) geçerlidir. $L \leq h$ ise geçersizdir. Eğilmeden önce düzlem olan kesitler eğilmeden de sonra düzlem kalırlar prensibi geçerlidir.



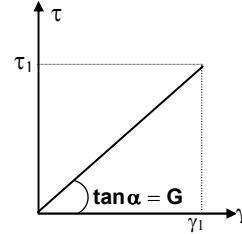
Şekil 6.3. Kirişlerde eğilmeden önce ve sonraki şekil değiştirme durumu

2. Bazı elastik cisimlerin belirli yük sınırları altında gerilme-şekil değiştirme bağıntıları lineer olarak değiştiğini belirten **HOOKE** kanunları geçerlidir (Robert Hooke, 1660).

Normal gerilme hali $\epsilon_1 = \frac{\sigma_1}{E}$

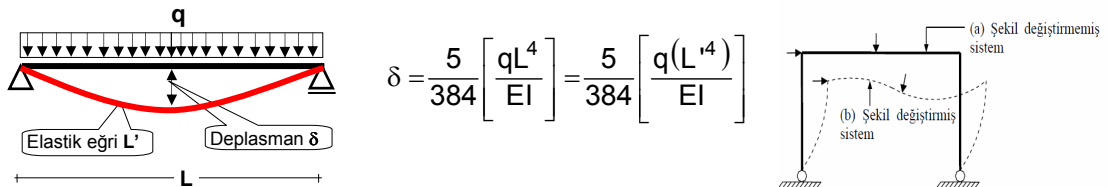


Kayma gerilmesi $\tau_1 = G \gamma_1$



Şekil 6.4. Gerilme birim şekil değiştirme ilişkisi

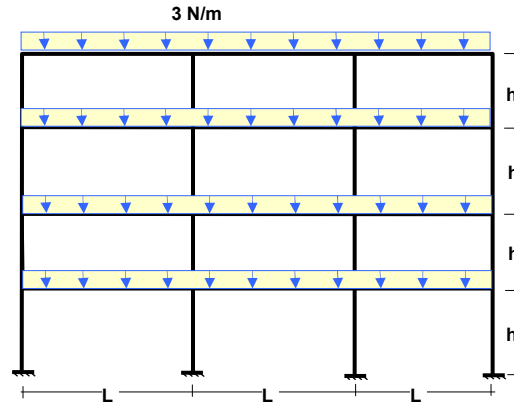
3. Elemanların boyca uzama-kısalma durumlarının hesaba katılmadığı birinci mertebe teorisi geçerlidir. Yani şekil değiştirmeler elemanın boyutları yanında oldukça küçükse denge denklemlerinde şekil değiştirmemiş boyutlar kullanılır. İkinci mertebe teorisi kullanılmamaktadır.



Bu elemanda yazılacak denge denklemlerin kiriş açıklığı şekil değiştirmeden sonraki L' olmasına karşın L açıklığı kullanılmasıdır.

4. Yukarıda verilen 2. ve 3. maddelerin geçerli olması halinde süperpozisyon kuralları geçerlidir. Bir sistemin bir noktasındaki kesit tesirleri ve şekil değiştirmeler sistem üzerindeki yüklerin her biri için bulunan değerlerin işaretleri ile toplamına eşittir.

Yukarıda yapılan kabullere göre açıklıkları (4 m) ve kat yüksekliği (3 m) eşit olan bir 4 katlı çerçeve alınarak SAP2000 ile çözümü yapılmıştır (Şekil 6.5) (SAP200).

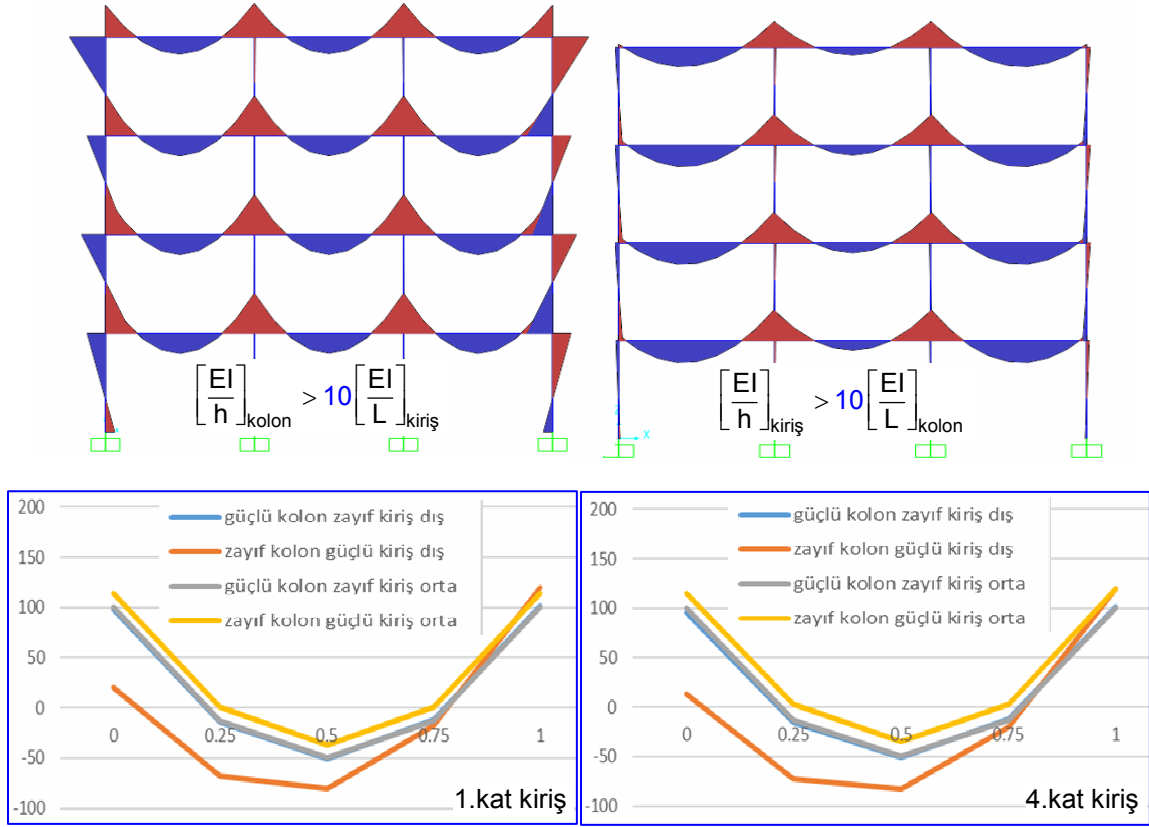


Şekil 6.5. Çözüm için örnek çerçeve

Bu çerçevenin çözümü, $[EI/h]_{\text{kolon}} > 10[EI/L]_{\text{kiriş}}$ ve $[EI/h]_{\text{kiriş}} > 10[EI/L]_{\text{kolon}}$ durumları için,

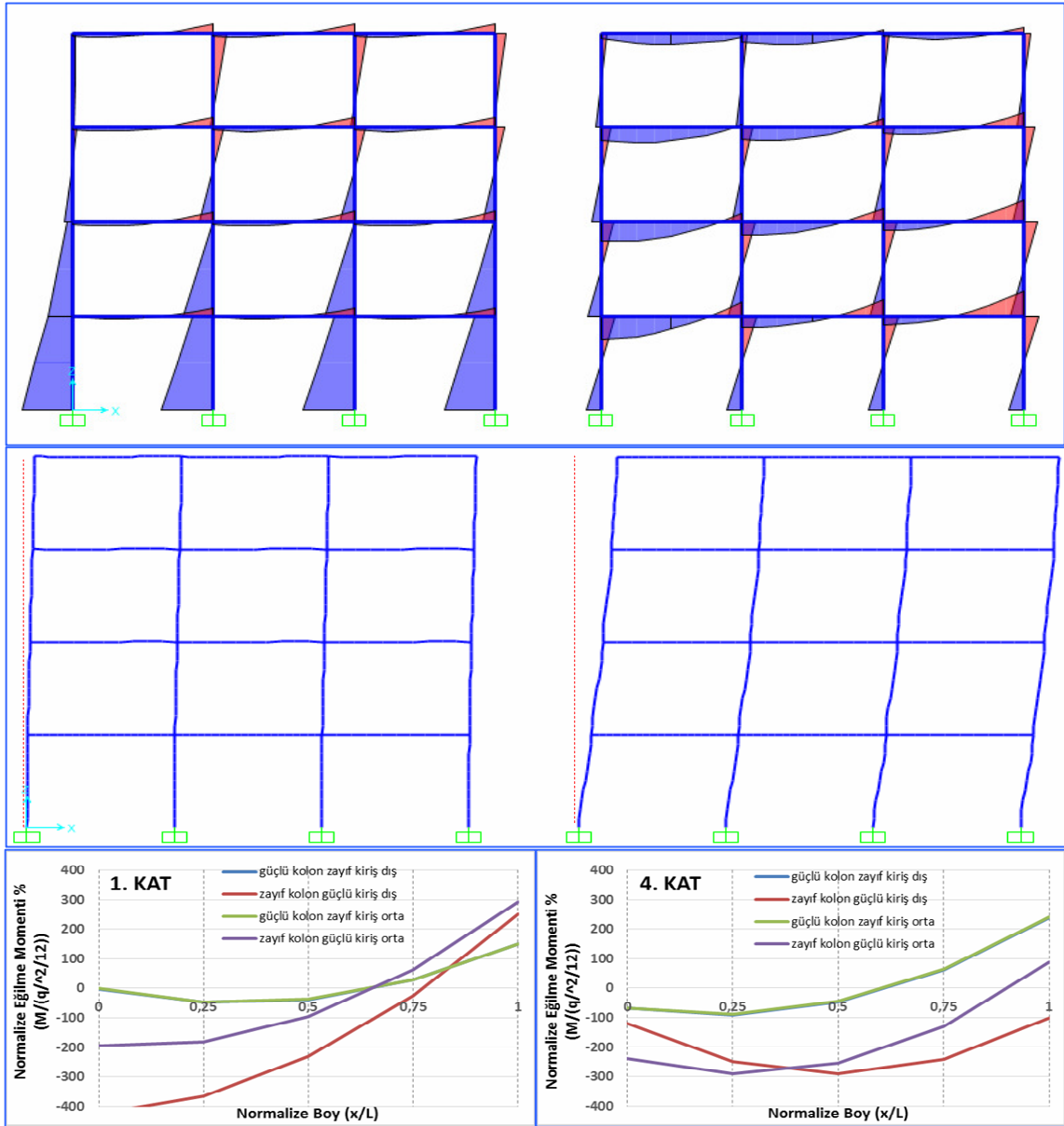
1. Klasik el çözümü yukarıda yapılan kabullere göre düşey yük için moment değerleri,
2. Yukarıda yapılan kabullere uyulmadan (kesme, ikinci mertebe etkileri dahil),
 - 2.1. Düşey yük durumuna ait moment değerleri,
 - 2.2. Yatay yük durumuna ait moment değerleri,
 - 2.3. Hem yatay hem düşey yük durumuna ait moment değerleri,

hesaplanarak sonuçlar karşılaştırılmıştır. İç ve kenar kirişlerin her kolon ve kiriş rijitliklerine göre değişimi grafik olarak yapılmaktadır (Şekil 6.6).



Şekil 6.6. EL hesabı (kesme ve boy değişimi ihmal) kirişlerin moment değişimi

Yukarıda yapılan karşılaştırma sonucunda kolonların güçlü olması durumunda rijitlik gereği moment değerleri aşağıdan yukarıya doğru artış göstermektedir. Kolonun zayıf olması halinde ise kolon moment değişimi oldukça az olmaktadır. Kolonların güçlü olması halinde kiriş mesnet momentleri aşağıdan yukarı doğru azalırken kolonların zayıf olması durumunda özellikle kenar mesnet momentleri çok küçük değerler alırken orta mesnetlerde değişim küçük olmaktadır. Kesme etkisi ve boy değişimi hesaplarda dikkate alınmamasından dolayı sistemin kolon ve kiriş momentlerinde değişimler olmaktadır. Düşey yükler ve deprem yüklerin birlikte etkimesi durumu için yapılan çözümler sonucunda bulunan moment ve şekil değiştirmeler (Şekil 6.7) verilmiştir.



Şekil 6.7. GKZKr ve GKrZK durumlarının yatay ve düşey yükler için çözüm

Düşey yükler ve deprem yüklerin birlikte etkimesi durumu için yapılan çözümler sonucunda güçlü kolon zayıf kiriş (GKZKr) ve güçlü kiriş zayıf kolon (GKrZK) durumları için yapılan çözümler sonucunda GKrZK,

1. GKrZK durumu için kiriş momentleri GKZKr durumu için kiriş momentlerine göre daha büyük, örneğin kirişin 2 m lik kısmında GKrZK durumu için kiriş momenti 92.81 iken GKZKr durumu için kiriş momenti 15.28 olamakta

2. GKrZK durumu için kiriş momenti GKZKr durumu kiriş momentlerinden büyük olmakta,
3. GKZKr durumu için kolon momenti GKrZK durumu kolon momentlerinden büyük olmakta,
4. GKrZK durumu için kiriş momenti alt kattan üst kata gittikçe azalmakta,
5. GKrZK durumu için kiriş mesnet momentleri,

Alt kattan üst kata giderek artmakta,

Deprem yükü uygulanan noktadan diğer uca doğru artmakta,

Kolon üst uç momentleri alt kattan üst kata doğru azalmakta,

Kolon üst uç momentleri deprem yükü uygulanan noktadan diğer uca doğru artmakta,

Bu durumda kirişler çok az şekil değiştirmeye uğramaktadır,

6. GKZKr durumu kiriş momentleri alt kattan üst kata gittikçe büyük bir değişim göstermez iken kiriş mesnet momentleri artmaktadır,

7. GKZKr durumu kolon momentleri,

7.1. Alt uç momentleri üst katlara doğru azalmakta

7.2. Üst uç momentleri alt kattan üst kata doğru gittikçe işaret değiştirmekte,

7.3. Kolon momentleri deprem yükü uygulanan noktadan diğer uca daha çok işaret değiştirmekte,

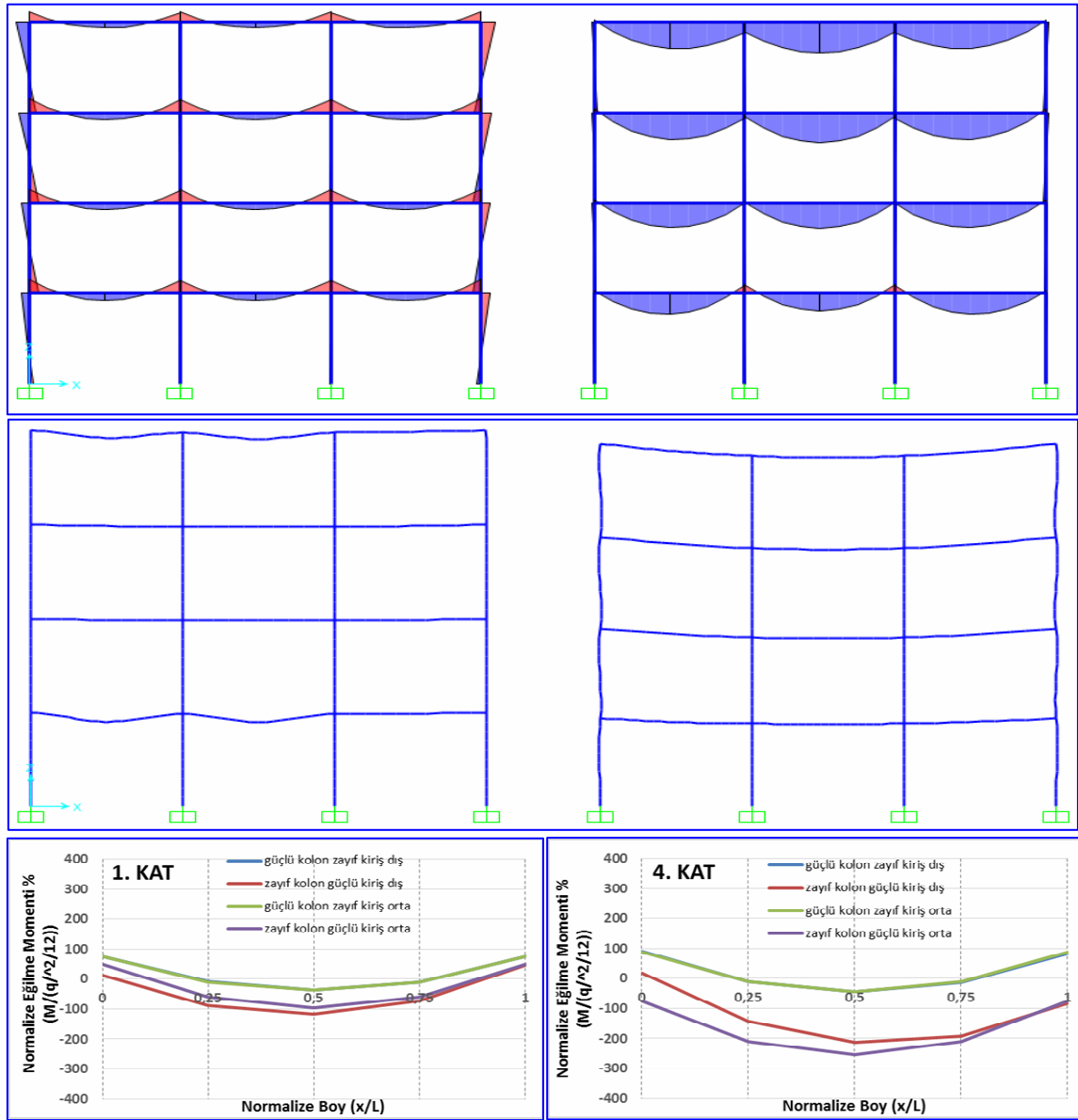
7.4. Deprem yükü uygulanan nokta kolon alt ve üst uç momentleri yaklaşık sıfır olmaktadır,

7.5. Üst katlarda kolon rijitliğinin etkisi azalmakta

1. kat	0 m	1 m	2 m	3 m	4 m
GKZKr dış	0,78	19,28	15,28	-11,22	-60,22
GKrZK dış	170,28	146,04	92,81	10,59	-100,64
GKZKr orta	0,59	19,07	15,06	-11,46	-60,48
GKrZK orta	78,39	72,94	38,49	-24,95	-117,39
4.kat	0 m	1 m	2 m	3 m	4 m
GKZKr dış	18,14	23,97	12,30	-16,86	-63,53
GKrZK dış	32,15	66,81	77,47	64,14	26,81
GKZKr orta	17,89	23,59	11,79	-17,51	-64,31
GKrZK orta	63,57	77,89	68,21	34,54	-23,14

8. GKZKr yatay şekil değiştirtmesi GKrZK yatay şekik değiştirtmesinin yaklaşık 5-6 katı olmakta,

olup kirişlerin açıklık moment değerleri aşağıdaki tabloda verilmiştir. Sadece düşey yüklerin etkimesi halinde moment değerleri, şekil değiştirme ve kiriş moment değerleri çözümler sonucunda aşağıda gibi bulunur (Şekil 6.8) .



Şekil 6.8. GKZKr ve GKrZK durumlarının düşey yükler için çözüm

Çerçevelerde sadece düşey yükün bulunması durumu sistemi enaz şekil değiştirmeye zorlayan yükleme durumudur. Çünkü betonarme kolonların aksel yük ve kirişlerin eğilme kapasiteleri diğer yüklemelerde ortaya çıkan şekil değiştirmelere göre oldukça yüksektir.

GKZK_r durumunda,

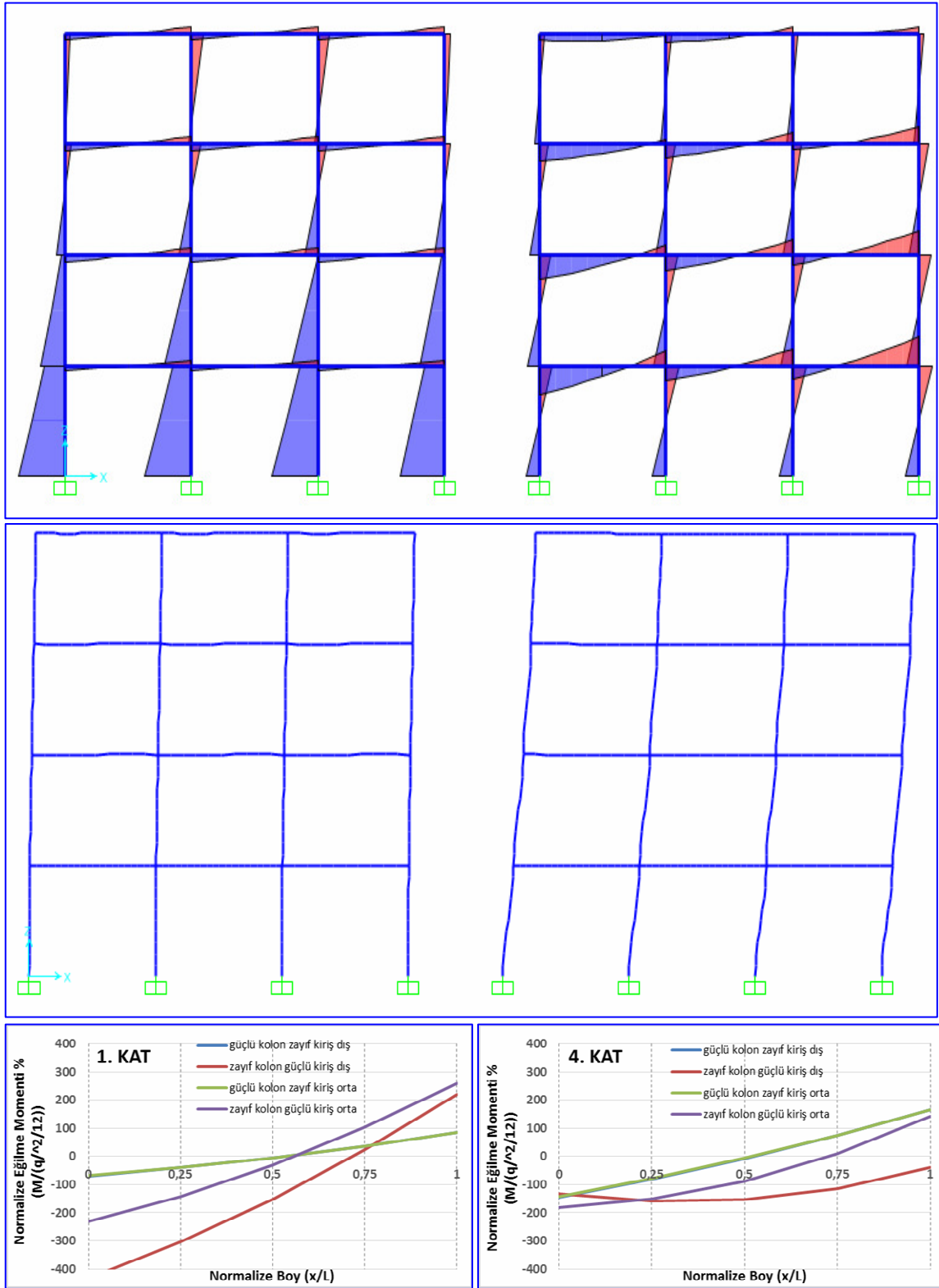
1. Kolon momentleri rijitliklerinin büyük olmasından dolayı GK_rZK durumuna göre daha büyük tersi durumda ise kolon moment değerleri daha küçük olmakta,
2. Kirişlerin açıklık momentleri mesnet momentlerine göre daha küçük ve katlar arasında değişim kiriş grafiğinde görüldüğü gibi farklı,
3. İç düğümlerde sadece kiriş mesnetlerinde moment bulunmakta,
4. İç kolonlarda moment değerleri kenar kolonlara göre oldukça küçük,

GK_rZK durumunda,

5. Çerçevenin düşey deplasmanı üst katlarda ve orta kolonlarda daha fazla,
6. Kirişlerin deplasmanları kolonlardan dolayı kenarla küçük orta kısımlarda daha büyük,
7. Kiriş açıklık momentleri yukarı gittikçe artmakta ve mesnet momentleri azalmakta,
8. kenar kirişlerde mesnet moment çok küçük değerlerde bulunmakta,

Bu karşılaştırma kriterlerini artırmak mümkündür.

Sadece yatay yüklerin etkimesi halinde moment değerleri, şekil değiştirme ve kiriş moment değerleri çözümler sonucunda (Şekil 6.9) gibi bulunur.



Şekil 6.9. GKZKr ve GKrZK durumlarının yatay yükler için çözüm

Çerçevelerde sadece yatay yüklerin bulunması durumu sistemi diğer düşey yükleme duruna göre daha çok şekil değiştirmeye zorlayan yükleme durumudur. Çünkü betonarme kolonların aksenal yük ve kirişlerin eğilme kapasiteleri bu yatay yükler altında iyi değildir. Çünkü kolon düşey yük taşımaya uygun tasarlanırken yatay yönde rijitliğinin zayıf olmasından dolayı şekil değiştirmesi artmaktadır. Tüm yapı sistemlerinde temel problem yatay yükleri düşüyen elemanlarla taşımak olmuş ve olmaya devam etmektedir. Yatay yükü yatay, düşey yükü düşey elemanlar taşısa problem basitleşecek.

GKZKr durumunda,

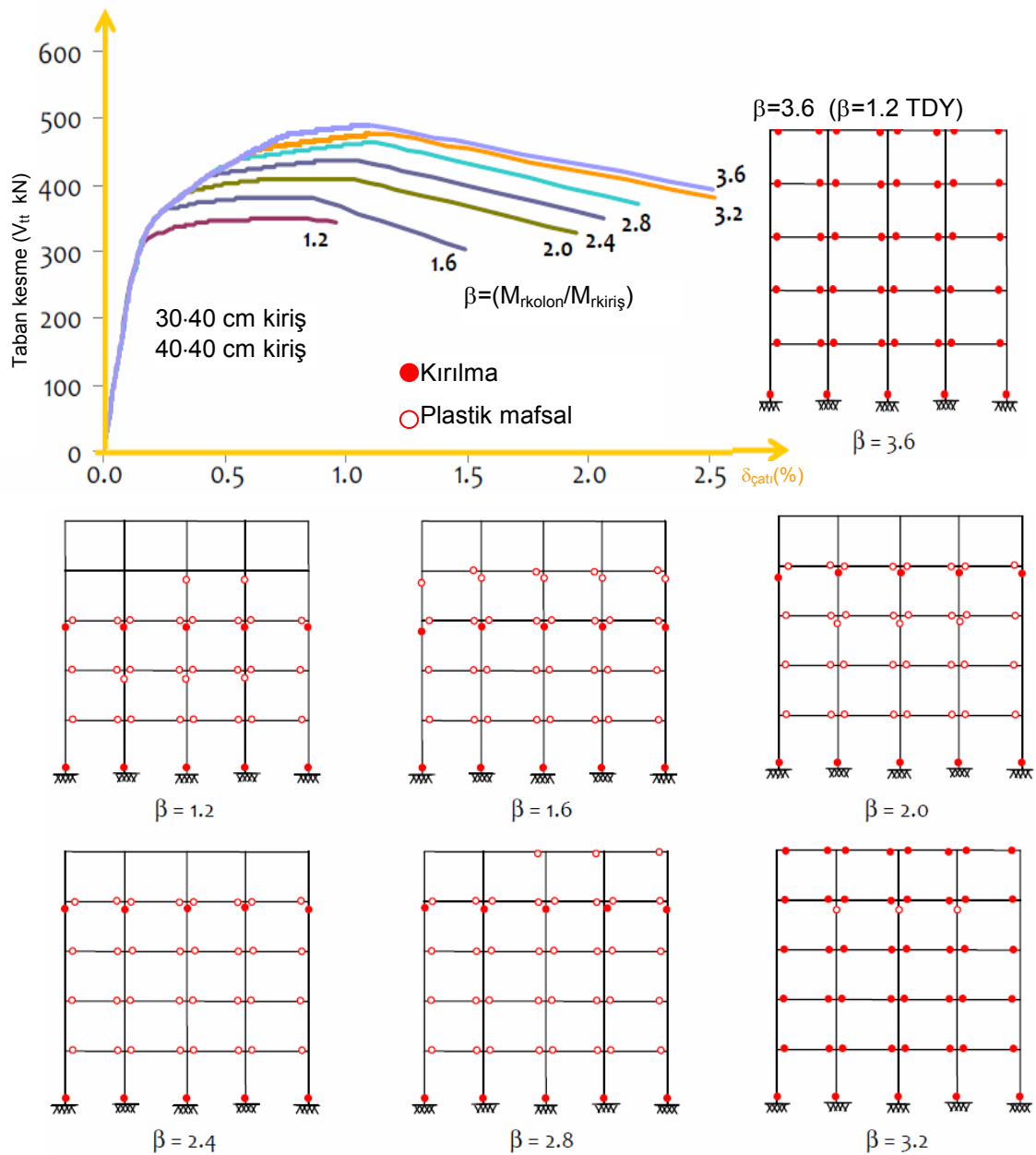
9. Kolon momentleri rijitliklerinin büyük olmasından dolayı alt kattan üst katlara doğru gidildikçe azalmakta,
10. Kolon momentleri yükleme gereği tabanda maksimum değere ulaşmakta,
11. Kiriş momentleri açıklıkta çok değişim göstermezken mesnetlerde büyük değişimler göstermektedir,
12. Çerçevenin yatay değiştirmesi GKrZK durumuna oldukça küçük değerlerde olmakta,
13. Alt katlardan üst katlara gidildikçe özellikle iç kolonların momentleri işaret değiştirmekte,

GKrZK durumunda,

14. Kiriş mesnet momentleri yükleme noktalarında diğer uzak uçtaki değerlere göre küçük olmakta ve üst katlara doğru gidildikçe azalmakta,
15. Yükleme noktalarındaki kiriş moment değerleri üst katlara doğru azalmata,
16. Kolon momentleri kenar kolonlarda orta kolonlara göre daha büyük değerler almakta ve üst katlara doğru azaltılmaktadır..

TDY'in 3.3 maddesinde verilen kolonların kirişlerde güçlü olma oranı $\beta=1.2$ nin yeterli olup olmadığı aşağıdaki sayısal örnek üzerinde incelenmiştir. Çözümler sonucunda yönetmeliğin vermiş olduğu 1.2 oranının plastik mafsalların kolonlarda oluşmasına sebep olduğundan dolayı yeterli olmadığı görülmüştür. Ancak bu oranın 3.6.

olması durumunda plastik mafsalların kirişlerde oluştuğu ve sonucunda da yapının göçme durumuna geç ulaştığı görülmektedir. β oranının büyük olması yapının enerji tüketme kapasitesini ve kesme kuvveti karşılama kapasitesi artmaktadır (Murthy 2005). Bu oranın 3.6 olmasının yapıya çok rijit ve deprem kuvvetlerinin büyük olması gibi bazı olumsuzlukları olduğunda ayrı bir inceleme konusudur.



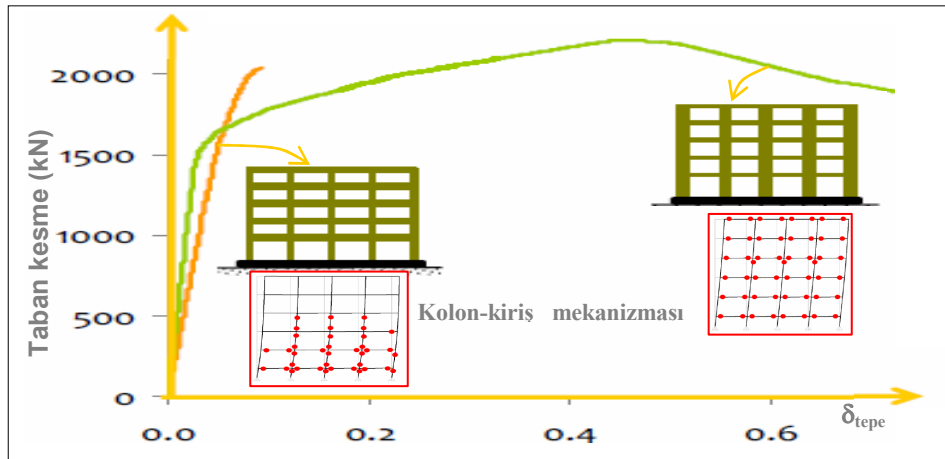
Şekil 6.10. β değişiminin etkisi (Murthy 2005)

SONUÇ VE ÖNERİLER

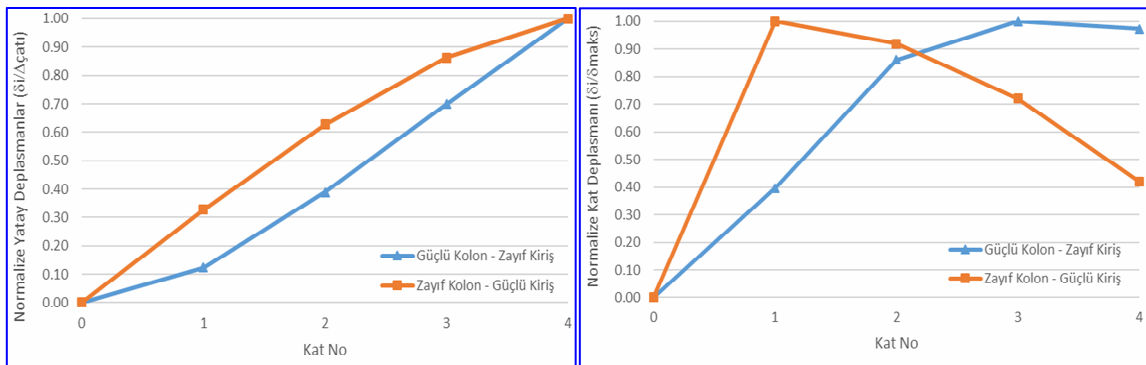
Yapı sisteminin betonarme, çelik, ahşap, prefabrik ve bunların karışımından olan yapı sistemlerinin hepsinde güçlü kolon yeterli kiriş tercihi yapınının depreme dayanımında değişmeyen temel unsurdur. Ülkemizdeki yapıların büyük çoğunluğunun yerinde imalat betonarme olması bu temel ilkeyi betonarme elemanlarda güçlü kolon gibi göstermiştir. Kolonların güçlü olması kirişlerin güçsüz olması anlamında olmayıp yapıların deprem dayanımlarını sağlamak için kirişlerinde yeterli dayanımda olması kaçınılmazdır.

Gerek TDY gerekse diğer çağdaş deprem yönetmeliklerinde yapıların elastik ötesi davranışa müsaade edilerek yapıların deprem etkisini atlatmasına müsaade edilmektedir. Bunun sonuçlarından biri olan da kirişlerin kolonlardan önce plastik mafsallık oluşturarak (kısmın hasar) yani elastik ötesi şekil değiştirmeye kolonlardan önce ulaşarak tüketebildiği kadar deprem enerjisini tüketmektir. Bunun oluşması kolonların kirişlerden güçlü olması yanında daha birçok etkene bağlıdır. Yapıya öngörülenden daha fazla yük etkimesi veya tahmin edilenden daha büyük bir deprem oluşmasında kolonların kirişlerden güçlü olmasında yeterli olmaya bilir. Kolonların güçlü olması durumu ve oranı öngörülen yükleme ve deprem için geçerlidir. Kolonların yeterli olan kirişlerden daha güçlü yapılması taşıma gücü moment değeri ile elde edilir. Uygulamada yapılan yanlışlıklardan bir tanesi kolonların kiriş kesitlerinden %20 büyük olması ile yapılmasıdır. Bu doğru bir yaklaşım değildir. Çünkü taşıma gücünde betondan daha etkili olan donatı oranı kirişlerde maksimum %2 iken kolonlarda %4 olmaktadır. Ayrıca kolonların taşıma gücünde etkili parametre (eksenel yük, kolon boyu, kesme donatısı oranı ve miktarı, düzensizlikler) sayısı kirişlerdekine göre oldukça fazladır. Yapının planda ve yükseklikte tam simetrik olması kolonların davranışını olumlu etkiler iken tersi durumda kolonların kirişlerden güçlü olması yeterli olmayabilir. Dahası yapıda bazı kolonlar yerine perde kullanımını gerektiren durumlar ortaya çıkar. Kolonların kirişlerden güçlü olması kriteri bir bakıma düzenli yapılar için yeterli olmaktadır. Ayrıca yapı önem katsayısının artması kolonların kirişlerden güçlü olması oranını artırmasını gerektirir.

Güçlü kolon yeterli kiriş uygulamasının yapı sistemi içindeki etkisi göçme anında (pushover çözüm) grafikte görüldüğü gibi daha belirgin ortaya çıkmaktadır. Kolonların güçlü olması çerçevenin deplasman yapma yani enerji yutma kapasitesini ve daha çok kiriş elemanda plastik moment oluşmasını sağlayarak çerçevenin göçmesini geciktirmektedir.



Ayrıca kolonların zayıf olması durumunda sistemdeki yatay deplasman yapma miktarı büyük olurken kolonların güçlü olması durumunda düşük olmaktadır. Kolonların zayıf olması halinde birinci kattan sonra δ_i/δ_{max} oranı ani olarak düşerek yapının hasar görmesine sebep olur.



Bu çalışma sistemin perdeli olması, prefabrik olması ve TDY de bulunan kolonların kirişlerinden %20 güçlü olmasının yeterliği-yetersizliği üzerine devam edilebilir.

KAYNAKLAR DİZİNİ

- TDY, 2007, Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara,
- Bayhan B., Moehle J.P., Yavari S., K.J. Elwood K.J., Lin S. H., Wu C. L., Hwang S. J. 2012, “An Experimental and Analytical Study in Reinforced Concrete Frames with Weak Beam-Column Joints”, 15WCEE, Lisboa.
- Jiang L. X., Zheng S. J., Zhang W. P., Xiang L. G., 2008, “Cyclic Loading Behavior of Weak Reinforced Concrete Beam-Column Connections”, *Advances in Concrete and Structures*, 400 (402), 881-886.
- Kim J., Lafave J. M., 2008, “Joint Shear Behavior Prediction in RC Beam-Column Connections Subjected to Seismic Lateral Loading”, 14 th WCEE, Beijing, China, October 12-17.
- Tsonos A. G., 2007, “Cyclic Load Behaviour of Reinforced Concrete Beam-Column subassemblages of Modern Structures”, *ACI Str. Journal*, Cilt 104-4, 468-478.
- Uma S. R., Prosad A. M., “Seismic Behaviour of Beam Column Joints in Reinforced Concrete Moment Resisting Frames”, Document No.: IITK-GSDMA-EQ32-V1.0,
- Somma G., Pieretto A., 2012, “A New Approach to Evaluate Failure Behavior of Reinforced Concrete Beam-Column Connections Under Seismic Loads”, 15WCEE, Lisboa.
- Higazy, M., Elnashai, S., Agbabian, S. 1996, “Behaviour of beam-column connections under axial column tension”, *Journal of Structural Engineering*, 122 (5): 511.
- Febres, C., Wight, J., 2001, “Experimental study of reinforced concrete interior wide beam-column connections subjected to lateral loading”, *Str. Jou.* 98: 572-582.

KAYNAKLAR DİZİNİ (devam)

- Stehle, J., Goldsworthy H., Mendis P., 2001, “Reinforced concrete interior wide – beam– column connecitons subjected to lateral earthquake loading”, ACI Structural Journal, 98 (3): 270-279.
- Ghobarah, A., Said, A. 2001, “Seismic rehabilitation of beam-column joints using FRP laminates”, Journal of Earthquake Engineering, 5 (1): 113-129.
- Gulkan, P., 1977, “The inelastic response of repaired reinforced concrete beam–column connections”, 6th World Conference on Eart. Eng., New Delhi, 10–14,
- Zaaid S., Shiohara H., Otani S., 1999, “Test of a joint reinforcing detail improving joint capacity of R/C interior beam-column joint”, The 1stJapan Korea Seminer on Earthquake Engineering for Building Structures, Seul National University.
- Büyükkaragöz A, Arslan A., 2011, “The Effect of Steel Plates with Shear Studs for Weak Column– Strong Beam Connections in the Reinforced Concrete Structures under Earthquake Effect”,Strain, 47, 393-411.
- Bakırcı Er, Ş., 2010, Betonarme Kenar Kolon-Kiriş Birleşimlerinin Güçlendirilmesi, Doktora Tezi, Gazi Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Doğan M., 2004, Yapıların Deprem Analizi, Eskişehir Osmangazi Üniversitesi, Yayın No:143, ISBN 978-975-7936-52-7
- FEMA, (2000), NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 356, Washington, DC., USA,
- EC 8, 2004, European Standard, Design of Structures for Earthquake Resistance. prEN 1998 - 1, Brussels, Belgium,

KAYNAKLAR DİZİNİ (devam)

BIS (2002). “IS 1893 (Part 1)-2002: Indian Standard Criteria for Earthquake Resistant Design of Structures, Part 1”, Bureau of Indian Standards, New Delhi.

TS 500, 2000, “Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları”, TSE, 22-24.

Ersoy, U., Özcebe, G., 2004, Betonarme, Evrim Yayınevi, İstanbul, ETABS, 2007,

Celep Z., Kumbasar N., 2011. Betonarme Yapılar, Beta Dağıtım, İstanbul.

Celep Z., Kumbasar V., 2011, “Deprem Mühendisliğine Giriş”, İstanbul.

<http://www.ipkb.gov.tr/tr/Kurumsal/ISMEP>

ATC 40, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC 40, V.1, Applied Technology Council, Washington, DC., USA, (1996).

Doğangün, A., 2012, Betonarme yapıların hesap ve tasarımı, Birsen Yayınevi İstanbul, 788s.

Murty,C.V.R., (2005), *IITK-BMTPC Earthquake Tips - Learning Earthquake Design and Construction*, National Information Center of Earthquake Engineering,

Amr S. Elnashai and Luigi Di Sarno, 2008, Fundamentals of earthquake engineering, ISBN 978-0-470-02483-6

Doğan M., 2001 “Yapı Statiği II Çözümlü Örnekler”, Eskişehir Osmangazi Üniversitesi, Yayın No:63,

SAP2000, Structural Analysis Program, CSI, Berkeley, ABD.

ÖZGEÇMİŞ

Abdullah DURSUN 1986 tarihinde Bursa’da doğdu. İlk orta ve lise eğitimini Bursa’ da tamamladı. Bursa Ulubatlı Hasan Anadolu Lisesi’ nden mezun oldu. 2005 yılında Eskişehir Osmangazi Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü’ ne başladı. 2009 yılında lisans öğrenimini tamamlayarak aynı yıl Eskişehir Osmangazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Bölümü Yapı Anabilim Dalı’ nda yüksek lisans eğitimine başladı.