

# BETONARME

ÖRNEK SAYFALAR

Kutlu Darılmaz  
İstanbul Teknik Üniversitesi  
İnşaat Fakültesi  
İnşaat Mühendisliği Bölümü

BİRSEN YAYINEVİ

İSTANBUL 2022

---

©Bu kitabın her hakkı saklıdır ve yayın hakları “**BİRSEN BASIM, YAYIN, DAĞITIM TİC. ve SANAYİ LİMİTED ŞİRKETİ’ne**” aittir. Bu kitabın tamamı veya herhangi bir bölümü yayınevinin yazılı izni olmaksızın yayınlanamaz, basılamaz, mikrofilme çekilemez, dolaylı dahi olsa kullanılamaz. **TEKSİR, FOTOKOPI, DİJİTAL veya başka teknikle çoğaltılamaz, bilgisayarlarda, dizgi makinalarında işlenebilecek bir ortama aktarılamaz.**

Aksi davranışlarda bulunanlar 5846 sayılı yasanın 07.06.1995 tarihli değiştirilen 4110 No’lu kanunda belirtilen maddelerce Yazarın ve Yayınevinin maddi ve manevi zararını kabul etmiş olurlar. Bu konunun mercii makamı T.C. İstanbul Mahkemeleri’dir.

Bu kitap T.C. Kültür Bakanlığı bandrolü ile satılmaktadır. Okuyucularımızın bandrolü olmayan kitaplar hakkında yayınevimize bilgi vermesini ve bandrolsüz yayınları satın almamasını diliyoruz.

---

**Basıldığı Yer ve Tarih** : İstanbul – 2022

**Kod No** : Y.0029

**ISBN** : 978-975-511-735 –5

**Sertifika No** : 17341

**Kitabın Adı** : Betonarme

**Kitabın Yazarı** : Kutlu DARILMAZ

**Yayıncının adı** : Birsen Yayın Dağıtım Ltd. Şti.

**Yayıncının Adresi** : Cağaloğlu Yokuşu, Evren Çarşısı, No: 17/9  
Cağaloğlu / İSTANBUL  
Tel : (0212) 527 85 78 - 522 08 29  
Fax : (0212) 527 08 95  
e-mail : info@birsenyayinevi.com  
http:www.birsenyayinevi.com

**Basımcı** : Lord Matbaacılık ve Kağıtçılık Alpaslan Arıbuğa

**Basımcının Adresi** : Davutpaşa Cad. Davutpaşa Emirtaş Matbaacılar Sitesi 103/430  
Topkapı – İstanbul

**Basımcı Sertifika No** : 45501

---

## Önsöz

Betonarme İnşaat Mühendisliğinin önemli çalışma alanlarından biridir. Elinizdeki kitap bu başlık altında yazarın çalışma notlarının bir araya getirilmesi ile oluşturulmuştur. Konunun çok geniş kapsamlı olması ve yeni bilgilerle gelişmeye devam etmesi nedeniyle tüm içeriğin tek bir kitapta toplanmasının mümkün olamayacağı açıktır. Bu nedenle kitabın içeriği, öğrencilere ve uygulamadaki mühendislere betonarme sistemlerin tasarımı için gerekli temel kavramların, yönetmelik kuralları da esas alınarak açıklanmasını ve hatırlatılmasını amaçlayacak şekilde sınırlandırılmıştır.

Günümüzde yapı sistemlerinin çözümünde çoğunlukla bilgisayar programları kullanıldığından kitaptaki bazı örnekler ülkemizde yaygın olarak kullanılan SAP2000 genel amaçlı yapı analiz programı ile de çözülmüştür.

Kitap, yazım ve çizim işlerinin tamamı yazar tarafından yapılarak yoğun bir çalışma süreci sonucu oluşturulmuştur. Bunu göz önüne alarak okuyucuların olası eksiklikleri hoşgörü ile karşılayacağı ümit edilmektedir. Okuyucuların yazara iletecekleri her türlü eleştiri ve görüş, yazar tarafından memnuniyetle karşılanacak ve ileriki baskılar için önemli katkılar olarak değerlendirilecektir.

Kitabın hazırlanmasında yazar pek çok kaynaktan yararlanmışır. Yazar bu değerli eserleri hazırlayanlara teşekkürü bir borç bilmektedir.

Yazar, kitabın İnşaat Mühendisliği öğrencilerine ve konu ile ilgili çalışan İnşaat Mühendislerine yararlı olacağını umut etmektedir.

Kutlu Darılmaz

İstanbul 2022.

## İÇİNDEKİLER

<b>1</b>	<b>GİRİŞ</b> .....	<b>1</b>
1.1	Beton ve Betonarme .....	1
1.2	Yapı Malzemesi olarak Betonarmenin Avantajları ve Dezavantajları.....	4
1.3	Beton ve Çeliğin Birlikte Çalışma Mekanizması .....	5
1.4	Tarihçe.....	5
<b>2</b>	<b>MALZEME</b> .....	<b>7</b>
2.1	Giriş .....	7
2.2	Beton.....	7
2.2.1	Çimento.....	7
2.2.2	Su .....	8
2.2.3	Agrega.....	8
2.2.4	Dozaj.....	10
2.2.5	Beton Karışımı .....	10
2.2.6	Katkı Malzemeleri .....	12
2.2.7	Betonun Yerleştirilmesi ve bakımı .....	13
2.3	Betonun Mekanik Özellikleri .....	13
2.3.1	Beton Basınç Gerilmesi-Şekildeğiştirme İlişkisi .....	14
2.3.2	Yapı Elemanlarında Beton Dayanımı .....	21
2.3.3	Çekme Gerilmesi .....	21
2.3.4	Beton Hesap Dayanımları .....	24
2.3.5	Beton Elastisite Modülü.....	24
2.3.6	Poisson Oranı .....	26
2.3.7	Kayma Modülü .....	26
2.3.8	Kayma Dayanımı .....	26
2.3.9	Isı Değişimi .....	26
2.3.10	Hacim Değişimi .....	27
2.4	Donatı Çeliği .....	33
2.4.1	Donatı Çeliğinin Mekanik Özellikleri.....	33
2.4.2	Donatının Yerleştirilmesi.....	38
<b>3</b>	<b>YAPI GÜVENLİĞİ VE YAPISAL ÇÖZÜMLEME</b> .....	<b>46</b>
3.1	Giriş .....	46
3.2	Taşıma Gücü Sınır Durumu.....	46
3.2.1	Taşıma gücü ile tasarımda yapılan varsayımlar .....	47
3.2.2	Taşıma gücü yönteminde kullanılan malzeme gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri .....	48
3.3	Kullanılabilirlik Sınır Durumu .....	50
3.4	Yükler .....	50
3.5	Yük Katsayıları ve Yük Birleşimleri .....	52
3.6	Hareketli Yük Düzenlemesi.....	55
3.7	Kapasite Tasarımı .....	61
3.8	Aderans.....	62
3.9	Kenetlenme.....	65
3.10	Donatının eklenmesi .....	70
3.10.1	Bindirmeli Ekler.....	70

3.10.2	Manşonlu Ekler.....	71
3.10.3	Kaynaklı Ekler.....	71
3.10.4	Çekme Kuvveti Altında Ekleme.....	71
3.10.5	Basınç Donatısının Eklenmesi.....	72
3.10.6	Kolon Boyuna Donatısı Bindirmeli Ekleri.....	72
3.11	Eğilme Donatısının Yerleşimi.....	73
<b>4</b>	<b>EĞİLME ELEMANLARI.....</b>	<b>78</b>
4.1	Giriş.....	78
4.2	Eğilme Davranışı.....	80
4.3	Betonarme Kesitlerin Tasarımında Karşılaşılan Problem Türleri.....	82
4.4	Betonarme Kesitlerin Eğilme Etkisinde Kırılma Türleri.....	82
4.5	Tek Donatılı Dikdörtgen Kesitlerin Hesabı.....	84
4.5.1	Eşdeğer Dikdörtgen Gerilme Dağılımı ile Hesap.....	84
4.5.2	Parabol+Dikdörtgen Gerilme Dağılımı ile Hesap.....	86
4.6	Dengeli Donatı Alanı.....	88
4.7	Donatının Sınırlandırılması.....	91
4.7.1	Maksimum Donatı.....	91
4.7.2	Minimum Donatı.....	93
4.7.3	Tek Donatılı Dikdörtgen Kesitlerin Eğilme Momenti Taşıma Gücünün Hesabı.....	101
4.8	Tek Donatılı Dikdörtgen Kesitlerin Katsayıları İçeren Tablolarla Hesabı.....	112
4.9	Çift Donatılı Dikdörtgen Kesitler.....	120
4.9.1	Çift donatılı dikdörtgen kesitlerde dengeli donatı oranı.....	123
4.10	Tablalı Kesitler.....	132
4.10.1	Tablalı kesitlerin hesabı.....	135
4.10.2	Tablalı kesitlerde maksimum donatı hesabı.....	136
4.10.3	Değişik Geometriye veya Donatı Düzenine Sahip Kesitler.....	143
4.11	Moment-Eğrilik İlişkisi ve Kesit Sünekliği.....	155
4.12	Eğilmeye Uyum (Momentlerin Yeniden Dağılımı).....	169
<b>5</b>	<b>KESME HESABI.....</b>	<b>175</b>
5.1	Giriş.....	175
5.2	Homojen Malzemeden Yapılmış Elemanlarda Gerilme Dağılışı.....	175
5.3	Kesme Donatısı Bulunmayan Elemanların Davranışı.....	176
5.4	Kesme Donatılı Elemanların Davranışı.....	179
5.5	Kafes Sistem Benzeşimi.....	180
5.6	Kesme Donatıları.....	181
5.7	Kesme kuvvetine karşı güvenliğin sağlanması.....	184
5.8	Kesme Kuvveti Üst Sınırının Belirlenmesi.....	187
5.9	Minimum Kesme Donatısı.....	188
5.10	Deprem Etkisinde Kesme Hesabı.....	207
5.11	Sürtünme Kesmesi Hesabı.....	219
5.12	Kısa Konsollar:.....	223
5.13	Yüksek Kirişler.....	227
<b>6</b>	<b>BURULMA HESABI.....</b>	<b>239</b>
6.1	Giriş.....	239
6.2	Burulma Türleri.....	239
6.2.1	Denge burulması.....	239

6.2.2	Uygunluk burulması.....	240
6.3	Donatısız Beton Elemanın Burulma Davranışı.....	240
6.4	Betonarme Elemanın Burulma Davranışı.....	241
6.5	Tasarım Kuvvetlerinin Belirlenmesi.....	241
6.6	Burulma Momenti ve Kesme Kuvvetine Karşı Güvenliğin sağlanması .....	242
<b>7</b>	<b>EKSENEL KUVVET VE EĞİLME ETKİSİ.....</b>	<b>254</b>
7.1	Genel.....	254
7.2	Kolon Türleri.....	254
7.2.1	Etriye ve Fretli Kolonlar .....	254
7.2.2	Kuvvetlerin Etkime Şekline Göre Kolonların Sınıflandırılması .....	260
7.3	Basit Basınç.....	261
7.4	Eksenel Çekme .....	262
7.5	Bileşik Eğilme .....	263
7.5.1	Bileşik Eğilme Etkisinde Genel Bağlıntılar .....	265
7.5.2	Dikdörtgen Kesitli Simetrik Donatılı Kolonlar.....	266
7.6	Betonarme Kolon Karşılıklı Etki Diyagramı .....	269
7.7	Dikdörtgen kesitte $M_x+M_y+N$ etkisi.....	280
7.8	Yaklaşık Yöntemler.....	282
7.8.1	Bressler Yöntemi .....	282
7.8.2	Çakıroğlu-Özer Yöntemi.....	284
7.8.3	Kolon Taşıma Gücü Abakları .....	286
7.8.4	Dairesel Kolonlar .....	296
7.9	Narin Kolonlar.....	299
7.9.1	Yanal Ötelenme Ölçütü.....	299
7.9.2	Tek ve Çift Eğrilikli Kolonlar.....	300
7.9.3	Narinliğin Davranışa Etkisi.....	301
7.9.4	Kolon Etkili Boyu ve Narinlik Oranı.....	304
7.9.5	Narinliğin İhmal Edilebileceği Durumlar .....	306
7.9.6	Moment Büyütme Yöntemi .....	306
<b>8</b>	<b>DÖŞEMELER.....</b>	<b>317</b>
8.1	Genel.....	317
8.2	Kirişli Plak Döşemeler.....	317
8.2.1	Bir doğrultuda çalışan plak döşemeler .....	320
8.2.2	İki doğrultuda çalışan kirişli plak döşemeler .....	323
8.3	Bir doğrultuda çalışan dişli döşemeler .....	340
8.3.1	Donatıyla İlgili Kurallar.....	341
8.4	İki doğrultuda dişli döşemeler .....	349
8.5	Kirişsiz döşemeler .....	352
8.5.1	Donatıyla İlgili Kurallar.....	356
8.5.2	Zımbalama Dayanımı: .....	356
8.5.3	İki Doğrultuda Çalışan Döşemeler İçin Genel Yöntem .....	365
8.6	Akma Çizgileri Yöntemi .....	387
<b>9</b>	<b>MERDİVENLER.....</b>	<b>395</b>
9.1	Genel.....	395
9.2	Merdiven bölümleri .....	395
9.3	Merdiven Taşıyıcı Sistemleri.....	397

<b>10 PERDELER</b> .....	<b>407</b>
10.1 Genel.....	407
10.2 Perdelerin Yerleşimi .....	408
10.2.1 Süneklik düzeyi yüksek perdeler .....	410
10.2.2 Perde Uç Bölgeleri ve Kritik Perde Yüksekliği .....	411
10.2.3 Gövde Donatısı Koşulları.....	412
10.2.4 Gövde Donatılarının Düzenlenmesi.....	413
10.2.5 Perde Uç Bölgelerinde Donatı Koşulları.....	414
10.2.6 Farklı Geometriye sahip perdelerde etkili başlık genişliklerinin belirlenmesi.....	416
10.2.7 Tasarım Eğilme Momentleri .....	416
10.2.8 Kesme güvenliği .....	418
10.2.9 Perdelerde Güç Tükenmesi Durumları.....	423
10.2.10 Perdelerde Boşluklar.....	425
10.2.11 Bağ Kirişli (Boşluklu) Perdelerle İlişkin Kural ve Koşullar .....	425
10.3 Bağ kirişleri .....	426
10.4 Süneklik Düzeyi Sınırlı Perdeler .....	439
<b>11 BİRLEŞİM BÖLGELERİ</b> .....	<b>440</b>
11.1 Genel.....	440
11.2 Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçeve Sistemlerde Kolon-Kiriş Birleşim Bölgeleri.....	440
11.3 Süneklik Düzeyi Sınırlı Çerçeve Sistemlerde Kolon-Kiriş Birleşim Bölgeleri .....	445
11.4 Perde-Döşeme Birleşim Bölgeleri .....	447
<b>12 TEMELLER</b> .....	<b>449</b>
12.1 Genel.....	449
12.2 Geoteknik Tasarım .....	450
12.5 Temel Altındaki Zeminde Gerilme Dağılımı.....	453
12.6 Duvar altı Temeli.....	453
12.7 Tekil Temel .....	455
12.8 Sürekli Temeller .....	469
12.9 Radye Temeller.....	488
<b>13 DEPREME DAYANIKLI TASARIM</b> .....	<b>502</b>
13.1 Genel.....	502
13.2 TBDY2018'e Göre Deprem Yüklerinin Belirlenmesi .....	503
13.2.1 Deprem Yer Hareketi Düzeyleri .....	503
13.2.2 Bina Performans Düzeyleri.....	503
13.2.4 TBDY'de Bina Kullanım, Deprem Tasarım ve Bina Yükseklik Sınıfları.....	507
13.3 Davranış Spektrumu .....	509
13.3.1 TBDY Deprem Yer Hareketi Spektrumları .....	511
13.3.2 Deprem Etkilerinin Diğer Etkilerle Birleştirilmesi .....	513
13.4 Depreme Dayanıklı Taşıyıcı Sistem Sınıfları .....	513
13.5 TBDY'de Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı ve Dayanım Fazlalığı Katsayısı .....	513
13.6 Betonarme Taşıyıcı Sistem Elemanlarının Etkin Kesit Rijitlikleri .....	515
13.7 Eşdeğer Statik Hesap Yöntemi .....	516
13.7.1 Toplam Eşdeğer Deprem Yükünün Belirlenmesi .....	516
13.7.2 Binanın Birinci Doğal Titreşim Periyodunun Belirlenmesi .....	518
13.7.3 Toplam Eşdeğer Deprem Yükünün Katlara Dağıtılması .....	519
13.8 Malzeme .....	520

13.8.1	Süneklik Düzeyi Yüksek Sistem Elemanları .....	520
13.8.2	Süneklik Düzeyi Sınırlı Sistem Elemanları.....	531
13.9	Yatay Yükler Etkisinde Hesap.....	532
13.9.1	Düzlem Çerçeve.....	532
13.9.2	Burulma Etkisi .....	548
<b>14</b>	<b>İSTİNAT DUVARLARI .....</b>	<b>564</b>
14.1	Giriş .....	564
14.2	İstinat Duvarı Türleri .....	564
14.3	İstinat Duvarına Etkiyen Kuvvetler .....	567
14.4	İstinat Duvarı Stabilite Kontrolü .....	571
14.4.1	Devrilmeye karşı güvenlik.....	571
14.4.2	Kayma Kontrolü.....	572
14.4.3	Toptan Göçme Kontrolü .....	572
14.5	Statik ve Betonarme Hesabı.....	572
14.6	Rötre ve sıcaklık donatıları:.....	573
<b>15</b>	<b>KULLANIM DURUMU .....</b>	<b>578</b>
15.1	Giriş .....	578
15.2	Sehim.....	578
15.2.1	İcr'nin hesabı .....	580
15.2.2	Ani Sehim .....	583
15.2.3	Zamana Bağlı Sehim.....	584
15.3	Çatlak oluşumu ve çatlak genişliği kontrolü.....	591
15.3.1	Yüke bağlı çatlak türleri.....	591
15.3.2	Çatlak genişliği sınırları .....	592
15.3.3	Çatlak Genişlikleri Hesabı .....	593
<b>16</b>	<b>ÖNGERİLMELİ BETON .....</b>	<b>597</b>
16.1	Giriş .....	597
16.2	Malzeme .....	598
16.3	Öngerilme Kayıpları .....	599
16.4	Hesap Aşamaları.....	599
16.4.1	Aktarma (Başlangıç) Durumu .....	599
16.4.2	İşletme Durumu .....	600
16.4.3	Çatlama Durumu .....	600
16.4.4	Taşıma Gücü Durumu.....	600
16.5	Emniyet Gerilmeleri .....	600
16.5.1	Aktarma sırasında beton emniyet gerilmeleri .....	600
16.5.2	İşletme (Kullanım) Yükleri İçin Beton Emniyet Gerilmeleri .....	603
16.5.3	Öngerme Çeliğinde Emniyet Gerilmeleri .....	603
16.6	Taşıma Gücüyle Hesap.....	604
16.7	Gerilme Analizleri .....	604

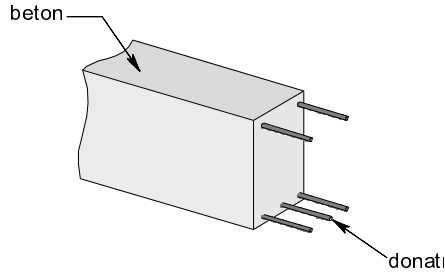


# GİRİŞ

# BÖLÜM 1

## 1.1 Beton ve Betonarme

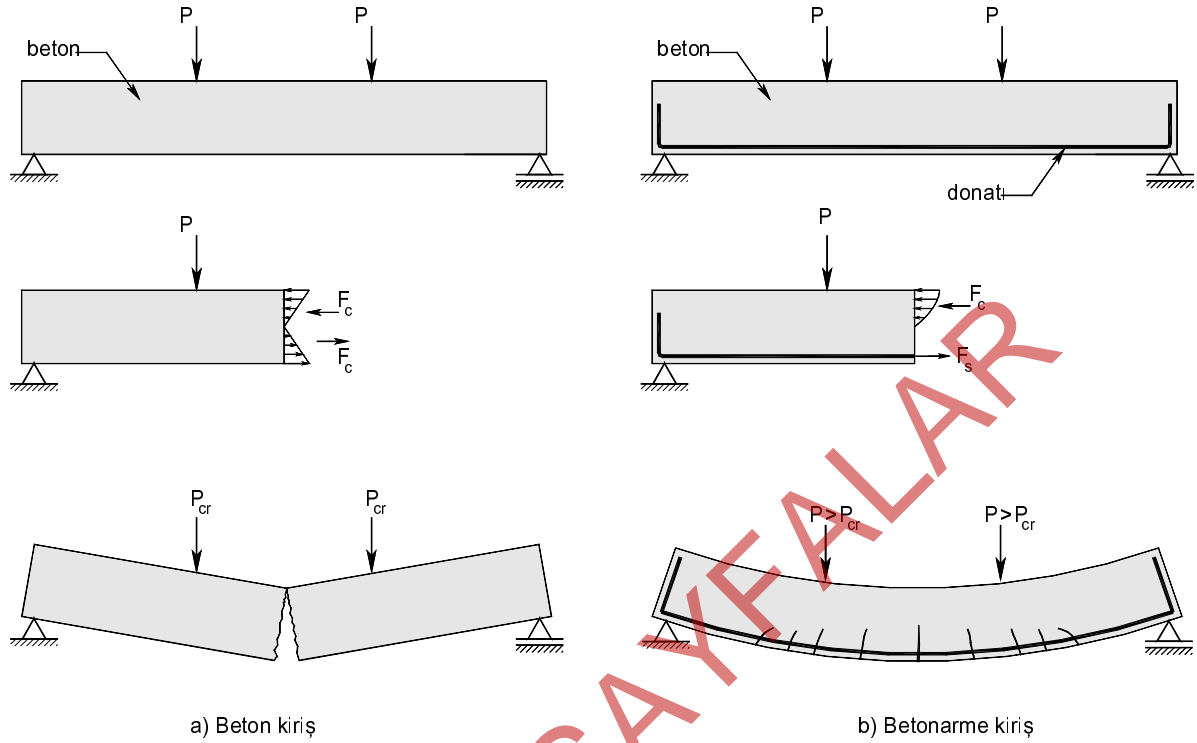
Beton; çimento, kum, çakıl ve suyun uygun ölçülerdeki karışımından elde edilen bir malzemedir. Bazen işlenebilirlik, durabilite ve sertleşme süresi gibi özelliklerini düzenlemek için karışıma katkı malzemeleri de eklenebilmektedir. Betonarme (donatılmış beton), beton ve donatı adı verilen çelik çubuklardan oluşan bileşik bir yapı malzemesidir, Şekil 1-1.



Şekil 1-1

Malzeme özelliği olarak betonun basınç dayanımı yüksek, çekme dayanımı düşüktür. Buna karşın çeliğin hem basınç hem de çekme dayanımı yüksektir. Bu özelliklerinden dolayı bu iki malzemenin yüksek dayanım özelliklerinin uygun şekilde bir araya getirilmesi ile betonarme taşıyıcı elemanlar oluşturulur. Bir başka deyişle betonarme elemanlarda kesit içerisinde oluşacak basınç etkilerini beton, çekme etkilerini de çelik çubuklar (donatı) karşılayacak şekilde tasarım yapılır.

Örneğin Şekil 1-2'de gösterilen iki noktadan  $P$  yükü etkilenmiş kirişler göz önüne alındığında her iki kirişte de açıklık kesitlerinin alt bölgesinde çekme gerilmeleri, üst bölümlerinde basınç gerilmeleri oluşacaktır. Etkiyen yükün değeri artırıldığında ve çekme bölgesindeki gerilmeler betonun taşıyabileceği çekme gerilmesi değerine ulaştığında beton çatlayacaktır. Çatlama ile birlikte Şekil 1-2(a) verilen çelik çubukların (donatı) bulunmadığı beton kiriş dayanımını kaybedecek ve göçecektir. Bu kirişin taşıyabileceği yük çatlama neden olacak yük değerine eşit olacaktır, ( $P=P_{cr}$ ). Eğer Şekil 1-2(b) de gösterildiği gibi kirişin çekme bölgesine yeterli miktarda çelik çubuk yerleştirilirse, bu çubuklar yüksek çekme dayanımı özelliği nedeniyle çatlama sonrası oluşacak çekme kuvvetlerini karşılayabileceklerdir. Sonuç olarak bu kiriş dayanımına ulaştığında çatlama neden olacak yükten daha büyük yükü taşıyabilecek durumda olacaktır, ( $P>P_{cr}$ ). Bir yapıda elemanların hangi bölgelerinde çekme etkileri oluştuğunun belirlenmesi için etkiyen yükler altında şekildeğiştirmiş şeklinin ve karşılık gelen iç kuvvet diyagramlarının çizilmesi gerekmektedir. Moment diyagramının işareti ile kesitin çekme ve basınç bölgeleri belirlenerek donatıların kesit içerisinde yerleştirileceği yerler belirlenmiş olur. Yükler etkisindeki yapının şekildeğiştirmiş şekli çizilirken süreklilik (elastik eğride süreksizlik olmaması) ve düğüm noktası dengesi (düğüm noktasına etkiyen kuvvetlerin dengede olması) kavramları göz önüne alınır. Betonarme sistemlerde çoğu durumda birleşimler rijit birleşim olarak kabul edildiğinden bu birleşimlerin arasındaki açının da şekildeğiştirme sonrasında aynı kaldığı varsayılır.

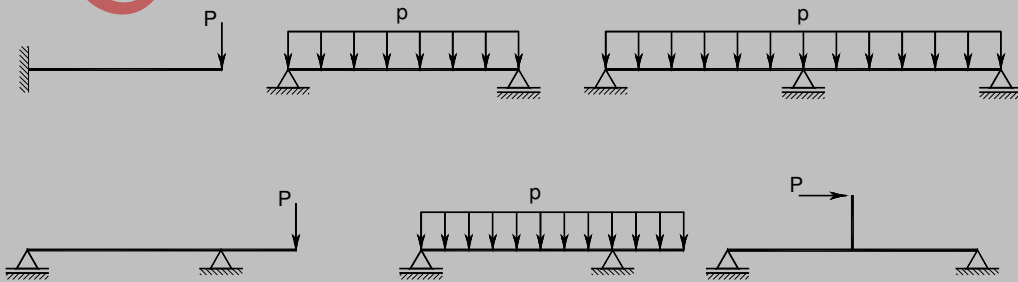


Şekil 1-2 Beton ve betonarme kiriş davranışı

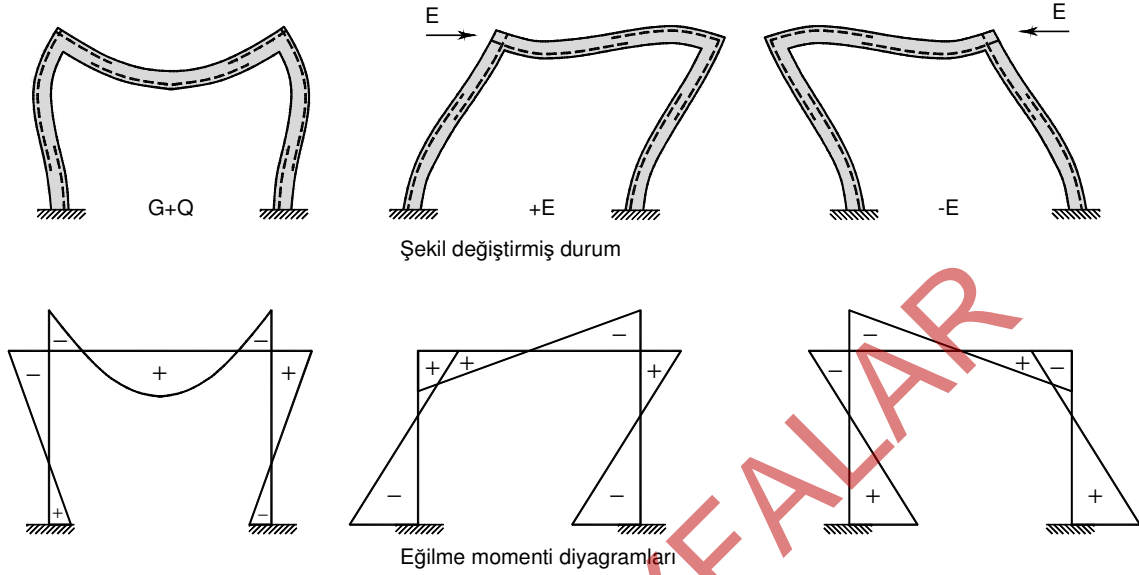
Betonarme, homojen olmayan bir yapı malzemesi olduğundan sünme, büzülme ve çatlama gibi özelliklere sahiptir. Bu nedenle betonarme elemanlarda mukavemet derslerinde elde edilen ve homojen elastik malzemeler için kullanılan genel bağıntılar kullanılarak gerilmelerin doğru olarak tahmin edilmesi mümkün olmamaktadır. Bunun sonucu olarak betonarme elemanların tasarımında kullanılan bağıntılar ve yöntemler salt teorik yöntemlerle elde edilmekten daha çok deneysel ve zaman ile geçerliliği kanıtlanmış ampirik bağıntılar ve yöntemler ile elde edilmektedir.

### Örnek 1-1

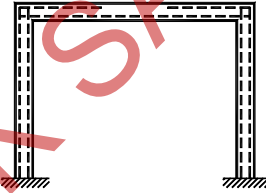
Şekilde gösterilen betonarme sistemlerin eğilme momenti diyagramlarını ve şekildeğiştirme durumlarını şematik olarak çizerek kesitte çekme etkilerini karşılayacak donatıların yerleşim yerlerini belirleyiniz.



a)



b)  $G+Q \mp E$  yüklemesi etkilerini karşılayacak donatıların yerleşim yerleri (a) şıkında bulunan donatı yerleşiminin tümünü içermelidir.



## 1.2 Yapı Malzemesi olarak Betonarmenin Avantajları ve Dezavantajları

Betonarme en yaygın kullanılan yapı malzemesidir. Diğer yapı malzemeleri ile karşılaştırılırsa betonarmenin bu yaygın kullanımının nedeni aşağıdaki avantajları sağlamasıdır.

- Uygulama alanı geniştir. Bina, baraj, tünel, istinat duvarı, tank, köprü vb. birçok yapı sistemi betonarme olarak inşa edilebilmektedir.
- Betonun basınç dayanımı yüksektir.
- Yangına karşı dayanımı yüksektir, (çelik 500-600 dereceye kadar ısındığında dayanımını önemli ölçüde kaybetmektedir). Beton örtüsü uygun seçildiğinde betonarme yangına uzun süre dayanabilir.
- Bakım maliyeti ahşap ve çelik gibi diğer malzemelere göre daha düşüktür. Rutubet, korozyon etkilerine daha dayanıklıdır.
- Beton uzun ömürlüdür, zamanla dayanımında azalma olmaz.
- İlk üretiminde plastik kıvamda olduğundan istenilen şekil verilebilir.
- Kalifiye eleman gereksinimi çelik vb. diğer malzeme ile yapılacak yapıya göre daha azdır.
- Yerel malzeme kullanıldığı için çelik yapıya göre daha ekonomiktir.

Bunlara karşılık betonarmenin aşağıdaki dezavantajlarının bulunduğu da söylenebilir.

- Betonun çekme dayanımı düşüktür, bu yüzden donatı ile birlikte kullanılması gerekmektedir.
- Taze beton sertleşinceye kadar kalıp ve iskeleye gereksinim duyulmaktadır. Bu da maliyeti artırmaktadır.
- Birim hacim ağırlığı fazladır.
- Betonun bileşimine, hazırlanışına, yerleştirilmesine ve bakımına önem vermek gerekmektedir.
- Yıkımından sonra malzemesinin yeniden kullanımı oldukça sınırlıdır.
- Beton dökümünden sonra donatı yapım kusurlarının belirlenmesi güçtür.
- Sünme ve büzülme özellikleri kontrol edilmezse problemlere neden olabilmektedir.

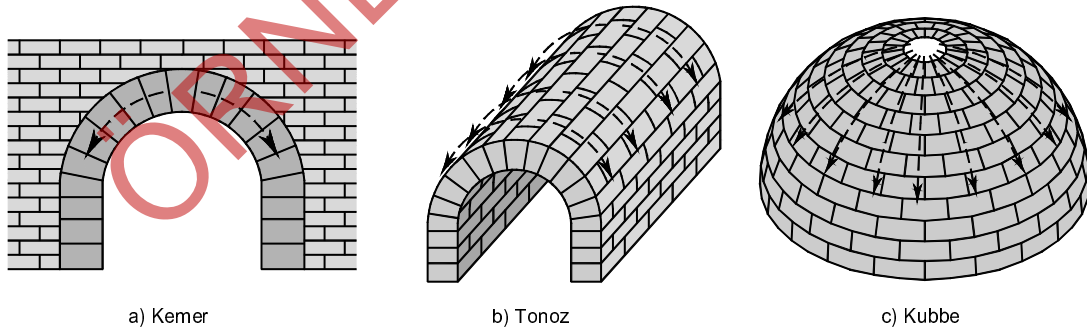
### 1.3 Beton ve Çeliğin Birlikte Çalışma Mekanizması

İki farklı malzeme olan beton ve çelik aşağıdaki özellikleri nedeniyle birlikte çalışabilmektedir.

- Donatı adı verilen çelik çubuklar beton ile iyi bir kenetlenme sağlamakta ve dış yüklerin oluşturduğu etkileri birlikte şekil değiştirme yaparak karşılayabilmektedirler. Bunu, betonun sertleşmesi sonucu beton ve donatı arasında oluşan ve aderans adı verilen bağlantı ile sağlarlar. Aderans nedeniyle beton ve çelik birlikte çalışırlar
- Beton ve çeliğin ısıl genleşme katsayıları birbirine çok yakın olduğundan, ısı etkilerinin iki malzemenin arasındaki kenetlenme üzerinde olumsuz etkileri az olmaktadır.
- Beton, donatının etrafını sararak korozyon ve ısı etkilerinden koruma sağlamaktadır.

### 1.4 Tarihçe

Eski çağlarda taşıyıcı sistemler, basınç dayanımı yüksek olan taş vb. malzemelerden yararlanarak oluşturulmaya çalışılmıştır. Bu malzemeleri birbirine bağlamak için Asurlular ve Babilliler kül, Mısırlılar kireç ve alçı, Romalılar ise bağlayıcı özelliği olan volkanik kül ve kireçten oluşan doğal çimento kullanmışlardır. Ancak gerek taş vb. malzemelerin gerekse bağlayıcıların çekme dayanımlarının çok düşük olmasından dolayı bunlardan eğilme etkilerine dayanıklı taşıyıcı eleman olarak yararlanılması güç olmuştur. Bu nedenle geçmiş dönemlerin mimarisinde kemer, tonoz ve kubbe formundaki ve tüm kesitlerinde yalnız basınç gerilmelerinin olduğu taşıyıcı sistemler daha sık kullanılmıştır, Şekil 1-3.



Şekil 1-3 Basınç gerilmeleri etkisindeki taşıyıcı sistemler

Günümüzde en yaygın kullanılan bağlayıcı malzeme olan Portland çimentosunun bulunması 19.yüzyıla rastlamaktadır. Yani betonarme, yapı tarihi ile karşılaştırıldığında oldukça yeni bir yapı malzemesidir. Betonarme ilk olarak bir yapı sisteminde değil 1848 yılında Jean-Louis Lambot tarafından Seine Nehrinde

yüzdürülen bir kano yapımında kullanılmıştır. Betonun demir çubuklarla güçlendirilerek oluşturulan malzeme betonarme olarak adlandırılmış ve bu konuda ilk patent 1855’de François Coignet ve 1857’de Joseph Monier tarafından alınmıştır. Monier, Versailles Sarayı bahçelerinde kullanılan saksıların dayanımını artırmak ve kalınlıklarını azaltmak için çelik bir kafes etrafına beton dökmüş ve başarıya ulaşmıştır. Bu başarıdan sonra su depoları yaparak betonarmenin yapı sistemlerinde kullanımının ilk örneklerini oluşturmuştur. Coignet, çağdaş betonarme yapı sistemlerinin hesap yöntemlerinin öncülüğünü de yapmış ve 1882 yılında Paris şehrinin drenaj sistemindeki tünelin kaplamasını betonarme ile gerçekleştirmiştir. Daha sonra betonarme Almanya ve Avusturya’da gelişim göstermiştir. 1880 yılında Berlin’de kurulan Wayss şirketi mühendislerinden Koenen 1887’de betonarme hesap ilke ve yöntemleri ile ilgili ilk kitabı “Monier Sistemi” adı ile yayınlamıştır. Aynı tarihlerde Amerika ve İngiltere’de tam betonarme olmamakla birlikte yangın dayanımı sağlamak için çelik profillerin etrafının beton ile kaplandığı sistemler kullanılmaya başlanmıştır.

İlk betonarme yönetmelikleri 1904 yılında Almanya’da, 1906 yılında Fransa’da yayınlanmıştır. Ülkemizde önceleri yarı resmi olarak Alman Betonarme Yönetmeliği uygulanmış, daha sonra 1953 yılında Türkiye Köprü ve İnşaat Cemiyeti bir betonarme yönetmelik hazırlamıştır. Bu yönetmelik bazı değişiklikler ile 1962 yılında yeniden yayınlanmış ve 1975 yılına kadar yürürlükte kalmıştır. Türk Standartları Enstitüsü tarafından hazırlanan TS 500 Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları Standardı 1975 yılında yürürlüğe girmiştir. Bu standart 1984’de taşıma gücü yöntemini de içerecek şekilde genişletilerek yeniden yayınlanmıştır. Son olarak 2000 yılında içerik ve biçim olarak yeniden düzenlenmiş ve Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları başlığı altında yayınlanmıştır. Kitapta bu yönetmeliğe TS500 olarak atıf yapılacaktır.

ÖRNEK SAYFALARDIR

## MALZEME

## BÖLÜM 2

**2.1 Giriş**

Bu bölümde farklı malzemelerin bir arada kullanılması ile oluşturulan betonarmenin özelliklerinin gözden geçirilmesinden önce, betonarmenin bileşenleri olan çelik ve beton ayrı ayrı ele alınarak bunların özellikleri açıklanacaktır.

**2.2 Beton**

Beton, çimento, kum, çakıl (veya kırma taş, hafif agrega vb.) ve suyun uygun ölçülerdeki karışımından elde edilen bir malzemedir. Bazen, betonun işlenebilirlik, durabilite ve sertleşme süresi gibi özelliklerini düzenlemek amacıyla, karışıma katkı maddeleri de eklenebilmektedir.

Çimentonun su ile karıştırılması plastik kıvamda hamur oluşturur ve bu hamur kum ve çakıl karışımı ile oluşturulan agreganın etrafını sarar. Çimento ve su arasında hidrasyon adı verilen kimyasal reaksiyon sonucu ısı ortaya çıkar ve bunun sonucunda tüm karışım sertleşerek betonu oluşturur.

**2.2.1 Çimento**

Çimento, doğal kalker ve kil taşları karışımının yüksek sıcaklıkta pişirildikten sonra ince toz şeklinde öğütülmesi ile elde edilen bağlayıcı bir malzemedir. Bağlayıcı özelliğini ancak su ile reaksiyona girdiği zaman kazandığından hidrolik bağlayıcı olarak sınıflandırılır. Çimento su ile karıştırılıp plastik kıvamda hamur haline geldikten sonra havada veya su içinde bırakılırsa bir süre sonra katılaşarak taşlaşmaya başlar. Bu olaya katılaşma (piriz) adı verilmektedir ve süresi ortamın koşullarına bağlıdır. Normal koşullarda katılaşma en az 1 saatte başlamak ve en çok 10 saatte tamamlanmak üzere gerçekleşir. Katılaşma, aşırı olmamak koşulu ile artan sıcaklık ile hızlanır, düşen sıcaklık ile yavaşlar. Katılaşma ile birlikte betonun dayanım kazanma olayı başlar. Dayanım zamanla artmakta ve çimento hamurunun tam dayanımına ulaşması uzun bir süre almaktadır.

Genel çimento sınıflarının bileşimini, özelliklerini ve uygunluk koşullarını içeren TS EN197-1 (2012) standardında çimento türleri Tablo 2-1 de listelenen 5 ana türe ayrılmıştır.

Tablo 2-1 TS EN 197-1 (2012)'de tanımlanan çimento türleri

Esas Türler	Çimento Türü	Klinker Oranı (%)
CEM I	Portland çimentosu	95-100
CEM II	Portland kompoze çimento	65-94
CEM III	Yüksek fırın cürüflü çimento	5-64
CEM IV	Puzolanik çimento	45-89
CEM V	Kompoze çimento	20-64

Türler oluşturulurken çimento içerisinde kullanılan mineral katkıların tipi ve oranı esas alınmıştır. Yapılarda en yaygın kullanılan çimento Portland çimentolarıdır. Bu çimentolar, kalker taşı ve kilin karıştırılıp pişirilmesiyle oluşan klinkerin öğütülmesiyle elde edilir. Çimentonun esas içeriğini oluşturan

klinkere ek olarak değişik oranlarda uçucu kül, şist, puzolan, veya silis dumanı bulundurularak farklı çimento türleri oluşturulur.

### 2.2.2 Su

Beton karışımında kullanılan su, kuru haldeki çimento ve agregayı plastik, işlenebilir bir hamur durumuna getirir ve çimento ile kimyasal reaksiyona girerek plastik hamurun sertleşmesini sağlar. Bu suyun içme suyu olarak kullanılmasına izin verilen su olması tercih edilmelidir. Ayrıca asit özelliği taşımamalı ( $pH \geq 7$  olmalı); zararlı etkisi olacak oranda karbonik asit, mangan bileşikleri, amonyum tuzları, serbest klor, madensel yağlar, organik maddeler ve endüstri atıkları içermemelidir. Litresinde en çok çözülmüş olarak 15g ve yüzer olarak 2g madeni tuz, en çok 2g  $SO_3$  bulunabilir. Yüksek alüminli çimento ile yapılan betonlarda deniz suyu kullanılmamalıdır. Betona, karışımında TS EN 1008, TS EN 206-1 ve TS 13515 standartlarında verilen koşulları sağlayan geri dönüşüm suyu kullanılmasına izin verilmektedir.

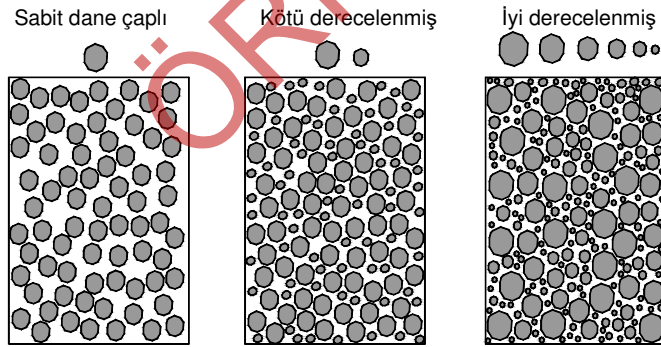
Kıvam, karışım suyu nedeniyle taze betonun kazandığı akıcılığın ölçüsüdür. Dane dağılımı iyi seçilmiş taze betona belirli bir kıvam kazandıracak su miktarı, bu dağılımın oranları değişmemesine rağmen, agreganın yapısına bağlı olarak değişebilir. Çok köşeli ve gevşek yapıli agregaların su gereksinimi daha fazladır. En büyük tane büyüklüğü arttıkça su gereksinimi azalır. Karışıma hava katılması ve bazı katkıları da su gereksinimini azaltır.

Çimentonun su ile kimyasal reaksiyona girmesi sonucu oluşan plastik kıvamdaki hamurun yapısı beton dayanımında etkili olmaktadır. Bu nedenle su/çimento oranı beton dayanımında önemli bir değişkendir. Karma suyunun yaklaşık %15'i çimento ile reaksiyona girer, geri kalanı betonun işlenebilirliğini sağlamaktadır. Suyun gereğinden fazla olması betonda boşluklu bir yapı oluşturmakta, gereğinden az olması ise kimyasal reaksiyonun tamamlanamamasına neden olmaktadır. Her iki durumda beton dayanımı düşmektedir.

### 2.2.3 Agregada

Beton yapımında kullanılan, kum, çakıl, kırmataş gibi taneli malzemelerin karışımına agregada adı verilir ve beton hacminin %75 veya üzeri bir hacmini kapsar. Beton dayanımında önemli bir paya sahip olduğundan agreganın da yeterli dayanım ve durabiliteye sahip olması gerekir.

Dane çapı 7mm'den küçük olan agregada kum, 7-70mm arasında olan ise çakıl olarak adlandırılmaktadır. Uygun nitelikteki taşların konkasör ile kırılması ile yapay çakıl elde edilir. Buna kırmataş veya mıcır adı verilmektedir.



Şekil 2-1 Agregada granülometrisi

Esas olarak bir dolgu malzemesi olan agreganın en önemli görevi betondaki hacim değişikliklerini azaltmaktır. Agregada, betonu oluşturan diğer bileşenlere göre daha ucuz olduğundan beton hacminin olabildiğince fazla bölümünü agregada kaplamalıdır. Bu yapılırken agregada granülometrisi kontrol edilerek büyük taneli agregaların arasındaki boşlukların daha küçük taneli agregada ile doldurulması sağlanmalıdır, Şekil 2-1. Agregalar ince agregada ve iri agregada olarak sınıflandırılır. 4.0mm göz açıklıklı kare

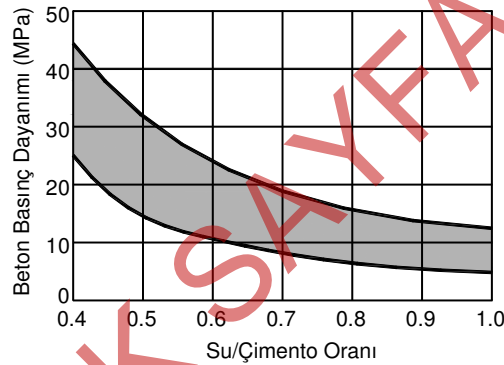
kullanılacak agreganın en büyük dane büyüklüğü, kalıp genişliğinin 1/5 inden, döşeme kalınlığının 1/3 ünden, iki donatı çubuğu arasındaki uzaklığın 3/4 ünden ve beton örtüsünden küçük olmalıdır. Çakıl ve kumun dayanımı hiçbir zaman çimento dayanımından düşük olmamalıdır.

#### 2.2.4 Dozaj

Yerine dökülmüş ve sıkıştırılmış  $1\text{m}^3$  betonun bileşiminde bulunan çimentonun, kg biriminde değerine betonun dozajı adı verilmektedir. Geçirimsizlik ve donatıyı paslanmadan korumak için dozajın belirli bir değer altında olmaması gerekir. Uygulamada beton dozajı genellikle  $250\text{-}400\text{ kg/m}^3$  arasında değişmektedir.

- Donatı oranı düşük, iri daneli çakıllı ve büyük kütlede dökülen betonlar için 250 dozlu beton,
- Normal betonarme betonu için 300 dozlu beton,
- Zararlı dış etkilere etkisinde ve geçirimsiz beton kullanımının gerektiği yerlerde yüksek dozlu beton kullanılır.

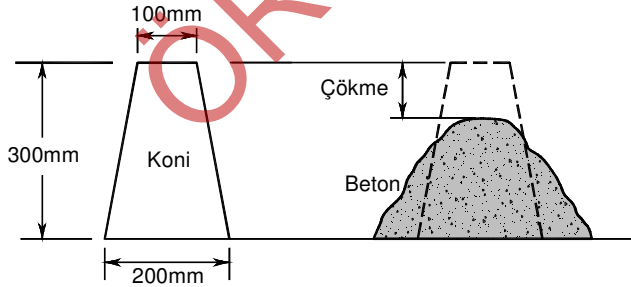
Betonun dayanımı dozaja değil, su/çimento oranına bağlıdır. Şekil 2-3'de beton basınç dayanımının su/çimento oranı ile değişimi gösterilmektedir.



Şekil 2-3 Su/Çimento oranına bağlı olarak Beton Basınç Dayanımı değişimi [12]

#### 2.2.5 Beton Karışımı

İyi kalitede beton üretebilmek için içerisindeki kum, çakıl, çimento ve suyun uygun oranlarda bulunması gerekir. Betonda aranan en önemli özellik olan yeterli basınç dayanımının sağlanmasının yanı sıra üretilen



Şekil 2-4 Çökme deneyi

betonun ekonomik ve işlenebilir kıvamda olması da gerekmektedir.

Beton kıvamının belirlenmesinde çeşitli yöntemler bulunmakla birlikte en yaygın olanı çökme deneyidir. Bu deneyde karılmış beton, dibi olmayan kesik koniye üç seferde doldurulur. Her doldurma işleminden sonra beton  $12\text{mm}$  çapında  $600\text{mm}$  uzunluğunda çelik çubuk kullanılarak 25 darbe ile iyice sıkıştırılır. Doldurmadan sonra üç dakika beklenir, koni kaldırılır ve betonun koni üstüne göre çökmesi ölçülür, Şekil 2-4.

Bu çökme belirli sınırlar içerisinde kalmalıdır. Bu sınırlar yaklaşık olarak



- Normal yapı elemanlarında 20-100mm,
- Dar ve sık donatılı yapı elemanlarında 100-200mm,
- Su geçirmez kalıp ve vibratör kullanılan yapı elemanlarında 0-50mm,
- Su geçirmez kalıp kullanılan yapı elemanlarında 0-100mm

alınabilir.

Basit bir ön tasarım için su/çimento/kum-çakıl oranı için hacimce 1/1.8/2.7, ağırlıkça su/çimento/kum/çakıl 0.5/1.0/3/4.5 uygun oranlardır.

Tablo 2-2  $1m^3$  beton için gerekli su miktarı ( $kg / m^3$ ) [12]'den uyarlanmıştır

Çökme (mm)	$1m^3$ beton için gerekli suyun ağırlığı, (kg)						
	Maksimum agrega çapı						
	10mm	12.5mm	20mm	25mm	40mm	50mm	70mm
20-50	205	200	185	180	160	155	145
75-100	225	215	200	195	175	170	160
150-175	240	230	210	205	185	180	170

Tablo 2-3  $1m^3$  beton için gereken iri agrega miktarı [12]'den uyarlanmıştır

Agreganın maksimum dane çapı (mm)	$1m^3$ beton için öngörülen çakıl veya kırmataş miktarı ( $m^3$ veya kg)				$1m^3$ yaş betonun ağırlığı ( $kg / m^3$ )
	İnce kum kullanılırsa		Kalın kum kullanılırsa		
10.0	$0.48 m^3$	(770 kg)	$0.45 m^3$	(720 kg)	2285
12.5	$0.58 m^3$	(930 kg)	$0.54 m^3$	(860 kg)	2315
20.0	$0.65 m^3$	(1040 kg)	$0.61 m^3$	(980 kg)	2355
25.0	$0.70 m^3$	(1120 kg)	$0.66 m^3$	(1060 kg)	2375
40.0	$0.75 m^3$	(1200 kg)	$0.71 m^3$	(1140 kg)	2420
50.0	$0.77 m^3$	(1230kg)	$0.73 m^3$	(1170kg)	2445
70.0	$0.80 m^3$	(1280 kg)	$0.76 m^3$	(1220 kg)	2465

Not: Verilen çakıl veya kırmataş hacimleri, şişlenerek sıkıştırılmış kuru agrega içindir.

Betonun ilk deneme karışımları için aşağıdaki adımlar izlenebilir.

- Çökme miktarı ve maksimum agrega çapı seçilir.
- Seçilen çökme miktarı ve maksimum agrega çapına göre Tablo 2-2'den  $1m^3$  beton için kullanılacak su miktarı ağırlık olarak belirlenir.
- Gerekli beton dayanımı için Şekil 2-3'den taralı bölge içerisinden uygun su/çimento oranı seçilir. Su miktarı bir önceki adımda belirlendiğinden çimento ağırlığı hesaplanır.
- Tablo 2-3'den  $1m^3$  beton için kullanılacak iri agreganın (çakıl veya kırmataşı) ağırlığı hesaplanır.
- Tablo 2-3'den  $1m^3$  yaş betonun ağırlığı hesaplanır. Bu ağırlıktan daha önceki adımlarda hesaplanan su, çimento ve iri agrega ağırlıkları çıkarılarak kum ağırlığı hesaplanır.

Piriz geciktirici katkı malzemeleri:

Yüksek sıcaklıklarda çimento daha hızlı sertleşir. Bu amaçla sıcak havalarda taze betonun piriz başlangıç süresini uzatmak amacıyla piriz geciktirici katkıları kullanılır. Böylece betonun yerleştirilmeden önce sertleşmeye başlaması önlenmiş olur. Ayrıca uzak mesafeye taşınacak betonlarda da kullanılabilir.

Piriz hızlandırıcı katkı malzemeleri:

Özellikle soğuk hava şartlarında taze betonun hidrasyonunu çabuklaştırmak için karışımın plastik halden katı hale geçmeye (pirizin) başlama süresini kısaltan kimyasal katkıları da bulunmaktadır. Erken kalıp alma işlemi yapılması gerektiği durumlarda da kullanılabilir.

Bağlayıcı katkı malzemeleri:

Betonun işlenebilirliğini ve geçirimsizliğini artıran, su kusmasını önleyen katkı malzemeleridir.

Genleşme sağlayan katkı malzemeleri:

Betonun sertleşmesi sırasında büzülme yerine genleşmesini sağlarlar. Derzlerin doldurulmasında ve onarım işlerinde daha yaygın olarak kullanılırlar.

Mineral katkı malzemeleri:

Öğütülmüş toz halde depolanan cüruf, uçucu kül, silis dumanı, taş unu vb. çeşitli maddelere mineral katkı malzemesi adı verilmektedir. Mineral katkıları tek başlarına çimento gibi bağlayıcılık özelliği gösteremezler fakat birlikte kullanılarak çimentoya benzer görev yerine getirir ve çimento ekonomisi sağlarlar. İnce mineraller beton hamurunun içinde boşluk oranını düşürerek betonun geçirimsizliğini azaltır ve betonun özelliklerini iyileştirir.

Katkı malzemelerinin seçiminde donatıya olan etkileri de göz önüne alınmalıdır. Gerekirse korozyon önleyici katkı malzemeleri kullanılmalıdır.

### 2.2.7 Betonun Yerleştirilmesi ve bakımı

Betonda karıştırma, taşıma ve yerleştirme sırasında ayrışma (segregasyon) olmamalıdır. Beton, piriz başlamadan önce yerine dökülüp işlenmeye başlanmalıdır. Kalıplara yerleştirildikten sonra vibratör ile sıkıştırılmalıdır. Beton zamanla dayanım kazanan bir malzeme olduğundan döküm işleminden sonra belirli bir süre bakımı devam etmelidir. Piriz için en uygun sıcaklık 15°C ve 25°C arasındadır ve uygun ortam nemli ortamdır. Bu nedenle bakım yapılırken beton yüzeyi sürekli ıslatılmalı ve buharlaşmayı önlemek için örtülmelidir. Sıcaklık +4°C nin altında ise su ve agrega ısıtılmalı veya özel katkı maddeleri kullanılmalıdır.

Boyutları büyük elemanlarda beton sürekli olarak dökülemeyip döküme ara verildiğinde iş derzi oluşacaktır. İş derzlerinin elemanların iç kuvvet olarak en az zorlanan yerlerinde oluşturulması ve yeniden beton dökümüne başlanmadan önce bu derzlerin temizlenmesi ve pürüzlendirilmesi gerekir.

### 2.3 Betonun Mekanik Özellikleri

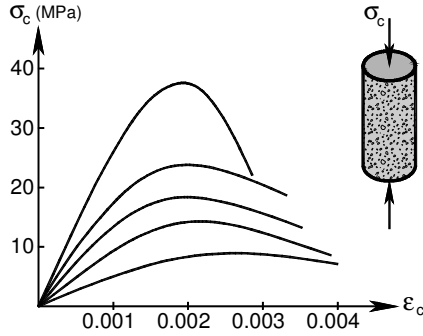
Beton, basınç dayanımı iyi çekme dayanımı zayıf olan bir malzemedir. Betonun tanımlanması ve sınıflandırılması basınç dayanımına göre yapılır. Betonun standart basınç dayanımı, çapı 150mm ve yüksekliği 300mm olan standart deney silindirlerinin suda saklanarak 28 gün sonunda tek eksenli basınç deneyleri sonucu elde edilen değer olarak tanımlanır. Gerilme cinsinden tanımlanan dayanım, numunenin kırılma yükünün numune kesit alanına bölünmesiyle belirlenir ( $f_c = P_{kırılma} / A$ ). Beton karakteristik basınç dayanımı  $f_{ck}$ , denenecek silindirlerden elde edilecek basınç dayanımlarının bu değerden düşük olma olasılığı belirli bir oran (genellikle %10) olan değerdir.

Gerektiğinde basınç dayanımı, küp deneylerinden de elde edilebilir. Böyle durumlarda, karakteristik basınç

dayanımı  $f_{ck}$ , geçerliliği deneylerle kanıtlanmış katsayılarla dönüştürülür. Bu amaçla, boyutları 150 mm olan küp için  $f_{ck}$  değerleri, Tablo 2-5 de verilmiştir.

### 2.3.1 Beton Basınç Gerilmesi-Şekildeğiştirme İlişkisi

Betonun gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi doğrusal değildir. Gerilme-şekildeğiştirme eğrisi, basınç dayanımının bir fonksiyonudur. Şekil 2-5’de tek eksenli basınç etkisinde farklı basınç dayanımlarına sahip beton için gerilme-şekil değiştirme ( $\sigma_c - \epsilon_c$ ) eğrileri gösterilmektedir.



Şekil 2-5 Beton Gerilme-Şekil değiştirme Eğrileri

biçimde doğrusal olmayan davranış şeklindedir.

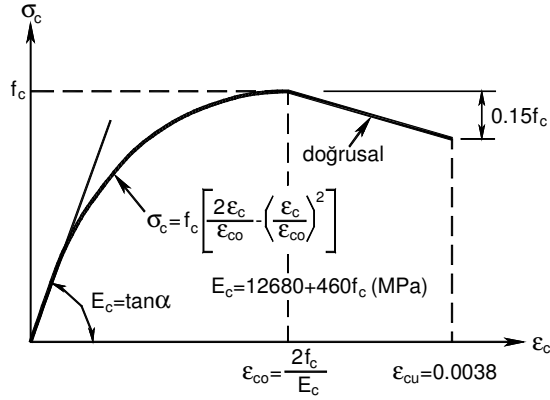
- Beton basınç dayanımı arttıkça gerilme-şekil değiştirme grafiğinde doğrusal bölümün eğimi,  $E_c$  Elastisite modülü, artmaktadır.
- Beton basınç dayanımı arttıkça basınç dayanımı maksimum değerini belirten tepe noktası belirginleşmektedir. Yaklaşık 0.002 şekildeğiştirme değerinde basınç dayanımı maksimum değere ulaşmaktadır.
- Ezilme en büyük basınç gerilmesinde değil en büyük şekil değiştirmeye ulaşıldığında ortaya çıkmaktadır. Ezilme anındaki birim kısalmaya karşı gelen gerilme en büyük gerilmenden küçüktür.
- Beton basınç dayanımı değişikçe beton ezilme birim kısalması değeri de değişmektedir. Dayanım arttıkça beton ezilme birim kısalması değeri küçülmektedir. Genel olarak  $\epsilon_{cu} = 0.003$ 'ün bir alt sınır değeri olarak alınabileceği görülmektedir.
- En büyük basınç dayanımından sonra düşen bir eğimle en büyük şekildeğiştirmeye ( $\geq 0.003$ ) kadar eğri devam etmektedir. Düşen eğimli bölgede gerilme azalırken şekil değiştirmeler artmaktadır. Bu davranışa “gerilmenin yeniden dağılımı” veya “boşaltma” adı verilmektedir.

TS 500’de beton için en büyük şekildeğiştirme değeri  $\epsilon_{cu} = 0.003$  olarak öngörülmekte ve bu değerde betonun basınç etkisinde ezildiği kabul edilerek  $\epsilon_{cu}$  “beton ezilme birim kısalması” olarak adlandırılmaktadır.

Betonun gerilme-şekil değiştirme ( $\sigma_c - \epsilon_c$ ) ilişkisi birçok değişkenden etkilendiğinden tek ve kesin bir gerilme-şekil değiştirme ilişkisi tanımlanamaz. Bu nedenle Şekil 2-5’de gösterilen  $\sigma_c - \epsilon_c$  ilişkisi betonun genel davranışı hakkında fikir verme amaçlı olarak değerlendirilmelidir.

Eğriler incelendiğinde aşağıdaki özellikler gözlemlenebilir.

- Davranış en büyük gerilmenin yaklaşık %70’ine kadar doğrusal elastığe yakın ve bu gerilmenden sonra belirgin



Şekil 2-6 Beton için Hognestad modeli

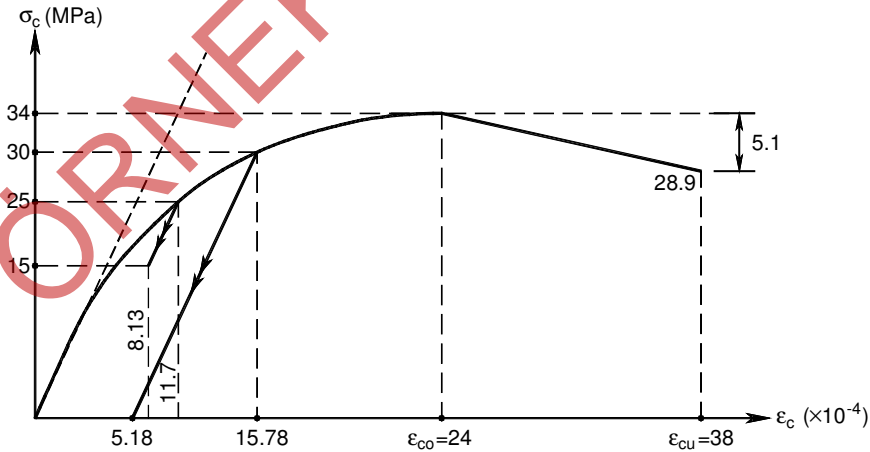
Birçok araştırmacı betonun gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi için farklı matematik modeller önermiştir. Şekil 2-6'de donatısız beton için Hognestad tarafından önerilen model gösterilmektedir. Modelde  $\sigma_c - \epsilon_c$  eğrisinin tepe noktasına kadar olan bölüm ikinci derece bir parabol, düşen kol bölümü ise doğrusal kabul edilmektedir. En büyük gerilme değeri genelde beton silindir dayanımının %85'i olarak alınmaktadır ( $f_c = 0.85f_{ck}$ ). Maksimum gerilmeye karşı gelen birim kısalma  $\epsilon_{co} = 2f_c / E_c$  olarak tanımlanmıştır.

## Örnek 2-2

Beton silindir dayanımı  $f_{ck} = 40MPa$  olan beton için

- Hognestad beton modelini esas alarak  $\sigma_c - \epsilon_c$  grafiğini çiziniz.
- Yükleme yapılarak kısa zamanda  $25MPa$  gerilmesine ulaşıldığında bu duruma karşı gelen birim kısalmayı hesaplayınız.
- Yükleme boşaltılarak  $15MPa$  gerilmesine inildiğinde karşı gelen birim kısalmayı hesaplayınız.
- Yeniden yükleme yapılarak  $30MPa$  gerilme değerine çıkıldığında karşı gelen birim kısalmayı hesaplayınız.
- Yükleme tamamen kaldırıldığında karşı gelen kalıcı birim kısalma değerini hesaplayınız.

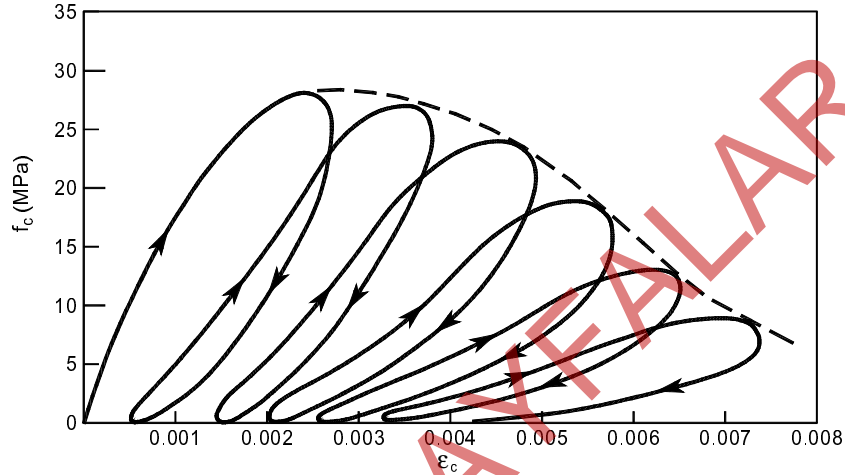
Çözüm:



$$f_c = 0.85f_{ck} = 0.85 \cdot 40 = 34MPa$$

$$E_c = 12680 + 460 \cdot f_c = 12680 + 460 \cdot 34 = 28320MPa$$

Deprem ve rüzgar gibi tekrarlı yükler etkisinde betonda yükleme, boşaltma ve yeniden yükleme durumu oluşacaktır. Şekil 2-8'de tekrarlı yükler etkisinde yapılan deneylerden elde edilmiş  $\sigma_c - \varepsilon_c$  grafiği gösterilmektedir. Görüldüğü gibi tekrarlı yüklere ait  $\sigma_c - \varepsilon_c$  eğrisi için çizilen ve kesikli çizgi ile gösterilen zarf eğrisi sürekli uygulanan yük altında elde edilen  $\sigma_c - \varepsilon_c$  eğrisi ile aynıdır. Yükün boşaltılması ve yeniden yüklenmesi ile oluşan eğriler incelendiğinde davranışın elastik olmadığı, Elastisite modülünü gösteren eğri eğiminin tekrar sayısı arttıkça azaldığı görülebilir.

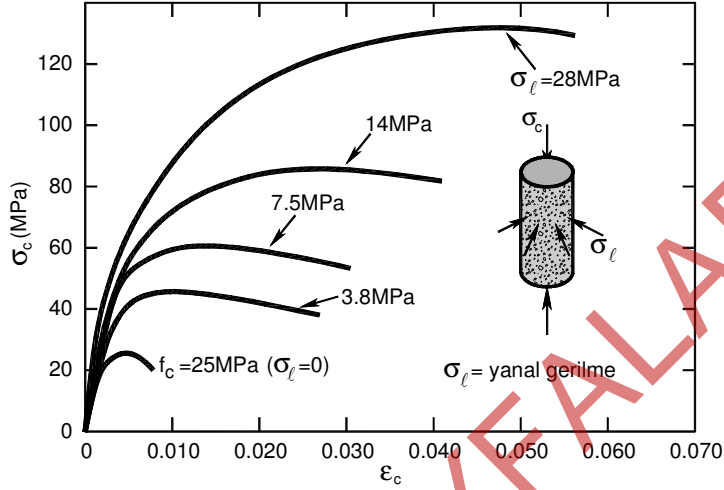


Şekil 2-8 Tekrarlanan yükler etkisinde  $\sigma_c - \varepsilon_c$  eğrisi

Betonun iki eksenli gerilme etkisindeki davranışını gösteren zarf eğrisi Şekil 2-9'da verilmektedir. Bu zarf eğrisi [18]'de verilen deneylerden elde edilmiştir ve bir doğrultudaki gerilmenin diğer doğrultudaki gerilme değerine bağlı olarak değişimini göstermektedir. Tüm değerler tek eksenli basınç dayanımına bölünerek normalize edilmiştir. Şekilden görüldüğü gibi iki eksenli gerilme durumunda her iki gerilmenin de basınç olması durumunda betonun dayanımı tek eksenli duruma göre %20 dolaylarında artabilmektedir. Artış değeri  $\sigma_2 / \sigma_1$  oranına bağlıdır. Deney verileri en büyük artışın  $\sigma_2 / \sigma_1$  oranının yaklaşık 0.6 olduğu durumda oluştuğunu göstermektedir. İki doğrultudaki basınç gerilmeleri eşit olduğunda bu artış %10 dolaylarında kalmaktadır.

Her iki yöndeki gerilme çekme gerilmesi olduğunda bir doğrultudaki gerilme diğer doğrultudakinden bağımsız olmakta ve tek yönlü çekme değerine eşit olmaktadır. Bir doğrultuda çekme diğer doğrultuda basınç gerilmesi olması durumunda basınç dayanımı doğrusala yakın bir biçimde azalmaktadır. Aynı sonuç tersi durumda içinde söylenebilir. Örneğin aksel basınç dayanımının yarısı dolaylarında bir basınç gerilmesinin bulunması çekme dayanımını, aksel çekme dayanımının yarısı dolaylarına düşürmektedir. Bu özellik perde ve yüksek kirişlerde diyagonal çekme çatlakların oluşma şeklinin öngörülmesinde önemli olmaktadır.

Şekilden yanal basıncın artması ile betonun dayanımının arttığı ve dayanımını kaybetmeden daha büyük şekildeğiştirme yapabilme yeteneği kazandığı görülebilir. Bunun sonucunda plastik şekildeğirmeler yoluyla tüketilen şekil değıştirme enerjisi de artmaktadır. Bu olumlu davranış değışikliği, uygulanan yanal basıncın, kırılmaya neden olan boyuna çatlakların oluşmasını geciktirmesi sonucu ortaya çıkmaktadır.

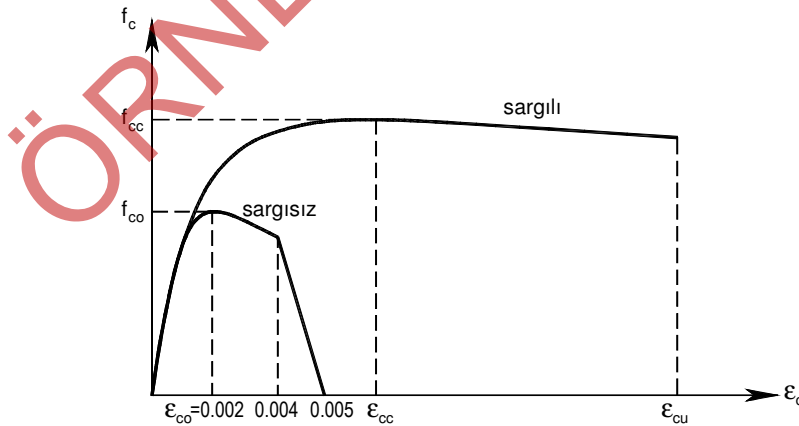


Şekil 2-11 Çok eksenli gerilme etkisinde betonun gerilme-şekildeğiştirme davranışı  
Eksenel basınç yüklemesi ile birlikte  $\sigma_l$  yanal basınç gerilmesi bulunması durumunda eksenel basınç gerilmesi yaklaşık olarak Denk.(2.1) ile belirlenebilir.

$$f_{cc} = f_c + 4.1\sigma_l \quad (2.1)$$

Burada  $f_c$  tek eksenli yükleme dayanımını göstermektedir.

Donatılı betonlar için de farklı matematik modeller geliştirilmiştir. Bunlara örnek olarak Şekil 2-12'de sargılı ve sargısız beton için Mander modeli gösterilmektedir.



Şekil 2-12 Beton için Mander modeli

Sargılı beton için verilen Denk. (2.2),  $\varepsilon_c = 0.004$ 'e kadar olan bölgede sargısız beton için de geçerlidir. Sargısız betonda etkin sargılama basıncı  $f_e = 0$  ve buna bağlı olarak Denk. (2.3)'den  $\lambda_c = 1$  olacağından Denk.(2.6) ve Denk.(2.7)'de  $f_{cc} = f_{co}$  ve  $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co}$  alınacaktır.  $\varepsilon_c = 0.005$ 'de  $f_c = 0$  olarak tanımlanır.  $0.004 < \varepsilon_c \leq 0.005$  aralığında gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi doğrusaldır.

### 2.3.2 Yapı Elemanlarında Beton Dayanımı

Beton dökümü sırasında alınan numuneler yönetmeliklere uygun koşullarda saklanmaktadır. Aynı beton, yapıda kullanılmak üzere kalıplara dökülerek yapı elemanları oluşturulur. 28 gün sonunda beton numuneler kırılarak beton dayanımı belirlenir. Yapıda kullanılan betonun bu süre içerisinde bulunduğu koşullar numunelerinkinden farklı olacağından, yapıdaki beton dayanımının numunelerden elde edilen dayanımdan daha düşük olması beklenir. Tasarımda bu durumu göz önüne almak üzere, yapıdaki beton dayanımının silindir numunelerden elde edilen değer yaklaşık 0.85 katı olacağı öngörülmüştür. Bu azaltma yalnızca saklama koşullarının farklılığını değil aynı zamanda yerleştirme, sıkıştırma, bakım işlemi, eleman ve numune arasındaki boyut ve şekil farkı, farklı gerilme dağılımları gibi etkilerin neden olabileceği dayanım azalmasını da içermektedir.

### 2.3.3 Çekme Gerilmesi

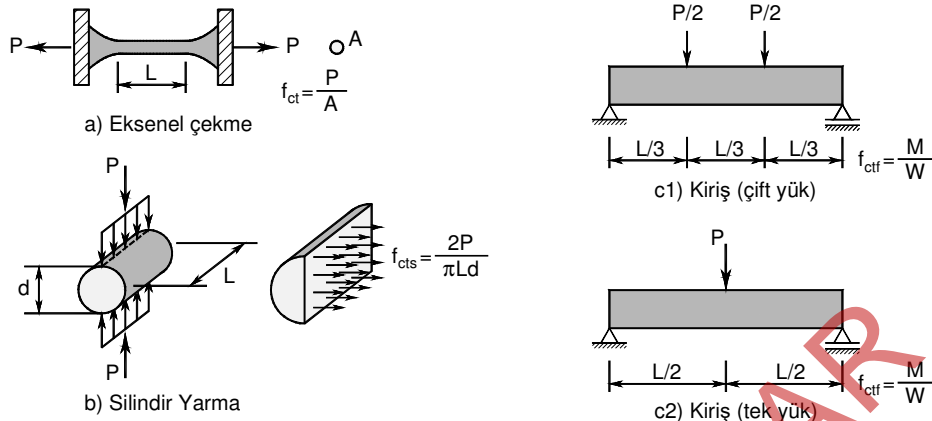
Beton gevrek bir malzemedir ve çekme dayanımı basınç dayanımına göre oldukça düşüktür. Çekme dayanımı basınç dayanımının yaklaşık %10-%15'i kadardır. Çekme dayanımını belirlemek için en yaygın olarak kullanılan deneyler aksel çekme, silindir yarma ve eğilme deneyleridir, Şekil 2-13. Bu deneylerden elde edilecek çekme dayanımları birbirinden farklıdır.

Eksenel çekme dayanımını en sağlıklı olarak vereceği düşünülen aksel çekme dayanımı deneyi elemandaki yerel zayıflıklar nedeniyle ancak çok sayıda deney yapılır ve istatistikî çalışma yapıldığında gerçekçi sonuçlar verir. Bu nedenle aksel çekme deneyi standart deney olarak uygulanmamaktadır. Bunun yerine daha kolay uygulanabilen silindir yarma ve kiriş deneyleri standart çekme deneyleri olarak kullanılmaktadır. Bu deneylerden elde edilecek çekme gerilmesi ile gerçek çekme dayanımı arasındaki oran Tablo 2-4'de verilmektedir.

Silindir yarma deneyinde silindir numunenin yanlarından çizgisel basınç kuvveti uygulanır. Basınç kuvveti uygulanan kuvvete dik doğrultuda çekme gerilmesi oluşmasına neden olur ve silindir numune çekme dayanımına ulaştığında ortasından yarılarak kırılma gerçekleşir. Silindir yarma deneyinden betonun çekme dayanımı elastisite teorisi kullanılarak Denk. (2.9) ile hesaplanabilir.

$$f_{cts} = \frac{2P}{\pi Ld} \quad (2.9)$$

Burada  $f_{cts}$  silindir yarma çekme dayanımını,  $P$  yarıma yükünü,  $d$  silindir çapını (150mm),  $L$  silindir boyunu (300mm) göstermektedir.



Şekil 2-13 Çekme dayanımı deneyleri

Tablo 2-4 Beton çekme dayanımı [12]'den uyarlanmıştır

Deney Türü	Çekme Dayanımı [MPa]	Çekme Dayanımı/Eksenel Çekme Dayanımı
Eksenel Çekme	$f_{ct} = 0.35\sqrt{f_{ck}}$	1.00
Silindir Yarma	$f_{cts} = 0.50\sqrt{f_{ck}}$	1.45
Kiriş (tek yük)	$f_{ctf} = 0.70\sqrt{f_{ck}}$	2.00
Kiriş (Çift yük)	$f_{ctf} = 0.64\sqrt{f_{ck}}$	1.82

TS500 de betonun çekme dayanımı için eksenel çekme deneyinden elde edilen değer esas alınmıştır ve çekme dayanımı basınç karakteristik dayanımına bağlı olarak

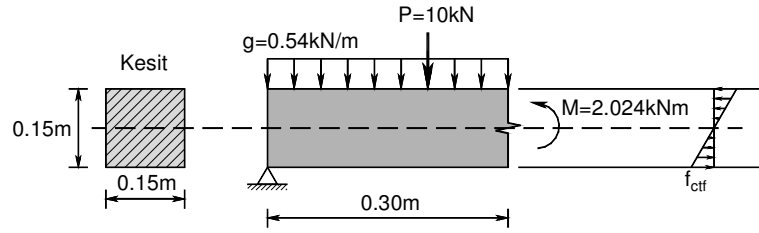
$$f_{ctk} = 0.35\sqrt{f_{ck}} \text{ (MPa)} \quad (2.10)$$

bağıntısı kullanılarak belirlenmektedir. Burada  $f_{ctk}$  beton karakteristik eksenel çekme dayanımıdır. Çekme dayanımı ve basınç dayanımı arasında doğrusal bir orantı bulunmamaktadır. Basınç dayanımındaki artış çekme dayanımında daha küçük bir artışa neden olmaktadır.

Betonun çekme davranışı için kullanılabilir hesap modeli Şekil 2-14'de gösterilmektedir. Bu modelde ilk bölüm basınç modeline benzer şekilde ikinci derece parabol, ikinci bölüm ise bir doğru ile tanımlanmaktadır. Betonun çekme davranışı basınç davranışı kadar önemli olmadığından ilk bölümdeki parabol bölüm için kesik çizgilerle gösterilen doğru biçiminde bir idealleştirme yapılabilir.

Tasarımda kullanılan bir diğer çekme dayanımı ise Şekil 2-13(c)'de gösterilen kiriş deneylerinden elde edilen eğilmede çekme dayanımıdır. Bu değer Tablo 2-4'den görüleceği üzere eksenel çekme dayanımından yaklaşık 1.8~2.0 kat büyüktür. Eğilmede çekme dayanımı, beton bir kiriş numunenin tek noktadan veya iki noktadan uygulanan tekil yükler etkisinde eğilme deneyi yapılarak belirlenir. Numunelerin kırılma durumundaki en büyük çekme gerilmesi eğilmede çekme dayanımı olarak alınır. Eğilmede çekme dayanımına karşı gelen gerilmeyi oluşturan eğilme momenti de çatlama momenti  $M_{cr}$  olarak adlandırılmaktadır.





Deney sonucunda elde edilen eğilmede çekme dayanımı  $f_{ctf} = \frac{2.243}{5.63 \cdot 10^{-4}} = 3599 \text{ kN / m}^2 = 3.599 \text{ MPa}$

b) Tablo 2-4’de verilen bağıntı ile  $f_{ctf} = 0.64\sqrt{30} = 3.51 \text{ MPa}$  olarak hesaplanır.

### 2.3.4 Beton Hesap Dayanımları

TS500’e göre hesaplarda kullanılacak beton hesap dayanımı, Denk. (2.11)’de verildiği gibi karakteristik dayanımın malzeme katsayısına bölünmesi ile bulunur.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_{mc}} ; f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_{mc}} \quad (2.11)$$

Burada  $f_{cd}$  beton tasarım basınç dayanımını,  $f_{ctd}$  beton tasarım eksenel çekme dayanımını;  $f_{ck}$  beton karakteristik basınç dayanımını,  $f_{ctk}$  ise beton karakteristik çekme dayanımını göstermektedir.

Beton için malzeme katsayısı  $\gamma_{mc}$  yerinde dökülen betonlar için 1.5 alınmalıdır. Bu katsayı öndökümlü betonlar için 1.4 alınabilir. Betonda nitelik denetiminin gerektiği gibi yapılamadığı durumlarda bu katsayı artırılarak 1.7 alınır.

### 2.3.5 Beton Elastisite Modülü

Bir malzemenin Elastisite modülü gerilme-şekil değiştirme eğrisinin eğimi olarak tanımlanır. Doğrusal elastik olmayan davranış gösteren beton için her gerilme değeri için farklı bir elastisite modülü değeri elde edileceğinden beton için doğru ve kesin bir Elastisite modülü tanımlamak olası değildir.

Tablo 2-5 Beton Sınıfları ve Dayanımları

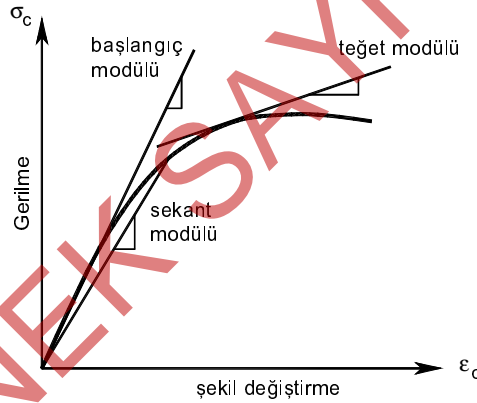
Beton Sınıfı	Karakteristik Basınç Dayanımı $f_{ck}$ (MPa)	Eşdeğer Küp (150mm) Basınç Dayanımı (MPa)	Karakteristik Eksenel Çekme Dayanımı $f_{ctk}$ (MPa)	28 Günlük Elastisite Modülü $E_{c28}$ (MPa)
C16	16	20	1.4	27000
C18	18	22	1.5	27500
C20	20	25	1.6	28000
C25	25	30	1.8	30000
C30	30	37	1.9	32000
C35	35	45	2.1	33000
C40	40	50	2.2	34000
C45	45	55	2.3	36000
C50	50	60	2.5	37000

Bu güçlük nedeniyle literatürde betonun elastisite modülü için çeşitli tanımlamalar yapılmıştır. Başlangıç modülü, teğet modülü ve sekant modülü bunlardan en yaygın olarak kullanılanlarıdır. Söz konusu elastisite modülleri Şekil 2-15’de gerilme-şekildeğiştirme diyagramı üzerinde gösterilmektedir. Başlangıç elastisite modülü  $\sigma_c - \varepsilon_c$  eğrisinin başlangıç noktasından çizilen doğrunun eğimi olarak tanımlanabilir. Beton, düşük gerilmeler etkisindeyse hesaplamalarda başlangıç modülü kullanılabilir. Teğet modülü  $\sigma_c - \varepsilon_c$  eğrisinin herhangi bir noktasında çizilen teğetin eğimi olarak tanımlanabilir. Sekant modülü ise  $\sigma_c - \varepsilon_c$  eğrisinin başlangıç noktasından herhangi bir noktaya çizilen doğrunun eğimi olarak tanımlanabilir. Genelde sekant modülü  $0.4f_{ck}$  gerilme düzeyine göre hesaplanır. Beton elastisite modülü zamana bağlı etkiler nedeniyle de azalabilmektedir.

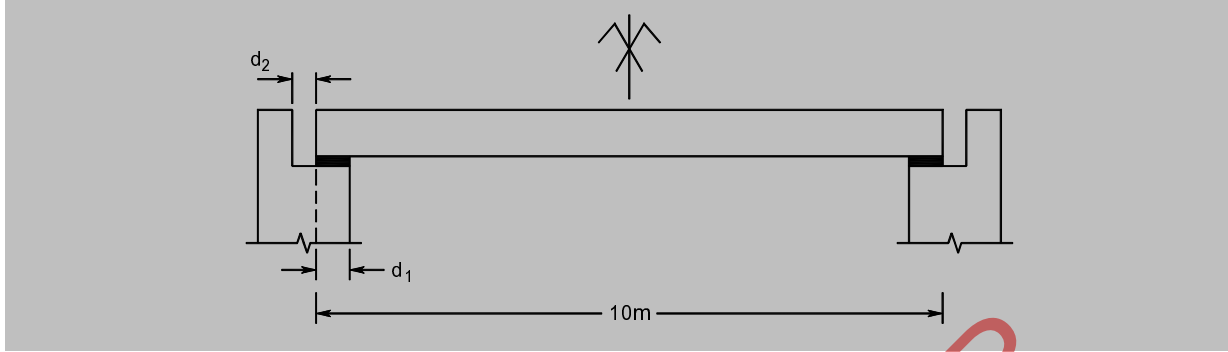
TS500’de Beton Elastisite modülü için

$$E_{cj} = 3250\sqrt{f_{ckj}} + 14000 \text{ (MPa)} \quad (2.12)$$

bağıntısı verilmektedir. Burada  $f_{ckj}$  değeri, “j” günlük betonun karakteristik silindir basınç dayanımıdır. Denk.(2.12) zaman etkisini içermemektedir. Örneğin sünme gibi zamana bağlı etkilerin önemli olduğu problemlerde bu bağıntı ile hesaplanan Elastisite modülü değeri hesaplanan ilk değer yarısına veya üçte birine kadar azaltılabilir.



Şekil 2-15 Beton Elastisite Modülü



Çözüm:

a) Kirişin düşmemesi için

$$d_1 \geq \frac{\Delta L}{2} = \alpha_t (t_{ort} - t_{kış}) \frac{L}{2} = 10^{-5} \cdot (20 + 30) \cdot 5000 = 2.5mm$$

b) Kirişin mesnet duvarlarına çarpıması için

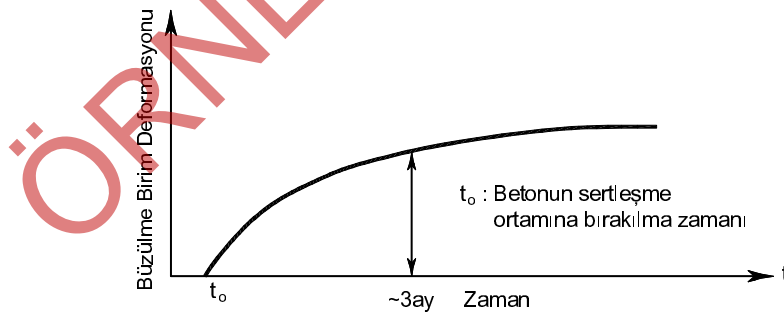
$$d_2 \geq \frac{\Delta L}{2} = \alpha_t (t_{yaz} - t_{ort}) \frac{L}{2} = 10^{-5} \cdot (50 - 20) \cdot 5000 = 1.5mm$$

Kirişin oturduğu mesnet uzunluğu  $d_1 + d_2$  toplamından az olmamalıdır.

### 2.3.10 Hacim Değişimi

#### 2.3.10.1 Rötire (Büzülme) ve Şişme

Rötire (Büzülme), beton yerleştirildikten sonra hidrasyon için gerekli olmayan suyun buharlaşarak betondan ayrılması sonucu oluşan hacimsel küçülmedir. Büzülme olayı dış yüklerden bağımsız olarak ortaya çıkar. Şekil 2-17'de büzülmeden dolayı oluşan birim deformasyonun zamana bağlı olarak değişimi gösterilmektedir. Büzülmenin hızı azalarak uzun süre devam etmekle birlikte büyük bölümü ilk üç ay içerisinde oluşur.

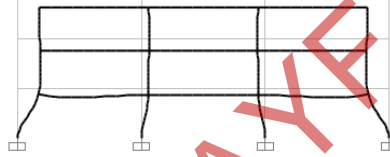


Şekil 2-17 Betonun büzülme davranışı eğrisi

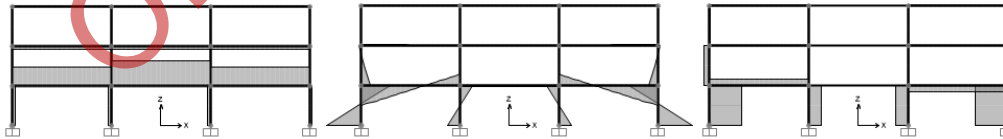
Büzülme sonucu oluşacak en büyük şekil değiştirme karışımın özelliklerine bağlıdır. Tipik değerleri Tablo 2-6'da verilmektedir.

- 1, 5, 9 ve 13 nolu düğüm noktalarının üzerine tıklayarak seçili duruma getiriniz.
- Menüde Assign-Joint-Restraints... seçeneğini seçiniz.
  - Ankastre mesnet tanımı için Translation ve Rotation kutucuklarının tamamını seçili duruma getiriniz ve OK düğmesine basınız.
- Menüde Define-Materials... seçeneğini seçiniz.
  - Add New Material... düğmesine basınız.
  - Region açılır listesinden User seçeneğini,
  - Material Type açılır listesinden Concrete seçeneğini seçiniz ve OK düğmesine basınız.
  - Material Name and Display Color kutucuğuna C30 yazınız.
  - Weight per Unit Volume kutucuğuna 0 yazınız.
  - Units açılır listesinden N,mm,C 'yi seçiniz
  - Modulus of Elasticity, E kutucuğuna 32000 yazınız
  - Poissons's Ratio, U kutucuğuna 0.2 yazınız.
  - Coefficient of Thermal Expansion, A kutucuğuna 1E-5 yazınız ve iki kez OK düğmesine basınız.
- Menüde Define-Section Properties-Frame Sections seçeneğini seçiniz.
  - Add New Property düğmesine basınız.
  - Frame Section Property Type açılır listesinden Concrete seçeneğini seçiniz.
  - Rectangular seçeneğini seçiniz.
  - Ekrana gelen ileti kutusunda
    - Section Name kutucuğunu B yazınız.
    - Depth (t3) kutucuğuna 1 , Width kutucuğuna 0.4 yazınız.
    - Material açılır listesinden C30 malzemesini seçiniz
    - Concrete Reinforcement düğmesine basınız.
    - Ekrana gelen ileti kutusunda Design Type bölümünde Beam (M3 Design Only) seçeneğini seçiniz ve 2 kez OK düğmesine basınız.
  - Add Copy of Property düğmesine basınız.
  - Ekrana gelen ileti kutusunda
    - Section Name kutucuğunu C yazınız.
    - Depth (t3) kutucuğuna 0.5 , Width kutucuğuna 0.8 yazınız.
    - Concrete Reinforcement düğmesine basınız.
    - Ekrana gelen ileti kutusunda Design Type bölümünde Column (P-M2-M3 Design) seçeneğini seçiniz ve 3 kez OK düğmesine basınız.
- Kirişleri seçili duruma getiriniz.
- Menüde Assign-Frame-Frame Sections seçeneğini seçiniz.
- Ekrama gelen ileti kutusunda B seçeneğini seçiniz ve Apply düğmesine basınız.
- Kolonları seçili duruma getiriniz.
- Ekrama bulunan ileti kutusunda C seçeneğini seçiniz ve OK düğmesine basınız.
- Menüde Define Load Patterns seçeneğini seçiniz.
- Ekrama gelen ileti kutusunda
  - Load Pattern Name kutucuğuna BUZULME yazınız.
  - Type açılır listesinden Other seçeneğini seçiniz ve Add New Load Pattern düğmesine basınız.
  - Load Pattern Name kutucuğuna SICAKLIK yazınız.
  - Type açılır listesinden Other seçeneğini seçiniz ve Add New Load Pattern düğmesine basınız.
  - Load Pattern Name listesinde DEAD seçeneğini seçiniz ve Delete Load Pattern düğmesine basarak bu yüklemeyi siliniz.
  - OK düğmesine basınız.
- Menüde Define Load Cases seçeneğini seçiniz.
- Ekrama gelen ileti kutusunda
  - Load Case Name listesinden DEAD seçeneğini seçiniz ve Delete Load Case düğmesine basarak bu yüklemeyi siliniz.
  - Load Case Name listesinden MODAL seçeneğini seçiniz ve Delete Load Case düğmesine basarak bu yüklemeyi siliniz ve OK düğmesine basınız.
- Menüde Select-Select-All seçeneğini seçerek tüm elemanları seçiniz.

- Menüde Assign-Frame Loads-Temperature seçeneğini seçiniz.
- Ekranaya gelen ileti kutusunda
  - Load Pattern açılır listesinden SICAKLIK seçeneğini seçiniz.
  - Type bölümünde Temperature seçeneğini seçiniz.
  - Temperature bölümünde By Element seçeneğini seçiniz ve Temperature kutucuğuna -25 yazarak Apply düğmesine basınız.
  - Menüde Select-Select-All seçeneğini seçerek tüm elemanları yeniden seçiniz.
  - Ekrandaki ileti kutusunda Load Pattern açılır listesinden BUZULME seçeneğini seçiniz.
  - Temperature kutucuğuna -40 yazarak OK düğmesine basınız.
- Menüde Analyze-Set Analysis Options seçeneğini seçiniz.
- Fast DOFs bölümünde Plane Frame simgesine tıklayınız. Bu işlem ile sistemin XZ düzleminde bulunan bir düzlem sistem olduğu belirtilmektedir. OK düğmesine basınız.
- Menüde Analyze-Run Analysis... seçeneğini seçiniz.
  - Run Now düğmesine basınız
  - Dosya adı istendiğinde uygun bir dosya adı veriniz
  - Çözümü yapınız.
- Menüde Display-Show Deformed Shape seçeneğini seçiniz.
- Case/Combo Name açılır listesinden BUZULME seçeneğini seçiniz ve OK düğmesine basınız. Ekranaya gelen sünme etkileri altında sistemin şekil değiştirmiş hali gelecektir.



- Menüde Display-Show Forces/Stresses Frames/Cables/Tendons seçeneğini seçiniz.
- Ekranaya gelen ileti kutusunda
  - Case/Combo Name açılır listesinden BUZULME seçeneğini seçiniz.
  - Component bölümünde Axial Force seçeneğini seçiniz.
  - Options for Diagram bölümünde Show Values seçeneğini seçiniz ve Apply düğmesine basınız.
  - Büzülme nedeniyle 1. kat kirişlerinde büyük aksel çekme kuvvetleri oluşmaktadır.
  - Kesme kuvvetlerini incelemek için Component bölümünde Shear 2-2 seçeneğini seçiniz ve Apply düğmesine basınız.
  - Eğilme momentlerini incelemek için Component bölümünde Moment 3-3 seçeneğini seçiniz ve Apply düğmesine basınız.
  - Kesme kuvveti ve moment değerleri dış kolonlarda iç kolonlara göre daha büyük değerlere sahiptir.
  - Genel olarak en alt kat elemanlarında iç kuvvetler daha büyük değerlere sahiptir.



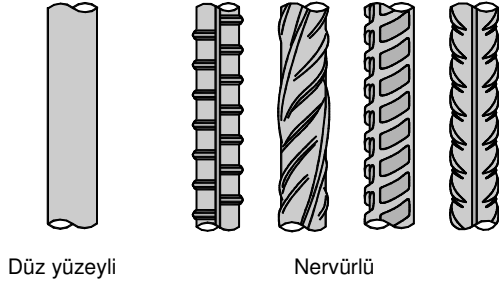
Eksenel Kuvvet

Eğilme Momenti

Kesme Kuvveti

Büzülme nedeniyle kiriş serbestçe deformasyon yapabilirse oluşacak toplam kısalma kirişin uzunluğuna ve büzülme katsayısına bağlı olacaktır. Örnek sistemde bu kısalma kolonlar tarafından bir miktar engellenmektedir ve bu nedenle kolonlarda iç kuvvetler oluşmaktadır. Kiriş uzunluğu arttıkça kolonlardaki iç kuvvetler de artacaktır. Bu nedenle plandaki uzunluğu büyük sistemlerde (>40m) derzler bırakılarak bu etkilerin azaltılması önerilmektedir.

Bauschinger etkisi olarak adlandırılmaktadır ve malzemenin davranışında yük geçmişinin önemli olduğunu göstermektedir. Bu nedenle deprem gibi tersinir yükler etkisinde davranışın doğru şekilde öngörülebilmesi için malzeme modellerinde yük geçmişinin göz önüne alınması gerekmektedir.



Şekil 2-22 Donatı türleri

TS500'de donatı çelikleri  $f_{yk}$  karakteristik akma dayanımları esas alınarak S220, S420 ve S500 olarak sınıflandırılmıştır. Örneğin sınıfı S420 olan donatı çeliğinin karakteristik akma dayanımı  $f_{yk} = 420MPa$ 'dır.

Donatı sınıflarına göre, S220 düz yüzeyli çubuklar, S420 nervürlü çubuklar ve S500 çelik hasırlar olarak bulunmaktadır. Günümüzde uygulamada düz yüzeyli S220 donatı kullanımı oldukça azalmıştır. Nervürlü donatıların üzerinde üretim sırasında oluşturulan çıkıntılar beton ve donatı arasındaki kenetlenmenin daha iyi oluşmasını sağlamaktadır.

Hesaplarda donatı çeliğin gerilme-şekildeğiştirme ilişkisinin Şekil 2-23'de gösterildiği gibi elasto-plastik olduğu varsayılır. Akma öncesinde  $\sigma_s - \varepsilon_s$  ilişkisi doğrusal elastik

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_s \quad \sigma_s < f_{yk} \quad \varepsilon_s < \varepsilon_{yk} \quad (2.16)$$

Akma sonrasında ise gerilme sabit kalırken şekildeğiştirme artmaktadır.

$$\sigma_s = f_{yk} \quad \varepsilon_s \geq \varepsilon_{yk} \quad (2.17)$$

Büyük uzamalar sonucunda donatı çeliği kopar ancak inşaat mühendisliğinde kullanılan elemanlarda  $\varepsilon_{su}$  donatı kopma uzaması olarak adlandırılan bu büyük uzama birim şekildeğiştirme değerine genellikle ulaşmaz.

Akma noktası, donatı çeliği türüne bağlı olarak değişmekle birlikte donatı çeliğinin elastisite modülü sabit kalarak tüm donatı türleri için  $E_s = 2 \cdot 10^5 MPa$  dır.

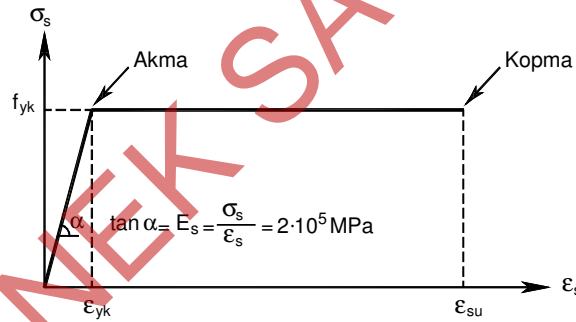
Donatı çeliklerinin tasarım akma dayanımları  $f_{yd}$  ile karakteristik akma dayanımları  $f_{yk}$  arasında

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{ms}} \quad (2.18)$$

bağıntısı bulunmaktadır. Donatı için malzeme katsayısı  $\gamma_{ms}$  tüm donatı sınıfları için 1.15 alınır.

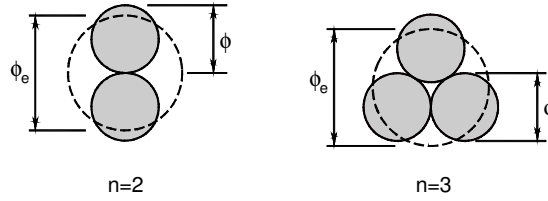
Tablo 2-8 Donatı Çeliklerinin Mekanik Özellikleri (TS 708 – 2010'dan)

Tip	Düz Yüzeyle	Nervürlü				
Sınıf	S220	S420	B420B	B420C	B500B	B500C
Akma dayanımı (en az) $f_{y\min}$ (MPa)	220	420	420	420	500	500
Çekme dayanımı (en az) $f_{yk}$ (MPa)	340	500	---	---	---	---
Çekme dayanımı/akma dayanımı oranı	1.20 (en az)	1.15 (en az)	1.08 (en az)	$\geq 1.15$ $< 1.35$	1.08 (en az)	$\geq 1.15$ $< 1.35$
Deneysel ama dayanımı/karakteristik akma dayanımı oranı	---	1.30	---	1.30	---	1.30
Kopma uzaması $\epsilon_{su}$ (en az) (%)	18	10	12	12	12	12
Maksimum yükte toplam uzama (en az) $A_{gt}$ (%)	---	---	5	7.5	5	7.5
Bükme Açısı	180°	180°	---	---	---	---



Şekil 2-23 İdealleştirilmiş donatı çeliği gerilme şekildeğiştirme davranışı  
TS 708-2010 ve TBDY'de donatı çelikleri için verilen bilgiler sırasıyla Tablo 2-8 ve Tablo 2-9'da verilmiştir. Tablo 2-9'da  $f_{sy}$  donatı çeliğinin akma dayanımını,  $\epsilon_{sy}$  akma şekildeğiştirmesini,  $\epsilon_{sh}$  pekleşmenin başladığı şekildeğiştirmeyi,  $f_{su}$  kopma dayanımını göstermektedir.

Hasır donatılar birbirine dik ve paralel çubuklardan oluşturulmaktadır. Genellikle döşemelerde, tünel kaplamalarında, yol ve saha kaplama betonlarında donatı yerleştirilmesini kolaylaştırmak amacıyla kullanılmaktadır. İki yöndeki donatılar üst üste bindiği noktalarda kaynak ile bağlanmaktadır. R ve Q tipi olarak iki tipi bulunmaktadır. Q tipinde donatı gözleri kare şeklindedir ve iki doğrultudaki donatı alanları birbirine yakındır. R tipinde donatı gözleri dikdörtgen şeklindedir ve bir doğrultudaki alan diğerinden daha büyüktür. Bu nedenle uygulamada Q tipi genelde iki doğrultuda çalışan döşemelerde alt donatı, R tipi ise tek doğrultuda çalışan döşemelerde veya iki doğrultuda çalışan döşemelerin mesnet donatısı olarak



Şekil 2-26 Demet Donatı

### 2.4.2 Donatının Yerleştirilmesi

Donatıya gerekli aderansı sağlamak ve donatıyı dış etkilerden korumak için en dış donatı yüzünden ölçülen gerekli net beton örtüsü değerleri Tablo 2-10'den alınabilir.

Tablo 2-10 En dış donatının dış yüzünden ölçülen gerekli beton örtüsü

Zeminle doğrudan ilişkide olan elemanlarda	$c_c \geq 50mm$
Hava koşullarına açık kolon ve kirişlerde	$c_c \geq 25mm$
Yapı içinde, dış etkilere açık olmayan kolon ve kirişlerde	$c_c \geq 20mm$
Perde duvar ve döşemelerde	$c_c \geq 15mm$
Kabuk ve katlanmış plaklarda	$c_c \geq 15mm$

Aynı sıradaki donatı çubukları arasındaki net uzaklık donatı çapından, maksimum agrega çapının 4/3 ünden ve 25mm'den az olmamalıdır.

Donatının iki veya daha fazla sıra olarak yerleştirilmesi gereken durumlarda, üst sıradaki çubuklar alt sıradakilerle aynı düşey eksen üzerinde sıralanmalı ve iki sıra arasındaki net açıklık en az 25 mm veya çap kadar olmalıdır.

Kolonlarda iki boyuna donatı arasındaki net uzaklık çubuk çapının 1.5 katından, en büyük agrega çapının 4/3 ünden ve 40 mm den az olmamalıdır.

Betonarme elemanlarda kullanılacak donatı çeliği, kullanılmadan önce kir, yağ ve yüzeyden ayrılabilen pastan temizlenmesi gerekmektedir. Donatının projesine uygun olarak yerleştirilmesine özen gösterilmeli, asal donatıyı oluşturan çekme ve basınç çubuklarının dağıtma donatısı ve etriyelerle iyice bağlanmış olması sağlanmalıdır.

Beton dökülürken, donatının yerinin değişmemesi gerekir. Çubukların etrafında gerekli beton örtüsünün oluşturulabilmesi amacıyla, donatı askıya alınmalı ve kalıpla bunların arasına beton takozlar ve iki sıra donatı arasına çelik çubuk parçaları konmalıdır. Beton takoz ve çelik çubuk parçaları yerine bu amaçla hazırlanmış plastik elemanlar da kullanılabilir. Etriyelerin de yan yüzlerinde yeterli beton örtüsünün bulunmasına özellikle dikkat edilmelidir. Döşeme ve kirişlerin üst donatılarının aşağıya basılmaması için önlem alınmalıdır.

Donatısı altta bulunan bir yapı elemanı doğrudan doğruya (temel plaklarında olduğu gibi) zemin üzerine yapılacaksa, zemin türü göz önüne alınarak en az 50 mm kalınlığında beton veya benzeri bir yalıtım tabakası ile örtülmelidir.



Toplam enine donatı hacimsel oranı  $\rho_s = \rho_x + \rho_y = 0.00365 + 0.00455 = 0.0082$

Etkili sargılama basıncının hesaplanması:

$$f_{ex} = k_e \rho_x f_{yw} = 0.457 \cdot 0.00365 \cdot 420 = 0.701 \text{MPa}$$

$$f_{ey} = k_e \rho_y f_{yw} = 0.457 \cdot 0.00455 \cdot 420 = 0.874 \text{MPa}$$

$$f_e = \frac{f_{ex} + f_{ey}}{2} = 0.788 \text{MPa}$$

$$\lambda_c = 2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{0.788}{30}} - 2 \frac{0.788}{30} - 1.254 = 1.171$$

Sargılı beton dayanımı  $f_{cc} = \lambda_c f_{co} = 1.171 \cdot 30 = 35.1 \text{MPa}$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} [1 + 5(\lambda_c - 1)] = 0.002 \cdot [1 + 5(1.171 - 1)] = 0.00371$$

$$E_c \cong 5000 \sqrt{f_{co}} = 5000 \sqrt{30} = 27386 \text{MPa}$$

$$E_{\text{sec}} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} = \frac{35.1}{0.00371} = 9464 \text{MPa}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{\text{sec}}} = \frac{27386}{27386 - 9464} = 1.528$$

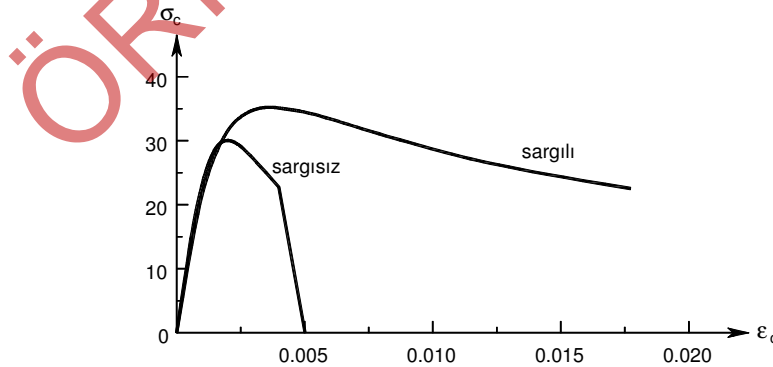
$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} = \frac{\varepsilon_c}{0.00371}$$

Sargılı beton için gerilme-şekil değiştirme bağıntısı

$$f_c = \frac{f_{cc} x r}{r - 1 + x^r} = \frac{35.1 \cdot \left( \frac{\varepsilon_c}{0.00371} \right) \cdot 1.528}{1.528 - 1 + \left( \frac{\varepsilon_c}{0.00371} \right)^{1.528}} \quad \text{olarak elde edilir.}$$

Sargılı betondaki maksimum basınç birim şekil değiştirmesi

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_{yw} \varepsilon_{su}}{f_{cc}} = 0.004 + \frac{1.4 \cdot 0.00821 \cdot 420 \cdot 0.1}{35.1} = 0.0177$$



Sargı etkisi ile betonun dayanımının ve sünekliğinin arttığı görülmektedir.

$$s \geq \begin{cases} \phi_e = 66.5mm \\ \frac{4}{3} \text{ maksimum agrega çapı} = \frac{4}{3} 35 = 46.7mm \\ 25mm \end{cases}$$

Bu durumda demet donatılar arasındaki net uzaklık  $s \geq 66.5mm$  olmalıdır.

Problemler:

**Problem 2-1** Sünme ve büzülme kavramlarını açıklayınız ve etkileyen üçer faktörü belirtiniz.

**Problem 2-2** Sıcak ve rüzgarlı bir günde dökümü yapılacak beton için alınacak üç önlem belirtiniz.

**Problem 2-3** Soğuk bir günde dökümü yapılacak beton için alınacak üç önlem belirtiniz.

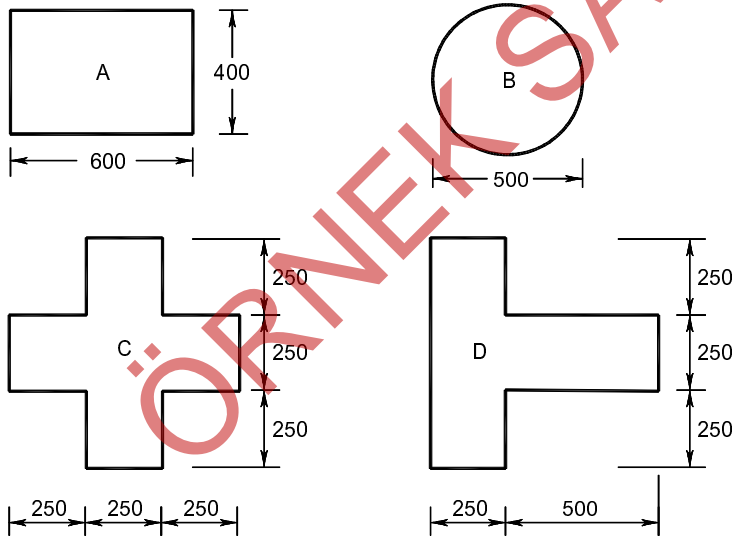
**Problem 2-4** Beton karışımında süper akışkanlaştırıcı katkı maddesi kullanmanın iki ana yararını belirtiniz.

**Problem 2-5** Sünmenin betonun elastisite modülü üzerindeki etkisini açıklayınız.

**Problem 2-6** Çok eksenli gerilme etkisinde betonun gerilme-şekildeğiştirme diyagramlarını dayanım ve süneklik özelliklerini içerecek şekilde çiziniz.

**Problem 2-7** Çökme deneyinde yüksek çökme değerine sahip beton kullanmanın avantaj ve dezavantajlarını belirtiniz.

**Problem 2-8** Şekilde kesitleri gösterilen dört kolon aynı beton özelliklerine sahiptir. Bu kesitlerde oluşabilecek büzülme ve sünme şekildeğiştirmelerini büyükten küçüğe doğru sıralayınız.



# YAPI GÜVENLİĞİ VE YAPISAL ÇÖZÜMLEME

## BÖLÜM 3

### 3.1 Giriş

Yapı güvenliğinde amaç dayanımın en az yük etkisine eşit veya ondan daha büyük olmasını sağlamaktır.

$$R \geq F \quad (3.1)$$

Dayanım ( $R$ ), bir elemanın aksenal kuvvet, moment, kesme kuvveti, burulma momenti vb. iç kuvvet kapasitesi veya yerdeğiştirme sınırlamasını belirleyen bir değer, yük etkisi ( $F$ ) ise, elemana etkiyen aksenal kuvvet, moment, kesme kuvveti, burulma momenti vb. iç kuvvet veya bunlar etkisinde oluşan deformasyon olarak tanımlanmaktadır.

Tasarımda, kullanım süresi boyunca yapının, öngörülen yüklerin olası en elverişsiz etkimesi durumunda yıkılmaması ve kullanım yükleri etkisinde de aşırı deformasyon, çatlama ve titreşim gibi olayların yapının kullanımını ve zaman içinde dayanıklılığını etkileyebilecek düzeye ulaşmaması sağlanmalıdır.

Betonarme yapıların güvenliğinin sağlanabilmesi amacıyla, kullanım süresi boyunca karşılaşılabilecek önemli sınır durumları

- Taşıma gücü sınır durumu
- Kullanılabilirlik sınır durumu

olarak tanımlanır.

Kesit boyutlandırılması ve gerekli donatı hesabı taşıma gücü sınır durumu esas alınarak yapılır. Gerekli durumlarda daha sonra kullanılabilirlik sınır durumu için kontrol yapılır. Her iki sınır durumun sağlanması durumunda tasarım tamamlanmış olur. Aksi durumda kesit boyutları veya donatı değiştirilerek koşullar sağlanıncaya kadar tasarım yinelenmelidir.

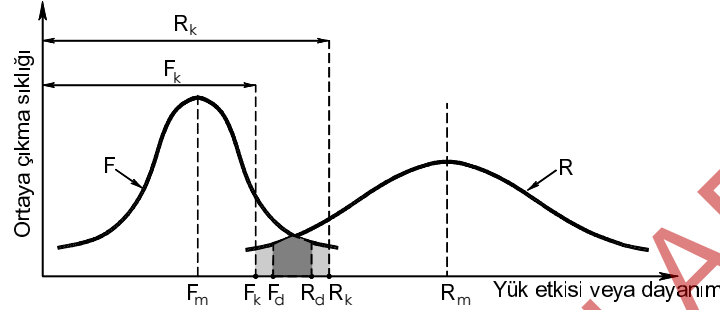
### 3.2 Taşıma Gücü Sınır Durumu

Yapı güvenliği olasılıksal yöntemlerle sağlanmaktadır. Dayanım ve yük etkilerinin değişiminin normal dağılım gösterdiği varsayılarak Şekil 3-1'de verilen grafik çizilebilir. Dayanım için öngörülen karakteristik dayanım ortalamadan küçük ( $R_k < R_m$ ), yük etkisi için öngörülen karakteristik değer ise ortalamadan büyük seçilir ( $F_k > F_m$ ). Denk. (3.1) karakteristik değerler kullanılarak yeniden düzenlenirse Denk. (3.2) elde edilir.

$$R_k \geq F_k \quad (3.2)$$

Bu denklem Şekil 3-1'deki tüm taralı alanı göstermektedir ve bu denklemle edilecek göçme olasılığı kabul edilemeyecek kadar büyüktür. Göçme olasılığını azaltmak için Şekil 3-1'deki taralı alanı azaltmak,  $R_k$ 'yi küçültmek,  $F_k$ 'yi ise büyütmek gerekmektedir. Bu yeni durum Şekil 3-1'de koyu renk ile taralı alan olarak

gösterilmiştir. Bu amaçla tasarımda kullanılacak yükler ( $F_d$ ), karakteristik yüklerin ( $F_k$ ) yük katsayıları ( $\gamma_f \geq 1.0$ ) ile artırılması ile elde edilir. Ayrıca tasarımda kullanılacak dayanım da ( $R_d$ ), karakteristik dayanımın ( $R_k$ ) malzeme katsayılarına ( $\gamma_m \geq 1.0$ ) bölünerek azaltılması ile elde edilir.



Şekil 3-1 Dayanım ve Yük Etkileri Değişim Grafiği

Sonuç olarak yapı elemanlarının her birinin azaltılmış dayanımları (tasarım dayanımları) kullanılarak hesaplanan taşıma gücü değerlerinin artırılmış tasarım yükü ile hesaplanan iç kuvvet değerlerinden hiçbir zaman küçük olmaması sağlanmalıdır. Dayanım en az yük etkisine eşit veya ondan daha büyük olmalıdır, Denk.(3.3).

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_m} \geq F_d = \gamma_f F_k \quad (3.3)$$

### 3.2.1 Taşıma gücü ile tasarımda yapılan varsayımlar

Bir betonarme kesitin taşıma gücü ile hesabı gerekli denge ve uygunluk denklemleri kullanılarak ve beton ve donatı çeliği için gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri belirlenerek yapılır. Bu çözüm için bazı varsayımların yapılması gerekmektedir. Taşıma gücü yönteminde yapılan varsayımlar aşağıda verilmektedir.

- Şekildeğiştirmeden önce düzlem olan kesitler şekil değiştirmeden sonra da düzlem kalır. (Şekildeğiştirme diyagramı doğrusaldır)
- Betonun çekme dayanımı çok küçük olduğundan ihmal edilir
- Donatı çubuğu ile çevresini saran beton arasında tam aderans vardır. Diğer bir deyişle donatı çubuğundaki birim boy değişimi komşu lifteki betonun birim boy değişimine eşittir.
- Kesit taşıma gücüne ulaştığında, basınç bölgesindeki beton gerilme dağılımı, eksenel basınç altında elde edilen  $\sigma_c - \varepsilon_c$  ile elde edilen dağılım ile aynıdır ve basınç bölgesinin en dış noktasındaki betonda şekildeğiştirme değeri  $\varepsilon_{cu}$  değerine eşittir. Gerilme dağılımı için, geçerliliği deneysel verilerle kanıtlanmış herhangi bir dağılım kullanılabilir.
- Donatı çeliğinin gerilme-şekil değiştirme ilişkisi ( $\sigma_s - \varepsilon_s$ ) hem çekme hem de basınç etkisinde elasto-plastiktir. ( $\sigma_s = E_s \varepsilon_s \leq f_{yd}$ )
- Taşıma gücü yönteminde yükler yük katsayıları ile çarpılarak kullanılır.

### 3.3 Kullanılabilirlik Sınır Durumu

Kullanılabilirlik sınır durumunda yapı elemanlarının her birinde kullanım yükleri altında oluşacak çatlama, şekildeğiştirme, yerdeğiştirme ve titreşimin yönetmeliklerde verilen sınır değerleri aşmaması gerekmektedir. Yapının bu durumdaki davranışının belirlenmesinde kullanma yüklerinin esas alınması uygun olacaktır. Bu nedenle kullanılabilirlik sınır durumu için yapılan hesaplarda yük katsayıları ( $\gamma_f$ ) 1.0 olarak alınır.

Betonarme sistemlerde kesit boyutlandırması ve donatı hesabı taşıma gücü sınır durumuna göre yapılır. Daha sonra seçilen boyutlar ve kesit özellikleri kullanılarak kullanılabilirlik sınır durumu koşulları kontrol edilir.

### 3.4 Yükler

Kullanım süresi boyunca yapıyı etkileyebilecek ve tasarımda göz önüne alınması gerekli olan çeşitli fiziksel etkilere yük adı verilir. Yükler, yapı elemanlarında şekil ve yerdeğiştirmeler oluşturur dolayısıyla elemanlarda iç kuvvetlerin (normal kuvvet, kesme kuvveti, eğilme momenti v.b.) oluşmasına neden olurlar.

Betonarme sistemlere etkiyen yükler genel olarak

- Sabit yükler (G)
- Hareketli yükler (Q)
- Rüzgar (W)
- Deprem (E)
- Toprak basıncı (H)
- Farklı temel oturmaları, sıcaklık, rötre (T)

olarak sınıflandırılır.

#### Sabit ve hareketli yükler

Sabit yükler, betonarme elemanların kendi ağırlıklarından ve yeri ve değeri zamanla çok değişmeyen etkilerden oluşan yük türüdür. İlgili elemanların birim alan veya hacim ağırlıkları esas alınarak hesaplanırlar. Tablo 3-2’de bazı malzemeler için birim hacim ağırlıkları, Tablo 3-3’de ise bina türü sistemlerde sık karşılaşılan bölme duvarların ağırlıkları verilmiştir.

Hareketli yükler, yapının kullanım amacına bağlı olarak taşınması gerekli olan, yük değeri ve yeri değişkenlik gösterebilen, belirlenmesi sabit yüke göre daha zor olan yük türüdür. Bina türü sistemlerde hareketli yükler değişik biçimde ortaya çıkabileceğinden ve etkime şeklini belirlemek güç olduğundan bu yüklerin genellikle düzgün yayılı yük şeklinde etkidiği varsayılır.

Tablo 3-4’de bina türü yapılar için TS498’de öngörülen hareketli yük değerlerinin bazıları verilmektedir. Bu değerlerin minimum değerler olduğu unutulmamalı ve gerekli durumlarda daha büyük değerler kullanılmalıdır.

Özellikle kolon, perde gibi düşey taşıyıcıların boyutlandırılmasında ve zemin gerilmelerinin belirlenmesinde tüm katlarda bütün hareketli yüklerin aynı zamanda bulunduğunu varsaymak tasarımda ekonomik olmayan sonuçlara neden olabilir. Ayrıca bu durumun oluşma olasılığı oldukça düşüktür. Bu nedenle üç katın üzerindeki binalarda hareketli yük azaltması ( $\alpha$ ) veya toplam hareketli yük kullanılarak hesaplanan toplam yük azaltması ( $\beta$ ) (hesapla öngörülen hareketli yükün toplam hareketli yüke oranı) yapılabilir. TS498’de konut ve işyeri için farklı olarak öngörülen bu katsayılar

Tablo 3-4 Hareketli Yükler

Kullanım Şekli	Yük şiddeti $q$ ( $kN / m^2$ )
Çatı arası odalar	1.5
Konut ve hastane odaları, bürolar	2.0
Sınıflar, konut merdivenleri	3.5
Tiyatro, sinema, cami, tribün	5.0
Büro, hastane, okul koridorları	5.0
Garajlar	5.0

Tablo 3-5 Hareketli yük azaltma değeri ( $\alpha$ ) ve toplam hareketli yüke göre azaltma değeri ( $\beta$ )

Kat	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
Konut	$\alpha$ (%)	0	0	0	20	40	60	80	80	90	40	40	40
	$\beta$ (%)	100	100	100	95	88	80	71	65	60	60	60	60
İşyeri	$\alpha$ (%)	0	0	0	10	20	30	40	40	40	20	20	20
	$\beta$ (%)	100	100	100	98	94	90	86	83	80	80	80	80

### 3.5 Yük Katsayıları ve Yük Birleşimleri

Yük etkisinin karakteristik değeri  $F_k$ , istatistiksel verilere dayanılarak belirlenen ve kullanım süresi boyunca bu değerden büyük değerlerin etkiye olasılığı genellikle %10 olan değerdir. Yük etkileri TS498, TS ISO 9194 ve Deprem Yönetmeliğinde öngörülen yük etkileridir.

Tasarımda kullanılacak hesap yükleri  $F_d$ , karakteristik yük değerlerinin, güvenlik payı oluşturmak ve yüklerin değerindeki belirsizlikleri içermek amacıyla 1.0 veya 1.0'den büyük bir yük katsayısıyla çarpıldıktan sonra uygun yük birleşimine konulmasıyla elde edilir.

Tasarımda yapıya etkiye olasılığı bulunan tüm yük birleşimleri dikkate alınmalıdır. TS500'de öngörülen yük katsayıları ve yük birleşimleri

- Yalnız düşey yükler için

$$F_d = 1.4G + 1.6Q$$

$$F_d = 1.0G + 1.2Q + 1.2T$$

- Rüzgar yükünün söz konusu olduğu durumlarda yalnız düşey yükler için verilenlere ek olarak

$$F_d = 1.0G + 1.3Q + 1.3W$$

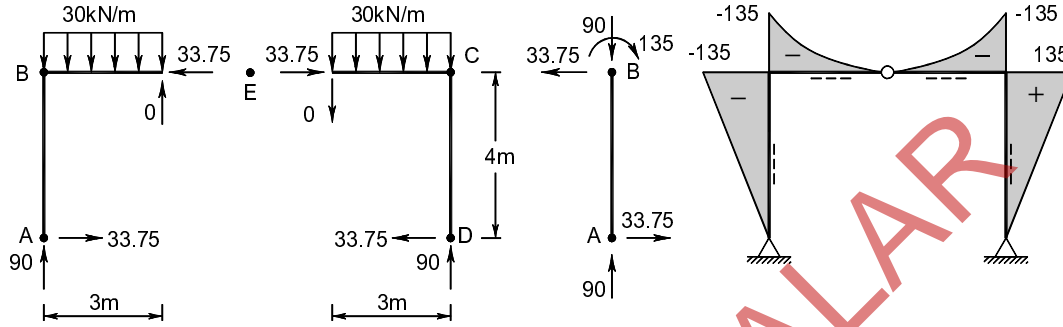
$$F_d = 0.9G + 1.3W$$

- Deprem söz konusu olduğu durumlarda yalnız düşey yükler için verilenlere ek olarak

Düşey denge  $\sum F_y = 0$   $30 \cdot 6 = N_A + N_D \rightarrow N_A = 180 - 90 = 90kN$

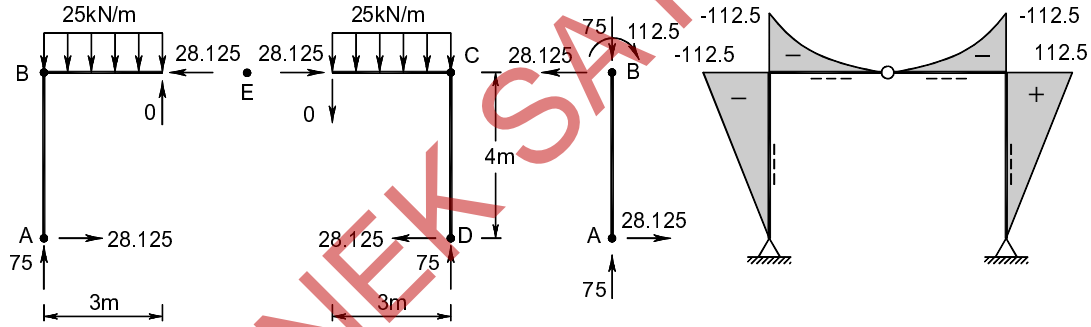
E noktasına göre moment  $\sum M_E = 0$   $30 \cdot 3 \cdot \frac{3}{2} - N_A \cdot 3 + V_A \cdot 4 = 0 \rightarrow V_A = 33.75kN$

B noktasındaki moment değeri  $M_B = 33.75 \cdot 4 = 135kNm$



Hareketli yük (Q) :

Yük şekli sabit yükteki ile aynı olduğundan sabit yük için bulunan değerler yük oranlarına bağlı olarak 25 / 30 değeri ile çarpılarak çözüm elde edilebilir.



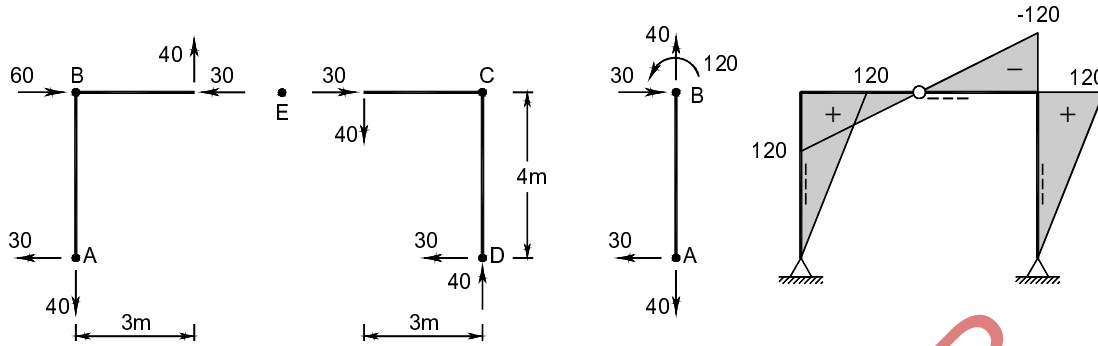
Deprem yükü E:

A noktasına göre moment dengesi  $\sum M_A = 0$   $60 \cdot 4 = N_D \cdot 6 \rightarrow N_D = 40kN$

Düşey denge  $\sum F_y = 0$   $N_A + N_D = 0 \rightarrow N_A = -40kN$

E noktasına göre moment  $\sum M_E = 0$   $N_A \cdot 3 - V_A \cdot 4 = 0 \rightarrow V_A = -30kN$

B noktasındaki moment değeri  $M_B = 30 \cdot 4 = 120kNm$



Eleman	Kesit	$G$	$Q$	$E$	$1.4G + 1.6Q$	$1.0G + 1.0Q + 1.0E$	$1.0G + 1.0Q - 1.0E$
Kolon	A-D	0	0	0	0	0	0
Kolon	B	-135	-112.5	120	-369	-127.5	-367.5
Kolon	C	135	112.5	120	369	367.5	127.5
Kiriş	B	-135	-112.5	120	-369	-127.5	-367.5
Kiriş	C	-135	-112.5	-120	-369	-367.5	-127.5

### 3.6 Hareketli Yük Düzenlemesi

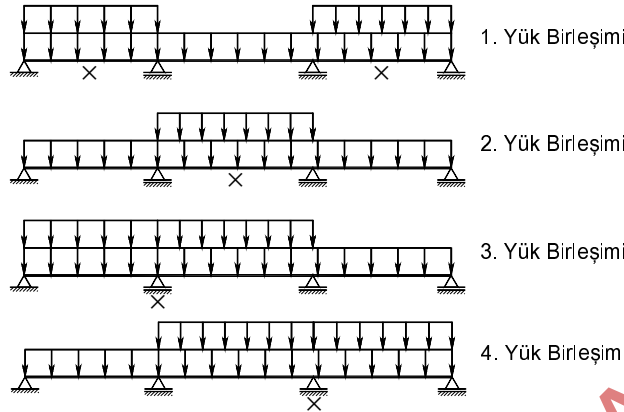
Hareketli yükler kolon veya kirişte en kritik zorlamaları oluşturacak biçimde düzenlenmelidir. Bu amaçla deprem yükü içeren yük birleşimleri dışındaki yük birleşimlerinde, hareketli yük elemanda en elverişsiz kesit zorlamalarını oluşturacak biçimde düzenlenir. Herhangi bir kesitteki en elverişsiz iç kuvvetleri oluşturacak hareketli yük düzenlemesi tesir çizgileri kullanılarak belirlenebilir.

Sürekli kirişlerde en büyük açıklık momentini bulmak için ilgili açıklığa hareketli yük etkililir, komşu açıklıklara etkililmez. Sonra diğer açıklıklara birer atlayarak hareketli yükler yeniden etkililir.

En büyük mesnet momentini bulmak için ise ilgili mesnetin her iki yanındaki açıklıklara hareketli yük etkililir. Onların yanındaki açıklıklara etkililmez. Sonra diğer açıklıklara birer atlayarak hareketli yükler yeniden etkililir.

Dört açıklıklı bir kiriş için sözü edilen yüklemeler Şekil 3-5'de gösterilmiştir. Sabit yük  $g$  tüm açıklıklarda bulunmaktadır bu nedenle  $g$  yüklemesinde tüm açıklıklar doludur. Şekil 3-5(a)'daki yükleme AB ve CD açıklıklarında, Şekil 3-5(b)'deki yükleme BC ve DE açıklıklarında maksimum eğilme momentini elde etmek için düzenlenmiştir. Açıklık kesitlerinde en elverişsiz eğilme momentinin elde edilmesinde ilgili açıklık kesiti tesir çizgisi elde edildikten sonra pozitif işaretli bölgelerin hareketli yük ile yüklendiği gözlemlenebilir. Şekil 3-5(c), Şekil 3-5(d), Şekil 3-5(e)'deki yük düzenlemelerinin sırasıyla B, C ve D mesnetlerinde maksimum mesnet momentlerini elde etmek için düzenlenmiştir. Mesnet kesitlerinde maksimum eğilme momentinin elde edilmesinde ilgili mesnet kesitinin moment tesir çizgisi elde edildikten sonra negatif işaretli bölgelerin hareketli yük ile yüklendiği gözlemlenebilir.



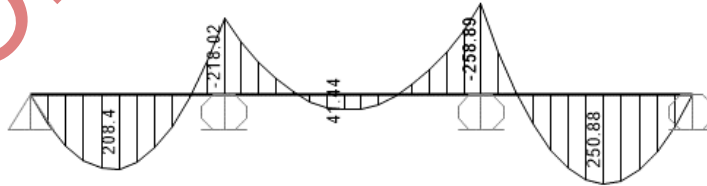



İç kuvvetlerin hesaplanmasında SAP2000 programı kullanılacaktır. Aşağıda işlem adımları verilmektedir.

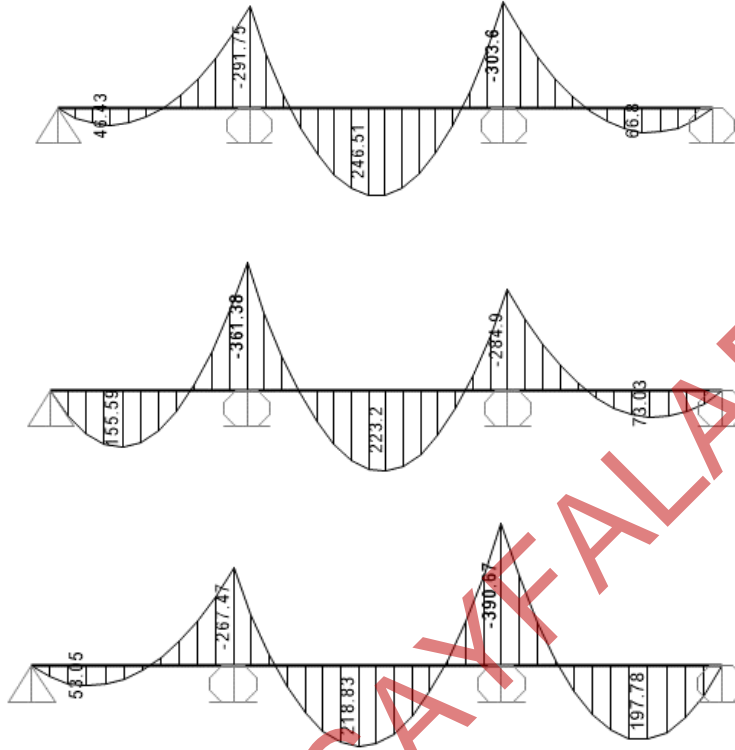
### SAP2000

- SAP2000 programını çalıştırınız.
- Birim bölümünden kN,m,C seçiniz.
- Menüde File-New Model → Beam seçeneğini seçiniz.
  - Number of Spans kutucuğuna 3 yazınız.
  - Use Custom Grid Spacing and Locate kutucuğunu seçili duruma getiriniz ve Edit Grid... düğmesine basınız.
  - Ekranı gelen ileti kutusunda Display Grids as bölümünde Spacing seçeneğini seçiniz.
  - X Grid Data bölümünde
    - Grid ID A olan satırda X Spacing hücreğine 5.5 yazınız.
    - Grid ID B olan satırda X Spacing hücreğine 7.3 yazınız.
    - Grid ID C olan satırda X Spacing hücreğine 6.0 yazınız ve 2 kez OK düğmesine basınız.
- Menüde Define-Materials... seçeneğini seçiniz.
  - Add New Material... düğmesine basınız.
  - Region açılır listesinden User seçeneğini,
  - Material Type açılır listesinden Concrete seçeneğini seçiniz ve OK düğmesine basınız.
  - Material Name and Display Color kutucuğuna C30 yazınız.
  - Weight per Unit Volume kutucuğuna 0 yazınız.
  - Units açılır listesinden N,mm,C 'yi seçiniz
  - Modulus of Elasticity, E kutucuğuna 32000 yazınız
  - Poissons's Ratio, U kutucuğuna 0.2 yazınız.
  - Coefficient of Thermal Expansion, A kutucuğuna 1E-5 yazınız
  - Specified Concrete Compressive Strength, f'c kutucuğuna 30 yazınız
  - Expected Concrete Compressive Strength kutucuğuna 36 yazınız ve iki kez OK düğmesine basınız.
- Menüde Define-Section Properties-Frame Sections seçeneğini seçiniz.
  - Add New Property düğmesine basınız.
  - Frame Section Property Type açılır listesinden Steel seçeneğini seçiniz.
  - Tee seçeneğini seçiniz.
  - Ekranı gelen ileti kutusunda
    - Section Name kutucuğuna B yazınız.
    - Outside stem (t3) (Kesit yüksekliği) kutucuğuna 0.6
    - Outside flange (t2) (Etkili tabla genişliği) kutucuğuna 1.0
    - Flange Thickness (tf) (Tabla kalınlığı) kutucuğuna 0.14

- Ekranaya gelen ileti kutusunda Add New Combo... düğmesine basınız.
- Ekranaya gelen Load Combination Data ileti kutusunda,
  - Load Combination Name kutucuğuna YUKBIRLESIMI2 yazınız.
  - Load Case Name açılır listesinden G yüklemesini seçiniz,
  - Scale Factor kutucuğundaki 1 değerini 1.4 olarak değiştiriniz ve Add düğmesine basınız..
  - Load Case Name açılır listesinden Q2 yüklemesini seçiniz.
  - Scale Factor kutucuğundaki değeri 1.6 olarak değiştiriniz ve sırasıyla Add ve OK düğmelerine basınız.
- Ekranaya gelen ileti kutusunda Add New Combo... düğmesine basınız.
- Ekranaya gelen Load Combination Data ileti kutusunda,
  - Load Combination Name kutucuğuna YUKBIRLESIMI3 yazınız.
  - Load Case Name açılır listesinden G yüklemesini seçiniz,
  - Scale Factor kutucuğundaki 1 değerini 1.4 olarak değiştiriniz ve Add düğmesine basınız.
  - Load Case Name açılır listesinden Q1 yüklemesini seçiniz.
  - Scale Factor kutucuğundaki değeri 1.6 olarak değiştiriniz ve Add düğmesine basınız.
  - Load Case Name açılır listesinden Q2 yüklemesini seçiniz.
  - Scale Factor kutucuğundaki değeri 1.6 olarak değiştiriniz ve sırasıyla Add ve OK düğmelerine basınız.
- Ekranaya gelen ileti kutusunda Add New Combo... düğmesine basınız.
- Ekranaya gelen Load Combination Data ileti kutusunda,
  - Load Combination Name kutucuğuna YUKBIRLESIMI4 yazınız.
  - Load Case Name açılır listesinden G yüklemesini seçiniz,
  - Scale Factor kutucuğundaki 1 değerini 1.4 olarak değiştiriniz ve Add düğmesine basınız.
  - Load Case Name açılır listesinden Q2 yüklemesini seçiniz.
  - Scale Factor kutucuğundaki değeri 1.6 olarak değiştiriniz ve Add düğmesine basınız.
  - Load Case Name açılır listesinden Q3 yüklemesini seçiniz.
  - Scale Factor kutucuğundaki değeri 1.6 olarak değiştiriniz ve sırasıyla Add ve 2 kez OK düğmelerine basınız.
- Menüde Analyze-Set Analysis Options seçeneğini seçiniz.
- Fast DOFs bölümünde Plane Frame simgesine tıklayınız. Bu işlem ile sistemin XZ düzleminde bulunan bir düzlem sistem olduğu belirtilmektedir. OK düğmesine basınız.
- Menüde Analyze-Run Analysis... seçeneğini seçiniz.
  - Run Now düğmesine basınız
  - Dosya adı istendiğinde uygun bir dosya adı veriniz
  - Çözümü yapınız.
- Menüde Display-Show Forces/Stresses Frames/Cables/Tendons seçeneğini seçiniz.
- Ekranaya gelen ileti kutusunda
  - Case/Combo Name açılır listesinden YUKBIRLESIMI1 seçeneğini seçiniz.
  - Component bölümünde Moment 3-3 seçeneğini seçiniz.
  - Options for Diagram bölümünde Show Values seçeneğini seçiniz ve Apply düğmesine basınız.



- Ekranın sağ alt bölümünde  simgesine tıklayarak diğer yük birleşimlerine ait eğilme momenti diyagramlarını ekrana getirerek inceleyiniz.

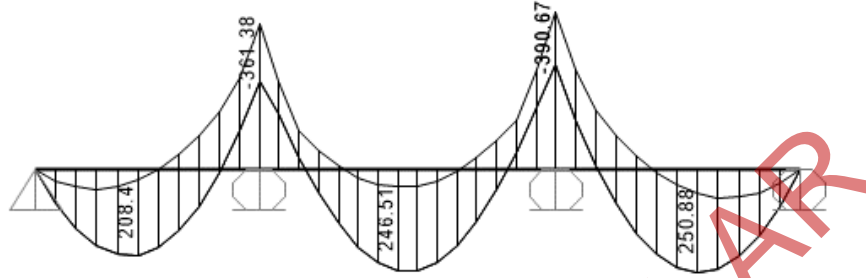


Farklı yük birleşimlerinde eğilme momenti değerleri (kNm)

Kesit	YUKBIRLESIMI1	YUKBIRLESIMI2	YUKBIRLESIMI3	YUKBIRLESIMI4
AB Kirişi açıklık	208.4	46.43	155.59	53.05
B Mesneti	-218.02	-291.75	-361.38	-267.47
BC Kirişi Açıklık	41.44	246.51	223.2	218.83
C Mesneti	-258.89	-303.6	-284.9	-390.67
CD Kirişi Açıklık	250.88	66.8	73.03	197.78

- Tüm yük birleşimlerinin zarf diyagramını elde etmek için Define menüsünde Load Combinations... seçeneğine tıklayınız.
- Ekranı gelen ileti kutusunda Add New Combo... düğmesine basınız.
- Ekranı gelen Load Combination Data ileti kutusunda,
  - Load Combination Name kutucuğuna ZARF\_DIYAGRAM yazınız.
  - Load Combination Type açılır listesinden Envelope (Zarf) seçeneğini seçiniz.
  - Load Case Name açılır listesinden YUKBIRLESIMI1 yük birleşimini seçiniz,
  - Scale Factor kutucuğundaki değerin 1 olduğunu kontrol ederek Add düğmesine basınız.
  - Load Case Name açılır listesinden YUKBIRLESIMI2 yüklemesini seçiniz ve Add düğmesine basınız.
  - Load Case Name açılır listesinden YUKBIRLESIMI3 yüklemesini seçiniz ve Add düğmesine basınız.
  - Load Case Name açılır listesinden YUKBIRLESIMI4 yüklemesini seçiniz ve Add düğmesine basınız.

- OK düğmesine basınız.
- Menüde Display-Show Forces/Stresses Frames/Cables/Tendons seçeneğini seçiniz.
- Ekranı gelen ileti kutusunda
  - Case/Combo Name açılır listesinden ZARF seçeneğini seçiniz.
  - Component bölümünde Moment 3-3 seçeneğini seçiniz.
  - Options for Diagram bölümünde Show Values seçeneğini seçiniz ve OK düğmesine basınız.



En elverişsiz eğilme momenti değerleri ve karşı gelen yük birleşimleri

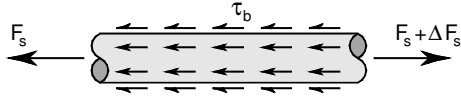
Kesit	En elverişsiz M (kNm)	
AB Kirişi açıklık	208.40	YUKBIRLESIMI1
B Mesneti	-361.38	YUKBIRLESIMI3
BC Kirişi Açıklık	246.51	YUKBIRLESIMI2
C Mesneti	-390.67	YUKBIRLESIMI4
CD Kirişi Açıklık	250.88	YUKBIRLESIMI1

### 3.7 Kapasite Tasarımı

Kapasite tasarımı istenmeyen göçme mekanizmalarının oluşmasını önlemek için kullanılan bir yöntemdir. Örneğin bir kirişin sünek bir göçme şekli olan eğilme kapasitesine ulaşmadan gevrek bir göçme şekli olan kesme kapasitesine ulaşması ile göçmesi istenmeyen bir göçme mekanizması oluşturmaktadır. Benzer şekilde bir çerçeve sistemde kolonların kirişlerden önce eğilme kapasitesine ulaşması da kat göçmesine neden olacağından istenmeyen göçme mekanizmasına neden olur.

Şekil 3-6'da gösterilen betonarme konsol kiriş örneği üzerinden kapasite tasarımının genel ilkeleri açıklanacaktır. Örnekte kirişin istenmeyen göçme mekanizması olan kesme göçmesini önlemek amaçlanmaktadır. Kapasite tasarımına göre ana tasarım adımları aşağıdaki gibi olacaktır.

- 1) İstenen göçme mekanizmasının seçimi yapılır. Betonarme sistemlerde bu mekanizma genellikle eğilme göçmesi mekanizmasıdır.
- 2) Yük katsayıları kullanarak elde edilen yük değerleri etkisinde sistem çözülerek iç kuvvetler hesaplanır ( $M_d, V_d$ ). Taşıma gücü yöntemi ile sünek eğilme tasarımı yapılarak gerekli eğilme donatısı belirlenir. Seçilen donatı alanı, en az gereken donatıya eşit veya ondan büyük olacağından taşınabilecek moment de ( $M_r \geq M_d$ ) tasarım momentine eşit veya ondan büyük olacaktır. Bu tasarımın nasıl yapılacağı kitapta ileriki bölümlerde açıklanmaktadır.



Şekil 3-7 Aderans gerilmeleri

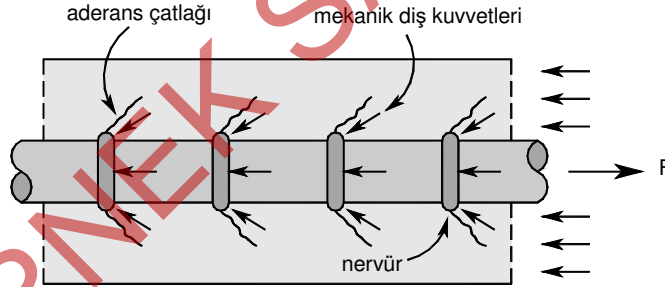
Şekil 3-7'de gösterildiği gibi, donatı çubuğunun bir noktasından diğerine kuvvet ve dolayısıyla gerilme değişimi söz konusu olduğunda, çubuğu dengede tutan çubuk çevresi boyunca oluşan kayma gerilmeleridir. Bu kayma gerilmeleri aderans gerilmeleri olarak adlandırılmaktadır.

Çelik ve beton arasındaki bağ kuvvetlerini oluşturan aderansın aşağıdaki nedenlere dayandığı kabul edilmektedir.

- Çelik ve beton arasında yapışmaya neden olan moleküler ve kapiler bağ kuvvetleri. Bu yapışma çok düşük değerlidir ve küçük zorlamalar altında bile ortadan kalkar.
- Çubukların üzerinde mikro düzeyde de olsa var olan pürüzlerin betona tutunması sonucu oluşan sürtünme kuvvetleri.
- Nervürlü donatılarda çubuk üzerindeki çıkıntılarının betona yaslanması sonucu oluşan mekanik dış kuvvetleri.

Düz yüzeyli ve nervürlü donatıların aderans davranışları birbirinden farklıdır. Düz yüzeyli donatılarda aderans, yapışma ve sürtünme kuvvetlerine bağlı olarak oluşmaktadır. Nervürlü donatılarda ise aderans daha çok mekanik dış kuvvetleri ile sağlanmaktadır. Nervürlerin oluşturduğu mekanik dış kuvvetleri, donatının betondan sıyrılıp çıkmasını önler. Donatı yüzeyindeki çıkıntılarının yüksekliği, eğimi ve çıkıntılar arasındaki uzaklık aderansı önemli ölçüde etkilemektedir.

Nervürlü çubuklarda mekanik dış kuvvetleri arttıkça merkezsel gerilmeler nedeniyle Şekil 3-8'de gösterildiği gibi çatlaklar ortaya çıkar. Gerekli sargı donatısının bulunmadığı durumlarda bu çatlaklar yüzeye kadar ulaşır betonun yarılarak dökülmesine neden olabilmektedir.



Şekil 3-8 Nervürlü donatılarda aderans

Betonun çekme dayanımı aderansı etkileyen önemli değişkenlerden bir tanesidir. Yapılan deneysel çalışmalarda beton ile donatı arasındaki sürtünme kuvvetlerinin beton çekme dayanımına bağlı olarak değiştiği belirlenmiştir. Nervürlü donatılardaki çıkıntılarının betona uyguladıkları eğik kuvvetler betonda çekme gerilmeleri oluşturmakta ve yarılmaya neden olmaktadır. Buradan yarıma dayanımını etkileyen en önemli değişkenin betonun çekme dayanımı olduğu sonucuna varılabilir.

Yapılan deneysel çalışmalarda çubuk çapının da, özellikle nervürlü donatılar için önemli olduğu gözlemlenmiştir. Bu deneyler, çubuk çapı büyüdükçe aderans dayanımının azaldığını göstermiştir.

Betonun bakımı ve özellikle sıkıştırılması aderansı etkilemektedir. Yetersiz sıkıştırma nedeni ile donatı etrafında oluşabilecek hava kabarcıkları ve boşluklar aderansı olumsuz yönde etkilemektedir. Donatının beton dökümü sırasındaki konumu ve düzeyi de aderans dayanımını etkilemektedir. Beton dökümü

### 3.9 Kenetlenme

#### 3.9.1 Kenetlenme Aderansı ve Kenetlenme Boyu

Betonarme bir elemanın herhangi bir kesitinde, donatının öngörülen çekme veya basınç gerilmesini güvenle taşıyabilmesi için donatının betona iyice gömülmesi ve kesitin her iki tarafında yeterli kenetlenme boyuna sahip olması gerekir. Kenetlenme boyu, donatı çubuğunun akma dayanımına eşit kenetlenme dayanımı sağlayabilen en küçük gömülme derinliğidir.

Şekil 3-12(a)'de gösterilen konsol kirişte mesnet kesitinden ölçülen donatı gömülme uzunluğu donatının kenetlenme boyundan daha küçük değilse limit durumda donatıdaki gerilme akma gerilmesine ulaşabilecektir. Benzer durum Şekil 3-12(b)'de gösterilen çekip çıkarma deneyinde de bulunmaktadır. Çubuğun kenetlenme boyunca etkiyen aderans gerilmeleri uygulanan çekme kuvvetini dengelemelidir. Bu tür aderansa kenetlenme aderansı adı verilmektedir.

Donatıdaki çekme kuvveti Denk.(3.7) ile hesaplanır.

$$A_s f_{yd} = \frac{\pi \phi^2}{4} f_{yd} \quad (3.7)$$

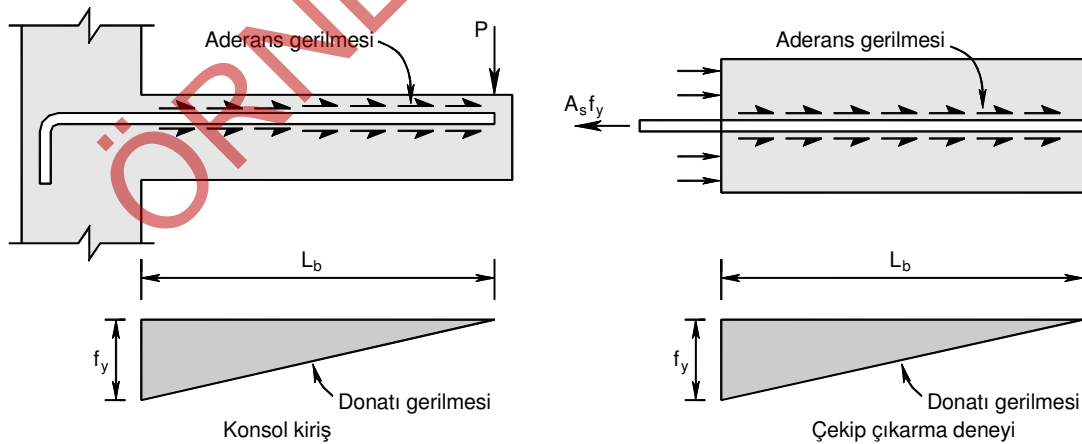
Bu kuvvet donatı çevresindeki aderans gerilmeleri ile karşılanır. Bu iki kuvvetin eşitliği yazılırsa Denk.(3.8) elde edilir.

$$L_b \pi \phi \tau_b = \frac{\pi \phi^2}{4} f_{yd} \quad (3.8)$$

Denk.(3.8) düzenlenirse kenetlenme boyu Denk.(3.9) ile elde edilebilir.

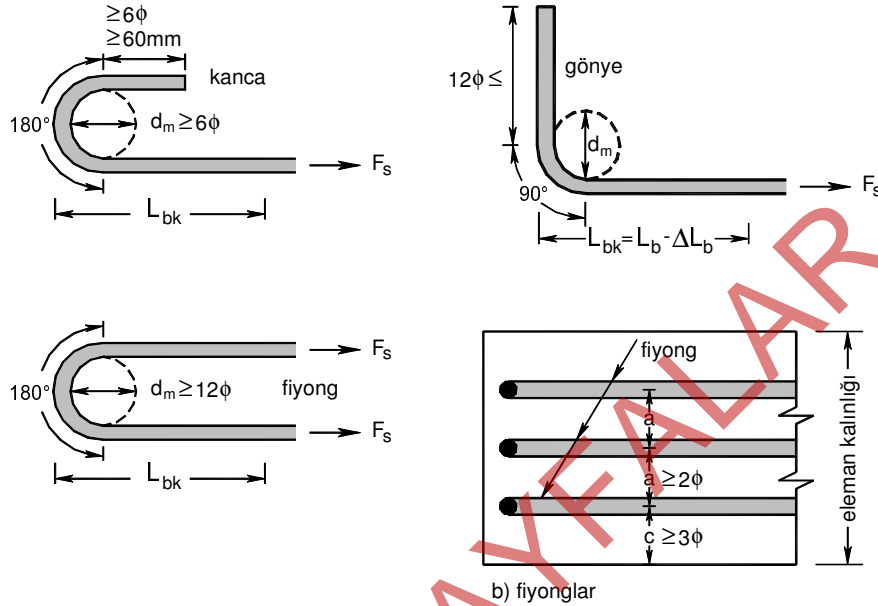
$$L_b = \frac{1}{4 \tau_b} f_{yd} \phi \quad (3.9)$$

Burada  $\phi$  donatı çapını,  $\tau_b$  kenetlenme uzunluğu boyunca ortalama aderans gerilmesini göstermektedir. Bu bağıntılar elde edilirken aderans gerilmelerinin kenetlenme boyunca düzgün yayılı olarak bulunduğu varsayılmaktadır.



Şekil 3-12 Donatının kenetlenmesi

$$\bar{L}_b = \frac{100}{132 - \phi} L_b \quad (3.12)$$



Şekil 3-14 Standart kanca ve fiyonglar [10]

Denk.(3.11)'den hesaplanan kenetlenme boyları, Konum II ye giren çubuklar için 1.0 ile, Konum I'deki çubuklar için ise 1.4 ile çarpılmalıdır.

Kesitteki donatının, hesaplanan gerekli donatıdan fazla olduğu durumlarda, yukarıdaki denklemlerden belirlenen kenetlenme boyları, hesaplanan donatı alanının mevcut donatı alanına oranı ile çarpılarak azaltılabilir. Ancak, bu azaltma ile bulunan kenetlenme boyu, Denk.(3.11) den hesaplanan boyun yarısından ve  $20\phi$ 'den az olmamalıdır. Deprem dayanımına katkıda bulunan süneklik düzeyi yüksek çerçeve elemanlarında ve perdelerin kritik yükseklikleri içinde bu azaltma yapılamaz.

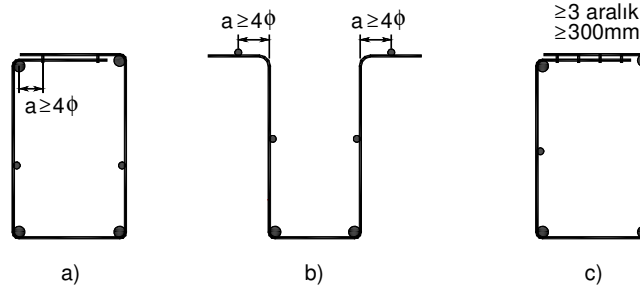
Beton örtüsünün donatı çapından az olduğu veya aynı sıradaki donatı çubukları arasındaki net uzaklığın donatı çapının bir buçuk katından küçük olduğu durumlarda, Denk.(3.11)'den hesaplanan kenetlenme boyları 1.2 ile çarpılarak artırılmalıdır. Düz kenetlenmeye ancak nervürlü çubuklarda izin verilmektedir.

#### b) Kanca veya fiyongla kenetlenme

Yeterli kenetlenmeyi sağlamak amacıyla donatının gerektiği kadar beton içine düz olarak uzatılamayacağı durumlarda çubuk ucu bükülerek kanca veya fiyong yapılır, Şekil 3-15(b). Bu durumda kenetlenme, donatının düz bölümünde aderans gerilmeleri ve kanca veya fiyong içerisinde betona uygulanan basınç gerilmeleri ile sağlanır.

Şekil 3-14'de gösterilen standart kancaların bulunduğu durumlarda kenetlenme boyu  $L_{bk}$  Denk.(3.11)'den hesaplanan kenetlenme boyunun  $3/4$ 'ü kadar alınabilir. Kanca büküm açısı  $90^\circ$  ile  $180^\circ$  arasında bir değer alabilmektedir.  $90^\circ$  kanca yapıldığında kanca ucundaki düz kısım en az  $12\phi$  olmalıdır.

Etriyelerde kaynaklı enine donatı ile kenetlenme ancak hasır donatı ile yapılır. Şekil 3-18’de izin verilen kaynaklı kenetlenme türleri gösterilmiştir.



Şekil 3-18 Etriyelerde Kaynaklı Kenetlenme Türleri

### 3.10 Donatının eklenmesi

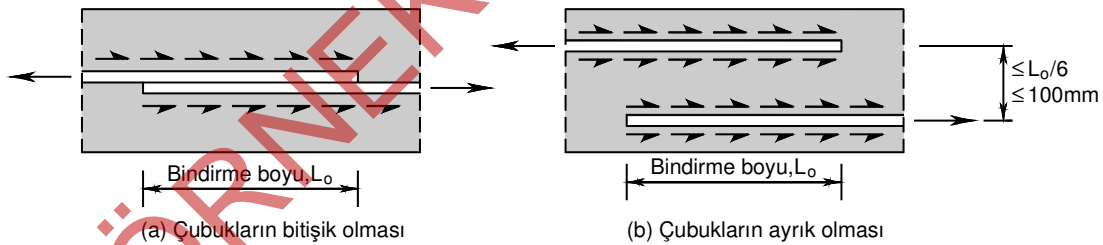
Taşınmasında kolaylık sağlamak ve bazı yapım zorlukları nedeniyle donatıların uzunlukları genellikle 10~12m olarak imal edilmektedir. Bazı betonarme elemanlarda daha uzun donatılara gereksinim duyulduğunda bunların eklenmesi gerekmektedir.

Donatının eklenmesinde aşağıdaki yöntemlere izin verilmektedir.

- Bindirmeli Ekler
- Manşonlu Ekler
- Kaynaklı Ekler

#### 3.10.1 Bindirmeli Ekler

Bindirmeli eklerde, bir donatı çubuğu üzerindeki etkiyi belirli bir bindirme boyu içerisinde başka bir donatı çubuğuna aktarmaktadır.



Şekil 3-19 Bindirmeli ek

Bu aktarma işlemi, donatılardaki kuvvetlerin aderans yoluyla betona ve betondan da diğer donatıya geçmesi ile sağlanır. Etkilerin sorunsuz şekilde aktarılabilmesi için (sıyrılmama, aşırı çatılma vb.) bindirme boyu  $L_o$ ’ın belirli bir uzunlukta olması gerekir.

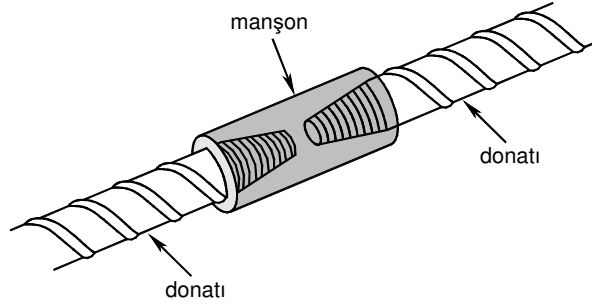
Bindirmeli eklerde çubukların bitişik olması tercih edilmelidir. Eklenen iki çubuk arasında aralık bırakılması gereken durumlarda, bu aralık bindirme boyunun 1/6’sından ve 100 mm’den fazla olmamalıdır.

Demet donatıda ek yapıldığında, demetteki tüm çubuklar aynı kesitte eklenmemelidir. Demetteki bireysel çubuklar için gerekli bindirme boyu Denk.(3.15) ile hesaplanan bindirme boyunun %20 artırılması ile bulunur.



### 3.10.2 Manşonlu Ekler

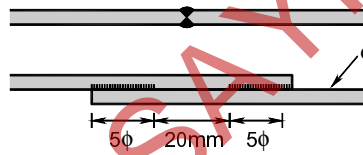
Betonarme yapı elemanlarında kullanılacak manşonlu eklerin, hem çekme hem de basınç altında, manşonla bağlanan donatı çubuğu için standartlarda öngörülen minimum karakteristik akma dayanımının 1.25 katı dayanıma sahip olduğu deneylerle kanıtlanmalıdır.



Şekil 3-20 Manşonlu ek

### 3.10.3 Kaynaklı Ekler

Kaynaklı ek yapılacak çubukların metalurjik analizi yapılmalı ve çeliğin özellikle karbon içeriği açısından kaynaklamaya uygun olduğu kanıtlanmalıdır.



Şekil 3-21 Kaynaklı ek

Kaynakla yapılan eklerden her elli taneden birine (en az 5 tanesine) çekme deneyi uygulanmalıdır. Bu deneylerde, ekli donatının  $1.25 f_{yk}$  kadar gerilme taşıyabileceği kanıtlanmalıdır. Küt kaynak ekleri yapılmamalıdır.

### 3.10.4 Çekme Kuvveti Altında Ekleme

Bindirmeli eklerde bindirme boyu  $L_o$  Denk.(3.15) ile hesaplanır.

$$L_o = \alpha_1 L_b \quad (3.15)$$

$$\alpha_1 = 1 + 0.5r \quad (3.16)$$

Burada  $r$  aynı kesitte eklenen donatının toplam donatıya oranıdır. Bütün kesiti çekme taşıyan elemanlarda,  $\alpha_1 = 1.8$  alınır. Konum I'e giren çubuklarda,  $L_o$ , 1.4 çarpanıyla artırılır.

Bindirmeli ek yapılan çubuk uçları kancalı ise, bindirme boyu bu denklemden elde edilen değer  $3/4$ 'üne kadar azaltılabilir. Bindirmeli eklerde, bindirme boyunca sargı donatısı bulundurulması gereklidir. Sargı donatısının çapı, en az eklenen donatı çapının  $1/3$ 'ü veya  $\phi 8$  olmalıdır. Bindirme boyunca en az 6 sargı donatısı bulundurulmalı ve sargı donatısı aralığı eleman yüksekliğinin  $1/4$ 'ünden ve  $200mm$ 'den fazla olmamalıdır.



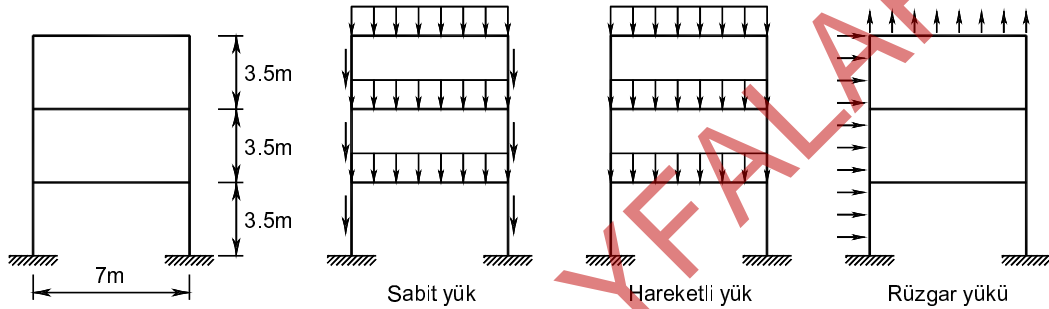
Problemler:

**Problem 3.1** Taşıma gücü yönteminde yapılan ana varsayımları belirtiniz.

**Problem 3.2** Kapasite tasarımı ilkesini açıklayınız.

**Problem 3.3** Betonarme bir yapının güvenliğinin sağlanması için yeterli dayanıma sahip olması yeterli midir? Açıklayınız.

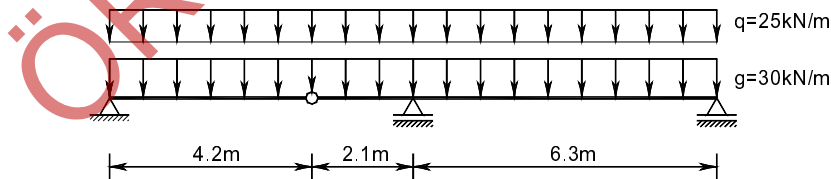
**Problem 3.4**



Şekilde gösterilen çerçeve sistemde sabit yük  $g = 40kN/m$ , çatı hareketli yükü  $q = 8kN/m$ , normal kat hareketli yükü  $q = 22kN/m$ , duvar ve kolon ağırlıkları  $g = 7kN/m$ , yatay rüzgar yükü  $w_{yatay} = 30kN/m$ , düşey rüzgar yükü  $w_{düşey} = 18kN/m$  olarak belirlenmiştir. Kolon temellerinde oluşacak maksimum ve minimum eksenel kuvvetleri hesaplayınız.

**Problem 3.5**

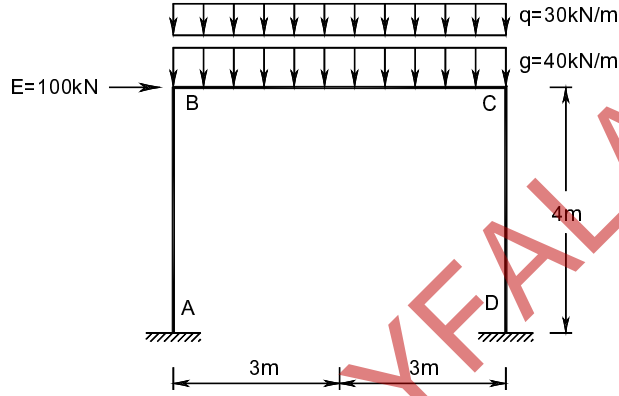
Şekilde gösterilen iki açıklıklı, ilk açıklığında mafsal bulunan kirişte en büyük hesap momentlerini elverişsiz yüklemeleri de yaparak hesaplayınız.



**Problem 3.6**

Şekilde gösterilen çerçevenin kiriş ve kolonlarındaki en büyük hesap momentlerini  $F_d = 1.4G + 1.6Q$ ,  $F_d = 1.0G + 1.0Q + 1.0E$  ve  $F_d = 1.0G + 1.0Q - 1.0E$  yük birleşimleri için hesaplayınız.

$$I_{kolon} = 5.2 \cdot 10^{-3} m^4 \quad I_{kiriş} = 5.4 \cdot 10^{-3} m^4$$



ÖRNEK SAYFALAR

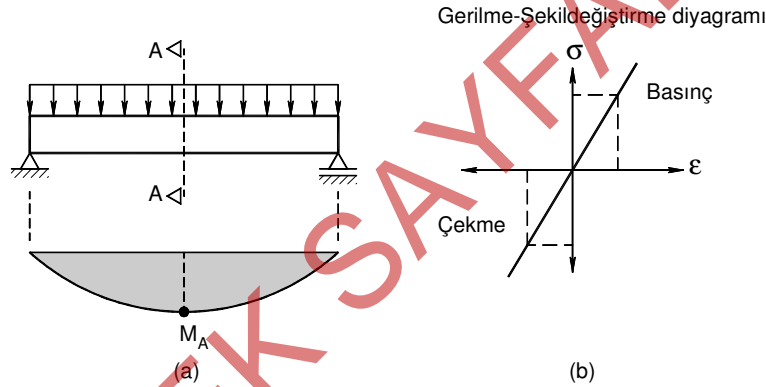
## EĞİLME HESABI

## BÖLÜM 4

## 4.1 Giriş

Betonarme elemanlar uygulanan yükler etkisinde eğilme momenti, kesme kuvveti, aksenal kuvvet, burulma momenti etkisinde bulunabilir. Bu bölümde yalnızca eğilme momentinin etkidiği basit eğilme durumu incelenecektir. Diğer iç kuvvetlere göre tasarım ise kitabın diğer bölümlerinde açıklanacaktır.

Eğilme davranışını anlayabilmek için öncelikli olarak doğrusal elastik malzemeden yapılmış düzgün yayılı yük etkisindeki basit mesnetli bir kiriş göz önüne alınacaktır, Şekil 4-1.



Şekil 4-1 Doğrusal-elastik malzemeli kirişin davranışı

Kiriş üzerindeki herhangi bir kesitte gerilme dağılımı incelendiğinde üçgen şeklinde olduğu görülür. Şekil 4-2'de genişliği  $b$ , yüksekliği  $h$  olan dikdörtgen bir kesitte pozitif moment etkisinde oluşan şekildeğiştirme ve gerilme dağılımı gösterilmektedir. Gerilme dağılımı değişimi Şekil 4-1(b) de gösterilen malzeme davranışına benzer şekilde doğrusaldır ve tarafsız eksende sıfırdan başlayıp, en üst ve en alt noktalarda maksimum basınç ve çekme gerilmelerine ulaşmaktadır. Basınç ve çekme gerilmeleri dağılımı simetriktir ve bileşkeleri de yatay denge gereği birbirine eşittir. Üçgenin ağırlık merkezi üçgen yüksekliğinin  $1/3$ 'ünde olacağından basınç ve çekme kuvvetleri arasındaki uzaklık olan moment kolu da toplam yüksekliğin  $2/3$ 'ü olacaktır. Basınç veya çekme gerilmelerinden herhangi birinin bileşkesi üçgen gerilme bölgesinin bir tanesinin hacmine eşittir.

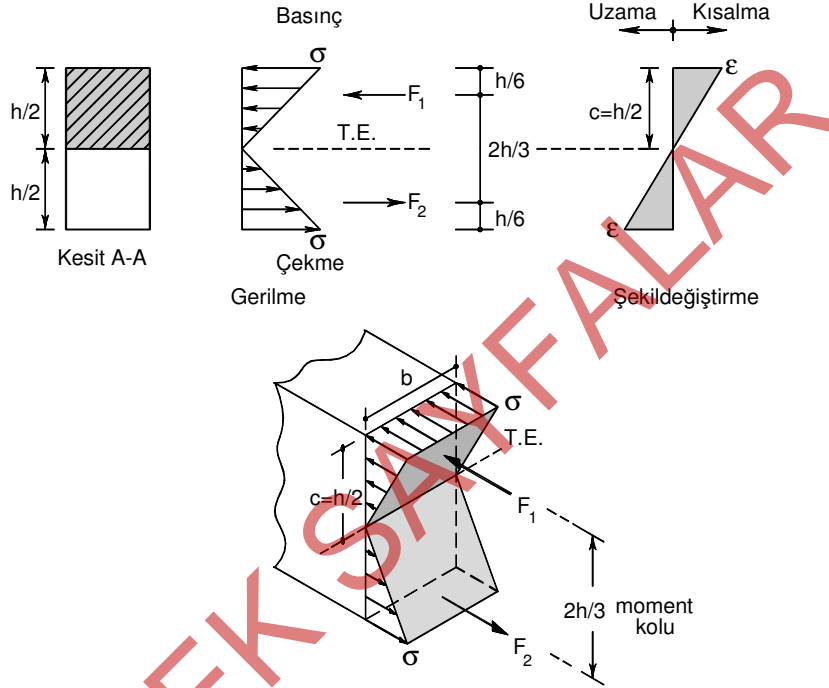
$$F_1 = F_2 = \frac{1}{2} \sigma \left( \frac{h}{2} \right) b = \sigma \frac{bh}{4} \quad (4.1)$$

Kuvvet çiftinin oluşturacağı moment etkiyen momente eşit olacaktır.

$$M = F_1 \left( \frac{2}{3} h \right) = F_2 \left( \frac{2}{3} h \right) \quad (4.2)$$

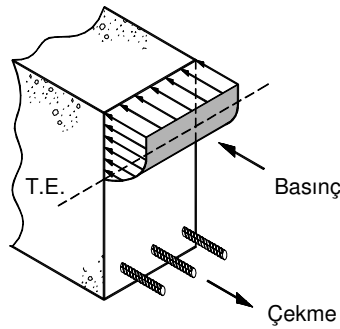
Moment ile gerilme arasındaki bağıntı da Denk.(4.3)'teki gibi olacaktır.

$$M = \sigma \frac{bh}{4} \left( \frac{2}{3} h \right) = \sigma \frac{bh^2}{6} \quad (4.3)$$



Şekil 4-2 Dikdörtgen kiriş kesitinde elastik gerilmeler

Betonarme elemanlar iki farklı malzemeden yapılan ve doğrusal elastik davranmayan bir özelliğe sahip olduğundan gerilme dağılımı yukarıda açıklanan örnektekinden farklı olacaktır, Şekil 4-3.

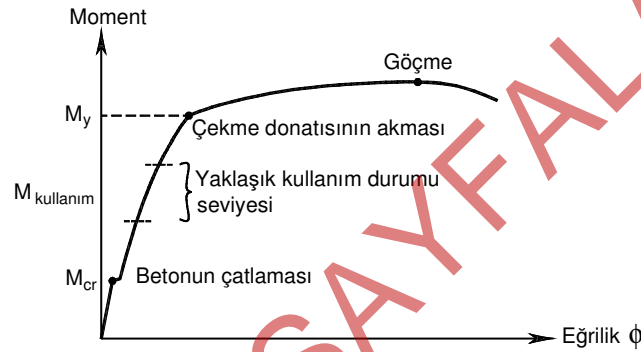


Şekil 4-3 Dikdörtgen betonarme kiriş kesitinde eğilme momenti etkisinde kuvvetler

Bu tür bir davranışta dayanıma ulaşma aşamalı şekilde oluşmakta ve öncesinde çatlakların oluşması, çatlak genişliklerinin artması, eğriliklerin büyük değerlere ulaşması sonucu yerdeğiştirmelerin artması gibi öncül belirtiler göstermektedir. Bu özelliklere sahip davranış sünek davranış olarak adlandırılmakta ve çekme kontrollü güç tükenmesi olarak sınıflandırılmaktadır.

Eğer çok fazla donatı yerleştirilecek olursa çekme donatısının akmasından önce beton ezilmesi ortaya çıkar. Basınç etkisinde betonun ezilmesi sonucu oluşan bu tür göçme ani olarak ortaya çıkar ve öncesinde kılcal çatlaklar ve küçük yerdeğiştirmeler oluşacağından yeterli belirti göstermez. Bu özelliklere sahip davranış gevrek davranış olarak adlandırılmakta ve basınç kontrollü güç tükenmesi olarak sınıflandırılmaktadır. Gevrek davranış tasarımda istenmeyen bir davranış türüdür.

Davranışı daha iyi anlayabilmek için sünek davranış gösteren bir kesitin tipik moment-eğrilik grafiği Şekil 4-5'de gösterilmektedir. Görüldüğü üzere bu tür davranışta kesit dayanımını kaybetmeden büyük eğrilik değerlerine ulaşabilmektedir.



Şekil 4-5 Moment-Eğrilik Diyagramı

### 4.3 Betonarme Kesitlerin Tasarımında Karşılaşılan Problem Türleri

Betonarme kesitlerin tasarımında genellikle iki tür problem ile karşılaşılır. İlk tür problemde, malzeme özellikleri ve etkileyen iç kuvvetler bilinmektedir ve bu etkileri karşılamak için seçilen kesit boyutları için gerekli donatılar hesaplanır. Bu tür hesap boyutlandırma problemi olarak adlandırılır. Boyutlandırma probleminin tek bir çözümü yoktur. Etkileyen iç kuvvetlerin karşılanması için çeşitli kesit boyutları seçilerek farklı çözümler yapılabilir. Dayanım, yerdeğiştirme, ekonomi vb. koşullar göz önüne alınarak bu çözümler içerisinde en uygun çözümün bulunması amaçlanır. Boyutlandırma mühendisin deneyimi ve değerlendirme yeteneğine oldukça bağlıdır.

Diğer tür problem ise kesit boyutlarının, malzeme özelliklerinin ve donatı miktarının belli olduğu durumda taşınabilecek iç kuvvetlerin belirlendiği taşıma gücünün hesabı problemidir. Bu hesap ise kesit kontrolü problemi olarak adlandırılır. Aşağıdaki bölümlerde her iki problem türü ile ilgili örnekler çözülmüştür. Öncelikli olarak bu tür problemlerin çözümünde kullanılacak olan davranışa ilişkin temel kavramlar açıklanacaktır.

### 4.4 Betonarme Kesitlerin Eğilme Etkisinde Kırılma Türleri

Betonarme kesitler, basit eğilme ( $M \neq 0, N = 0$ ) veya eğilme ve aksenal basıncın birlikte etkimesi ( $M \neq 0, N \neq 0$ ) durumunda taşıma gücüne basınç bölgesi en dış lifindeki betonun ezilmesi ( $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$ ) ile

Şekil 4-6 da boyutları ve beton özelliği aynı, donatı alanları farklı olan betonarme bir kesitin güç tükenmesi durumları gösterilmektedir. Kesite yerleştirilen donatı alanı dengeli duruma karşı gelen donatı alanından daha az olduğunda ( $A_s < A_{sb}$ ) beton ezilmeyen önce çekme donatısı akmakta ve çekme kırılması ile güç tükenmesine ulaşılmaktadır (Şekil 4-6-a). Bu tür kesitlere *denge altı* donatıya sahip (normal donatılı) kesitler adı verilmektedir.

Kesite yerleştirilen donatı alanı dengeli duruma karşı gelen donatı alanına eşit olduğunda ( $A_s = A_{sb}$ ) beton ezilmesi ile çekme donatısı akması aynı anda oluşmaktadır. (Şekil 4-6-b). Bu tür kesitlere *dengeli donatıya* sahip kesitler adı verilmektedir.

Kesite yerleştirilen donatı alanı dengeli duruma karşı gelen donatı alanından daha fazla olduğunda ( $A_s > A_{sb}$ ) donatı akmadan beton ezilmekte ve basınç kırılması ile güç tükenmesine ulaşılmaktadır (Şekil 4-6-c). Bu tür kesitlere *denge üstü* donatıya sahip (fazla donatılı) kesitler adı verilmektedir.

Dengeli ve denge üstü donatıya sahip kesitler gevrek davranış göstererek ani olarak dayanımlarını kaybederler. Ayrıca gevrek davranış gösteren elemanların enerji tüketebilme yeteneği de son derece düşüktür. Bu nedenle betonarme elemanların sünek güç tükenmesine ulaşacak şekilde tasarlanması gerekmektedir.

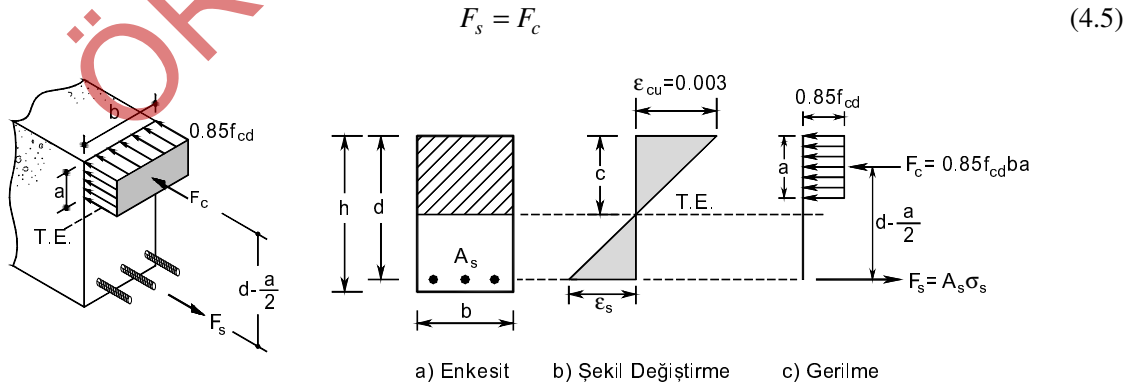
#### 4.5 Tek Donatılı Dikdörtgen Kesitlerin Hesabı

Betonarme yapılarda kalıp, donatı yerleştirilmesi, beton dökümü kolaylığı, elemanların birleşimlerinin basitliği bakımından en çok kullanılan kesit şekillerinden biri dikdörtgendir. Ayrıca plaklar ve benzeri elemanlarda birim genişlik için yapılan hesaplarda da dikdörtgen kesit ortaya çıkmaktadır. Dikdörtgen kesitler için elde edilen bağıntılar genelleştirilerek basınç bölgesi dikdörtgen olan kesitler için de aynı şekilde kullanılabilir.

Bir kesit, kendisine etkiyen eğilme momentini yalnızca çekme bölgesine yerleştirilecek donatı ile karşılayabiliyor ise tek donatılı kesit olarak adlandırılır. Bu tür kesitlerde çekme kuvvetini ( $F_s$ ) donatı, basınç kuvvetini ( $F_c$ ) beton karşılar. Hesaplarda betonun çekme dayanımı ihmal edildiğinden tarafsız eksenin çekme tarafında kalan bölgedeki kesit geometrisi hesaplamayı etkilememektedir.

##### 4.5.1 Eşdeğer Dikdörtgen Gerilme Dağılımı ile Hesap

Şekil 4-7'de gösterildiği gibi kesite yalnızca eğilme momenti etkidiğinde iç kuvvetlerin bileşkesi, normal kuvvet oluşturmayan kuvvet çifti olarak gösterilebilir.





$\epsilon_c = \epsilon_{cu} = 0.003$  alınarak yukarıda verilen eşitlik yeniden düzenlenirse

$$\alpha = \frac{b \int_0^{2c/3} 0.85 f_{cd} \frac{0.003}{c} y \left(1 - 250 \frac{0.003}{c} y\right) \cdot 10^3 dy + b \int_{2c/3}^c 0.85 f_{cd} dy}{0.85 f_{cd} b c} = \frac{7}{9} = 0.778 \text{ olarak hesaplanır.}$$

Basınç bölgesinin en dış noktasına göre moment dengesinde  $k_a$ .

$$k_a c = \frac{b \int_0^{2c/3} 0.85 f_{cd} \frac{0.003}{c} y \left(1 - 250 \frac{0.003}{c} y\right) \cdot (c - y) 10^3 dy + b \int_{2c/3}^c 0.85 f_{cd} (c - y) dy}{0.85 f_{cd} b c \alpha} = 0.405$$

olarak hesaplanır.

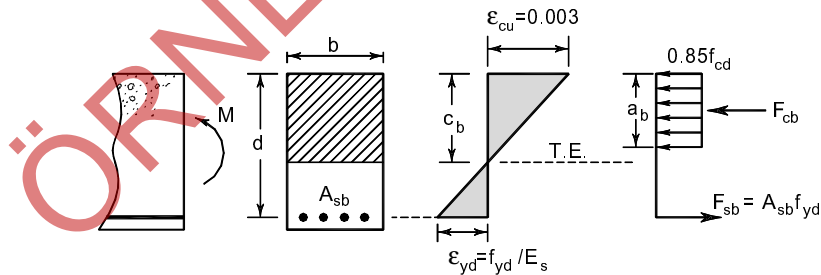
#### 4.6 Dengeli Donatı Alanı

Dengeli donatı alanı, eğilme altındaki betonarme bir kirişin taşıma gücüne, çekme donatısının akması ve en dış basınç lifindeki betonun aynı anda ezilmesi ile ulaşmasını sağlayan donatı alanıdır. Daha önceki bölümlerde dengeli durumun sünek güç tükenmesi ile gevrek güç tükenmesinin sınırını oluşturduğu ve kendisinin de gevrek bir güç tükenmesi olduğu açıklanmıştır.

Dengeli durum gevrek bir güç tükenmesi durumu oluşturduğundan dengeli durumda hesaplanan donatı alanının tasarımda kullanılmasına izin verilmemektedir. Buna karşın kesitin güç tükenmesi durumunun belirlenmesinde sınır değer olduğundan hesaplanması tasarımda yardımcı olmaktadır.

Kesitteki donatı alanı dengeli duruma karşı gelen donatı alanından daha az olduğunda betonun ezilmesinden önce donatı akma gerilmesine ulaşacak ve donatının tüm dayanımından yararlanılmış olunacaktır.

Dengeli durumun tanımı gereği  $\epsilon_c = \epsilon_{cb} = \epsilon_{cu}$  ve  $\epsilon_s = \epsilon_{sb} = \epsilon_{yd}$  olarak şekildeğiştirme değerleri bilinmektedir. Bu durumda şekildeğiştirmeler  $b$  indisi dengeli durumu temsil etmek üzere  $\epsilon_{cb}$  ve  $\epsilon_{sb}$  olarak gösterilmiştir.



Şekil 4-9 Dengeli Durumda Şekil Değiştirme ve Gerilme Dağılımı

Dengeli duruma ilişkin şekil değiştirme diyagramı üzerinde benzerlik ifadesi yazılırsa

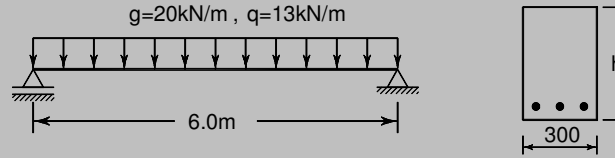
$$\epsilon_{sb} = \frac{0.003(d - c_b)}{c_b} = \epsilon_{yd} \quad (4.18)$$

bağıntısı elde edilir.

## Örnek 4-4

Şekildeki basit mesnetli kiriş  $g = 20 \text{ kN/m}$  sabit ve  $q = 13 \text{ kN/m}$  hareketli yük etkisindedir. Bu kirişte, etkiyen yüklerin tek donatılı kesit ile taşınabileceği en küçük kesit yüksekliği  $h$  değerini belirleyiniz.

C30 / S420  $d' = 40 \text{ mm}$



Çözüm:

Hesap yükü  $p_d = 1.4g + 1.6q = 1.4 \cdot 20 + 1.6 \cdot 13 = 48.8 \text{ kN/m}$

Hesap momenti  $M_d = \frac{p_d L^2}{8} = \frac{48.8 \cdot 6^2}{8} = 219.6 \text{ kNm}$

Yüklerin en küçük kesit yüksekliği  $h$  değeri ile taşınabilmesi için kesite yerleştirilecek donatının yönetmelik koşullarını sağlayan en büyük değere sahip olması gerekmektedir.

$\rho_{maks} = 0.85\rho_b$  ve  $\rho_{maks} = 0.02$  koşullarından küçük olanı sağlanmalıdır.

Denk (4.19)'dan  $c_b = \frac{0.003}{0.003 + \varepsilon_{yd}} d = \frac{0.003}{0.003 + \frac{f_{yd}}{200000}} d = \frac{600}{600 + f_{yd}} d = \frac{600}{600 + 365} d = 0.622d$

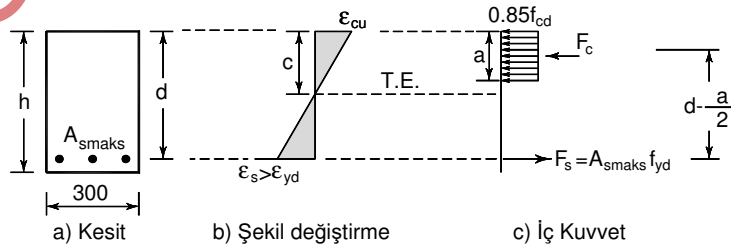
Eşdeğer dikdörtgen basınç bloku derinliği  $a_b = k_1 c_b = 0.82 \cdot 0.622d = 0.510d$

Denk. (4.21) kullanılarak  $A_{s,maks} = 0.85A_{sb} = 0.85 \frac{0.85 f_{cd} a_b b}{f_{yd}} = 0.85 \frac{0.85 \cdot 20 \cdot 0.51d \cdot 300}{365} = 6.057d$

Maksimum donatı oranı  $\rho_{maks} = \frac{A_{s,maks}}{bd} = \frac{6.057d}{300d} = 0.8 \frac{1.25}{365} = 0.0202$

$0.02 < 0.0202$  olduğundan  $\rho_{maks} = 0.02$  olarak alınır.

Kesitte maksimum donatı bulunduğu anda ( $\rho_{maks} < \rho_b$ ) güç tükenmesi durumuna ulaşıldığında çekme donatısı akma bölgesini geçmiş olacaktır. ( $\sigma_s = f_{yd}$ )



Maksimum donatı alanı  $A_{s,maks} = 0.02bd = 0.02 \cdot 300d = 6d$

elde edilir. TS500'de minimum donatı oranı için güvenli tarafta kalınarak

$$\rho_{\min} = 0.8 \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \quad (4.28)$$

bağıntısı verilmiştir.

Çeşitli beton ve donatı sınıfları için  $\rho_{\min}$  ve  $\rho_{\max} = 0.85\rho_b$  değerleri Tablo 4-1'de verilmiştir.

Tablo 4-1  $\rho_{\min}$  ve  $\rho_{\max} = 0.85\rho_b$  değerleri

	$k_1$	S220		S420	
		$\rho_{\min} = 0.8 \frac{f_{ctd}}{f_{yd}}$	$\rho_{\max} = 0.85\rho_b$	$\rho_{\min} = 0.8 \frac{f_{ctd}}{f_{yd}}$	$\rho_{\max} = 0.85\rho_b$
C20	0.85	0.0044	0.0317	0.0023	0.0136
C25	0.85	0.0049	0.0415	0.0026	0.0178
C30	0.82	0.0054	0.0471	0.0028	0.0201
C35	0.79	0.0058	0.0521	0.0030	0.0223
C40	0.76	0.0062	0.0588	0.0032	0.0252
C45	0.73	0.0065	0.0628	0.0034	0.0269
C50	0.70	0.0069	0.0662	0.0036	0.0284

#### Örnek 4-5

Örnek 4-2'de 'de verilen kesit için yönetmelikçe gerekli minimum donatı alanını ve karşı gelen taşıma gücü eğilme momenti değerini hesaplayınız

Çözüm:

$$\text{Minimum donatı oranı} \quad \rho_{\min} = 0.8 \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} = 0.8 \frac{1.17}{365} = 0.0026 < \rho_b$$

$$\text{Minimum donatı alanı} \quad A_{s,\min} = \rho_{\min} bd = 0.0026 \cdot 300 \cdot 470 = 367 \text{ mm}^2$$

$$F_{s,\min} = A_{s,\min} f_{yd} = 367 \cdot 365 = 133955 \text{ N}$$

$$F_{c,\min} = F_{s,\min}$$

$$F_{c,\min} = 0.85 f_{cd} b a_{\min} = 0.85 \cdot 17 \cdot 300 \cdot a_{\min} = 133955 \text{ N}$$

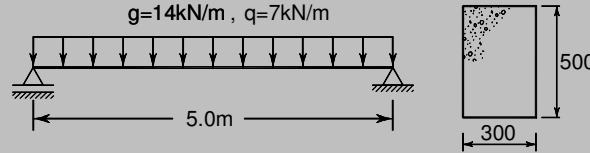
$$\text{Eşdeğer dikdörtgen basınç bloku derinliği} \quad a_{\min} = 30.9 \text{ mm}$$

$$M_{\min} = F_{s,\min} \left( d - \frac{a_{\min}}{2} \right) = 133955 \left( 470 - \frac{30.9}{2} \right) 10^{-6} = 60.89 \text{ kNm} \text{ olarak hesaplanır.}$$

## Örnek 4-8

Şekilde verilen 5m uzunluğundaki basit mesnetli kirişe  $g = 14 \text{ kN/m}$  sabit ve  $q = 7 \text{ kN/m}$  düzgün yayılı hareketli yük etkimektedir. Kiriş genişliği  $b = 300 \text{ mm}$  ve yüksekliği  $h = 500 \text{ mm}$  dir. Eşdeğer dikdörtgen gerilme dağılışı kullanarak açıklık kesitinde gerekli donatıyı hesaplayınız.

Malzeme C30 / S420  $d' = 30 \text{ mm}$   $k_1 = 0.82$



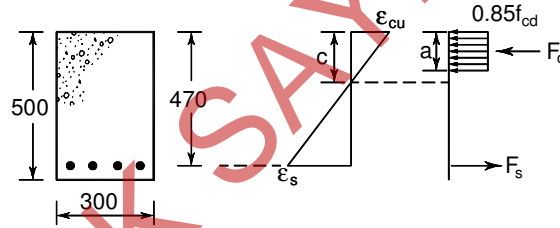
Çözüm:

Malzeme tasarım dayanımları  $f_{cd} = 20 \text{ MPa}$   $f_{yd} = 365 \text{ MPa}$

Tasarım yükü  $p_d = 1.4 \cdot g + 1.6q = 1.4 \cdot 14 + 1.6 \cdot 7 = 30.8 \text{ kN/m}$

Tasarım Momenti  $M_d = \frac{30.8 \cdot 5^2}{8} = 96.25 \text{ kNm}$

Gerilme şekil değiştirme değişimi aşağıdaki şekilde gösterilmektedir.



Basınç gerilmelerinin bileşkesi  $F_c = 0.85 f_{cd} b a = 0.85 \cdot 20 \cdot 300 a = 5100 a$

Çekme donatısına göre moment

$$M = F_c \left( d - \frac{a}{2} \right) = 0.85 f_{cd} b a \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad 96250000 = 5100 a \left( 470 - \frac{a}{2} \right)$$

Denklemleri çözüldüğünde  $a_1 = 42 \text{ mm}$  ;  $a_2 = 898 \text{ mm}$  olarak hesaplanır.

$a_2 = 898 \text{ mm} > h = 500 \text{ mm}$  olduğundan geçerli bir çözüm değildir.

Eşdeğer dikdörtgen basınç bloğu derinliği  $a = 42 \text{ mm}$  olarak elde edilir.

$$\text{İstenirse Denk.(4.11) kullanılarak} \quad a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M|}{0.85 f_{cd} b}} = 470 - \sqrt{470^2 - \frac{2|96.25 \cdot 10^6|}{0.85 \cdot 20 \cdot 300}} = 42.03 \text{ mm}$$

olarak doğrudan hesaplanabilir.

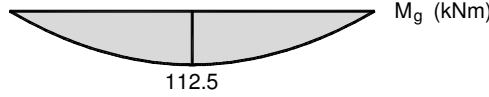
$$\text{Tarafsız eksen derinliği} \quad c = \frac{a}{k_1} = \frac{42}{0.82} = 51.22 \text{ mm}$$

Benzer üçgenlerden çekme donatısı şekil değiştirme değeri hesaplanırsa donatının aktığı belirlenir.

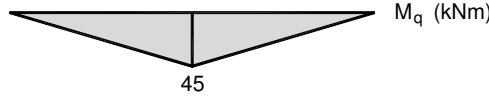
Çözüm:

Malzeme tasarım dayanımları  $f_{cd} = 20\text{MPa}$   $f_{yd} = 365\text{MPa}$

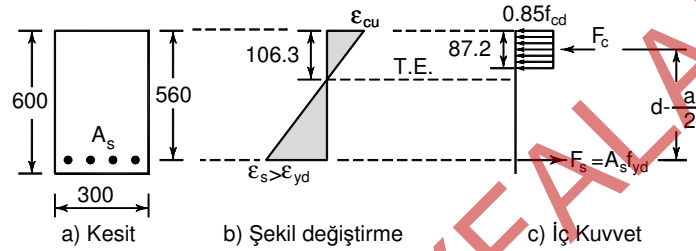
$$M_g = \frac{gL^2}{8} = \frac{25 \cdot 6^2}{8} = 112.5\text{kNm}$$



$$M_q = \frac{QL}{4} = \frac{30 \cdot 6}{4} = 45\text{kNm}$$



Hesap momenti  $M_d = 1.4M_g + 1.6M_q = 1.4 \cdot 112.5 + 1.6 \cdot 45 = 229.5\text{kNm}$



Eşdeğer dikdörtgen basınç bloğu derinliği

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M|}{0.85f_{cd}b}} = 560 - \sqrt{560^2 - \frac{2 \cdot 229.5 \cdot 10^6}{0.85 \cdot 20 \cdot 300}} = 87.2\text{mm}$$

$$F_c = 0.85f_{cd}ba = 0.85 \cdot 20 \cdot 300 \cdot 87.2 = 444720\text{N}$$

$$\text{Tarafsız eksen derinliği } c = \frac{a}{k_1} = \frac{87.2}{0.82} = 106.3\text{mm}$$

Benzer üçgenlerden çekme donatısı şekil değiştirme değeri hesaplanırsa donatının aktığı belirlenir.

$$\frac{\epsilon_s}{d-c} = \frac{\epsilon_{cu}}{c}, \quad \epsilon_s = \epsilon_{cu} \left( \frac{d-c}{c} \right) = 0.003 \cdot \left( \frac{560-106.3}{106.3} \right) = 0.0127 > \epsilon_{yd} = 0.001825$$

Yatay denge

$$F_s = F_c, \quad F_s = A_s f_{yd} \quad 444720 = A_s \cdot 365 \quad \text{Gerekli eğilme donatısı alanı } A_s = 1218\text{mm}^2$$

Seçilen eğilme donatısı  $4\phi 20$  ( $A_s = 1257\text{mm}^2$ )

$$\text{Minimum donatı oranı } \rho_{\min} = 0.8 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.8 \frac{1.25}{365} = 0.00274$$

$$\text{Minimum donatı alanı } A_{s,\min} = \rho_{\min} bd = 0.00274 \cdot 300 \cdot 560 = 460\text{mm}^2$$

$\rho_{maks} = 0.85\rho_b$  ve  $\rho_{maks} = 0.02$  koşullarından küçük olanı sağlanmalıdır.

$$\text{Denk (4.22)'den } \rho_b = \frac{A_{sb}}{bd} = \frac{0.85f_{cd}k_1c_b}{f_{yd}d} = 0.85k_1 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \frac{600}{600 + f_{yd}}$$

$$\rho_b = 0.85 \cdot 0.82 \frac{20}{365} \left( \frac{600}{600 + 365} \right) = 0.0237$$

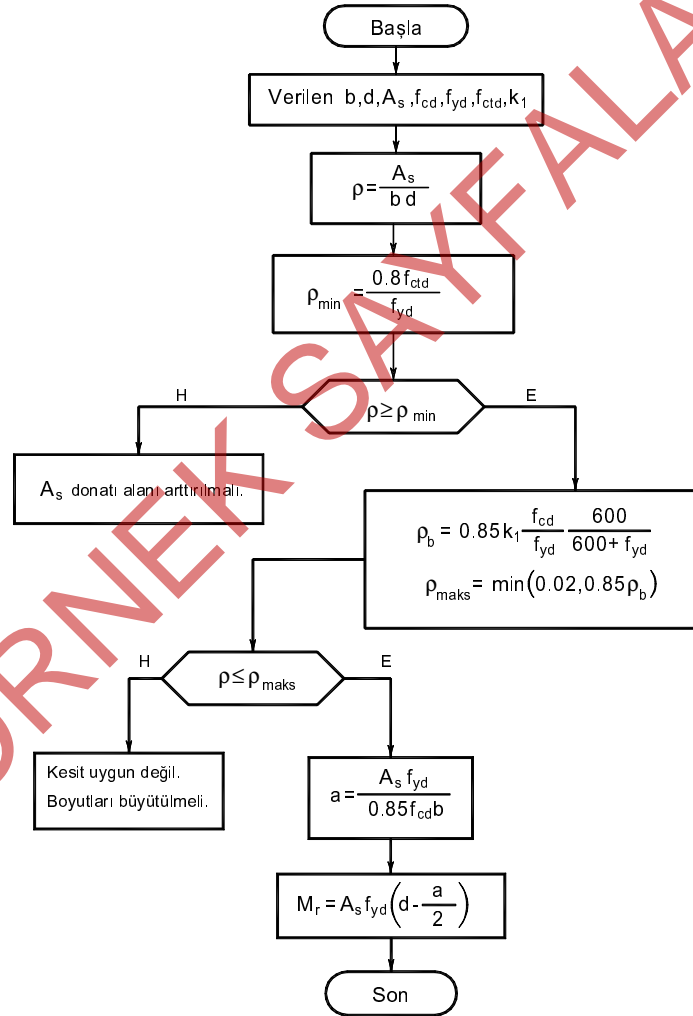
Maksimum donatı oranı  $\rho_{maks} = 0.85\rho_b = 0.0202$

$0.02 < 0.0202$  olduğundan  $\rho_{maks} = 0.02$  olarak alınır.

Maksimum donatı alanı  $A_{s,maks} = \rho_{maks}bd = 0.02 \cdot 300 \cdot 560 = 3360mm^2$

$$460mm^2 < 1257mm^2 < 3360mm^2$$

$A_{s,min} < A_s < A_{s,maks}$  koşulu sağlanmaktadır.



Şekil 4-12 Tek donatılı dikdörtgen kesitin moment taşıma gücü hesap akış diyagramı

$$F_c = F_s$$

$$F_c = 0.85 f_{cd} b a = 0.85 \cdot 20 \cdot 300 \cdot a = 306600N \quad a = 60.1mm$$

$$M_r = F_s \left( d - \frac{a}{2} \right) = 306600 \left( 560 - \frac{60.1}{2} \right) 10^{-6} = 162.48kNm$$

c)  $\rho = 0.01 < \rho_b \quad \sigma_s = f_{yd} = 365MPa$

$$A_s = \rho b d = 0.01 \cdot 300 \cdot 560 = 1680mm^2 \quad F_s = A_s f_{yd} = 1680 \cdot 365 = 613200N$$

$$F_c = F_s$$

$$F_c = 0.85 f_{cd} b a = 0.85 \cdot 20 \cdot 300 \cdot a = 613200N \quad a = 120.2mm$$

$$M_r = F_s \left( d - \frac{a}{2} \right) = 613200 \left( 560 - \frac{120.2}{2} \right) 10^{-6} = 306.53kNm$$

d) Maksimum donatı oranı  $\rho_{maks} = 0.85 \rho_b < \rho_b \quad \rho_{maks} = 0.85 \cdot 0.0237 = 0.201$

$$\sigma_s = f_{yd} = 365MPa$$

$$A_s = \rho b d = 0.0201 \cdot 300 \cdot 560 = 3377mm^2 \quad F_s = A_s f_{yd} = 3377 \cdot 365 = 1232605N$$

$$F_c = F_s$$

$$F_c = 0.85 f_{cd} b a = 0.85 \cdot 20 \cdot 300 \cdot a = 1232605N \quad a = 241.7mm$$

$$M_r = F_s \left( d - \frac{a}{2} \right) = 1232605 \left( 560 - \frac{241.7}{2} \right) 10^{-6} = 541.31kNm$$

e)  $\rho = \rho_b = 0.0237$  En dış basınç lifindeki betonun ezilmesi ile çekme donatısının akma durumuna ulaşması aynı anda olacaktır.

$$\sigma_s = f_{yd} = 365MPa$$

$$A_s = \rho b d = 0.0237 \cdot 300 \cdot 560 = 3982mm^2 \quad F_s = A_s f_{yd} = 3982 \cdot 365 = 1453430N$$

$$F_c = F_s$$

$$F_c = 0.85 f_{cd} b a = 0.85 \cdot 20 \cdot 300 \cdot a = 1453430N \quad a = 285mm$$

$$M_r = F_s \left( d - \frac{a}{2} \right) = 1453430 \left( 560 - \frac{285}{2} \right) 10^{-6} = 606.82kNm$$

f)  $\rho = 0.03 > \rho_b$  olduğundan en dış basınç lifindeki beton ezilmeye ulaştığında çekme donatısı henüz akmamış olacaktır.

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_s < f_{yd}$$

$$A_s = \rho b d = 0.03 \cdot 300 \cdot 560 = 5040mm^2$$

$$\frac{\varepsilon_c}{c} = \frac{\varepsilon_s}{d-c} \quad \frac{0.003}{c} = \frac{\varepsilon_s}{560-c} \quad \varepsilon_s = \frac{0.003(560-c)}{c}$$

$$F_s = A_s \sigma_s = A_s E_s \varepsilon_s = 5040 \cdot 200000 \cdot \frac{0.003(560-c)}{c}$$

$$F_c = 0.85 f_{cd} b k_1 c = 0.85 \cdot 20 \cdot 300 \cdot 0.82c$$

$$\text{Denk. (4.22)'den } \rho_b = 0.85k_1 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \frac{600}{600 + f_{yd}} = 0.85 \cdot 0.76 \frac{27}{365} \frac{600}{600 + 365} = 0.0297$$

$$\rho < \rho_b \text{ olduğundan } \sigma_s = f_{yd} = 365 \text{ MPa}$$

$$F_c = F_s \quad 0.85 f_{cd} b a = A_s f_{yd} \quad a = \frac{A_s f_{yd}}{0.85 f_{cd} b} = \frac{1005 \cdot 365}{0.85 \cdot 27 \cdot 300} = 53.3 \text{ mm}$$

$$M_r = A_s f_{yd} \left( d - \frac{a}{2} \right) = 1005 \cdot 365 \left( 560 - \frac{53.3}{2} \right) \cdot 10^{-6} = 195.7 \text{ kNm}$$

$$\frac{f_{cd}^b}{f_{cd}^a} = \frac{20}{13} \cong 1.54 \quad \frac{M_r^b}{M_r^a} = \frac{192.2}{185.2} \cong 1.04$$

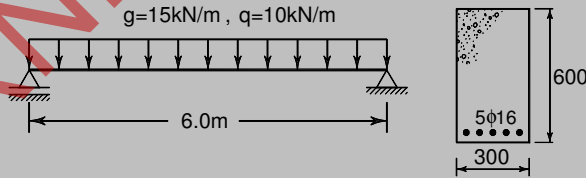
$$\frac{f_{cd}^c}{f_{cd}^a} = \frac{27}{13} \cong 2.08 \quad \frac{M_r^c}{M_r^a} = \frac{195.7}{185.2} \cong 1.06$$

Verilen kesit için beton dayanımındaki %54'lük artış moment taşıma gücünde yaklaşık %4'lük artış, yine beton dayanımındaki %108'lik artış moment taşıma gücünde yaklaşık %6'luk artış sağlayabilmiştir. Görüldüğü gibi, beton dayanımındaki artışın eğilme moment taşıma gücü üzerindeki etkisi oldukça azdır. Bu durumda, yalnızca eğilme etkisindeki denge altı donatıya sahip kesitlerin eğilme momenti taşıma gücünün daha çok donatı türü ( $f_{yd}$ ) ve donatı oranına bağlı olduğu söylenebilir.

#### Örnek 4-13

Şekilde verilen düzgün yayılı yük etkisindeki basit mesnetli kirişe  $g = 15 \text{ kN/m}$  sabit ve  $q = 10 \text{ kN/m}$  hareketli yük etmektedir. Kiriş genişliği  $b = 300 \text{ mm}$  ve yüksekliği  $h = 600 \text{ mm}$  dir. Kiriş kesitinde çekme bölgesinde  $5\phi 16$  donatı bulunmaktadır. Kirişin etkiyen yükleri güvenle taşıyıp taşıyamayacağını belirleyiniz.

Malzeme C35 / S420  $d' = 40 \text{ mm}$   $k_1 = 0.79$



Çözüm:

$$\text{Malzeme tasarım dayanımları } f_{cd} = 23 \text{ MPa} \quad f_{yd} = 365 \text{ MPa}$$

$$5\phi 16 \quad (A_s = 1005 \text{ mm}^2) \quad \rho = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{1005}{300 \cdot 560} = 0.00598$$

$$\text{Denk. (4.22)'den } \rho_b = 0.85k_1 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \frac{600}{600 + f_{yd}} = 0.85 \cdot 0.79 \frac{23}{365} \frac{600}{600 + 365} = 0.0263$$



$$b) \text{ Donatı oranı } \rho = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{1571}{300 \cdot 560} = 0.0094 < \rho_{maks} = 0.224$$

$\rho < \rho_{maks} < \rho_b$  olduğundan kesitte bulunan donatı yönetmelik koşulunu sağlamaktadır. Kiriş denge altı donatılıdır ve sünek davranış gösterecektir.

$$F_c = F_s \quad 0.85 f_{cd} b a = A_s f_{yd}$$

Eşdeğer dikdörtgen basınç bloku derinliği

$$a = \frac{A_s f_{yd}}{0.85 f_{cd} b} = \frac{1571 \cdot 365}{0.85 \cdot 23 \cdot 300} = 97.77 \text{ mm}$$

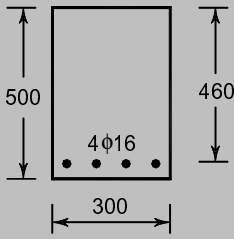
$$M_r = A_s f_{yd} \left( d - \frac{a}{2} \right) = 1571 \cdot 365 \left( 560 - \frac{97.77}{2} \right) \cdot 10^{-6} = 293.1 \text{ kNm}$$

Yük katsayıları ile arttırılmış tasarım yükü

$$p_d = 1.4 \cdot g + 1.6q = 1.4 \cdot 18 + 1.6 \cdot 15 = 49.2 \text{ kN / m}$$

$$M = \frac{p_d L^2}{8} \quad 293.1 = \frac{49.2 \cdot L^2}{8} \rightarrow L = 6.9 \text{ m} \text{ olarak hesaplanır.}$$

#### Örnek 4-16



Kesit boyutları  $b = 300 \text{ mm}$  ve  $h = 500 \text{ mm}$  olan dikdörtgen bir kesitte çekme bölgesinde tek sıra olarak  $4\phi 16$  donatı bulunmaktadır. Eşdeğer dikdörtgen gerilme dağılımını esas alarak bu kesitin moment taşıma kapasitesi  $M_r$ 'yi belirleyiniz.

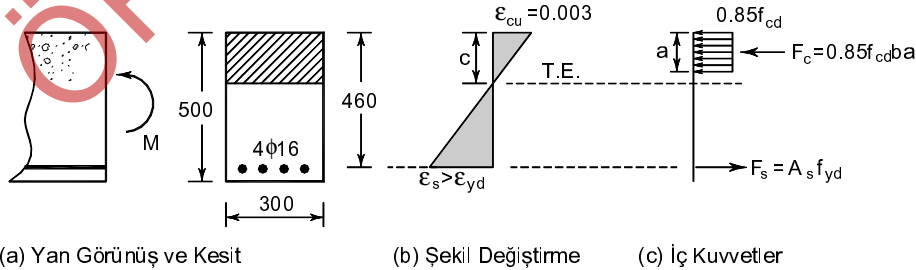
Malzeme: C30 / S420

$d' = 40 \text{ mm}$   $d'$ : En dış donatı merkezinden ölçülen beton örtüsü

Çözüm:

Malzeme tasarım dayanımları  $f_{cd} = 20 \text{ MPa}$   $f_{yd} = 365 \text{ MPa}$

Donatı alanı  $A_s = 804 \text{ mm}^2$



(a) Yan Görünüş ve Kesit

(b) Şekil Değişirme

(c) İç Kuvvetler

Kesitin denge altı kesit olduğu varsayılırsa

$$F_s = A_s f_{yd} = 804 \cdot 365 = 293460 \text{ N}$$

$$F_c = F_s \quad F_c = 0.85 f_{cd} b c \alpha = 0.85 \cdot 20 \cdot 300 \cdot c \cdot (7/9) = 3967c$$

$$3967c = 293460 \quad \text{Tarafsız eksen derinliği} \quad c = 74 \text{ mm}$$

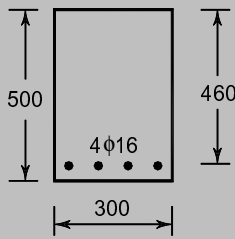
$$\text{Uygunluk denkleminde} \quad \frac{\epsilon_c}{c} = \frac{\epsilon_s}{d-c} \rightarrow \frac{0.003}{74} = \frac{\epsilon_s}{460-74} \rightarrow \epsilon_s = 0.0156 > \epsilon_{yd} = 0.001825$$

Kesitin denge altı kesit olduğu varsayımının geçerli olduğu görülmektedir.

$$\text{Çekme donatısına göre moment} \quad M = F_c (d - k_a c) = 0.85 f_{cd} b a (d - k_a c)$$

Kesitin moment taşıma kapasitesi  $M = 293460(460 - 0.405 \cdot 74) \cdot 10^{-6} = 126.2 \text{ kNm}$  olarak hesaplanır. Sonucun Örnek 4-16'de elde edilen sonuç ile çok yakın olduğu görülmektedir.

### Örnek 4-18



Kesit boyutları  $b = 300 \text{ mm}$  ve  $h = 500 \text{ mm}$  olan dikdörtgen bir kesitte çekme bölgesinde tek sıra olarak  $4\phi 16$  donatı bulunmaktadır. Eşdeğer dikdörtgen gerilme dağılımını, malzeme karakteristik özelliklerini ve çeliğin pekleşmesini (pikleşme sonucu  $1.25 f_{yk}$  gerilme değerine ulaşılacağını varsayınız) esas alarak bu kesitin moment taşıma kapasitesi  $M_p$ 'yi belirleyiniz.

Malzeme: C30 / S420  $d' = 40 \text{ mm}$

Çözüm:

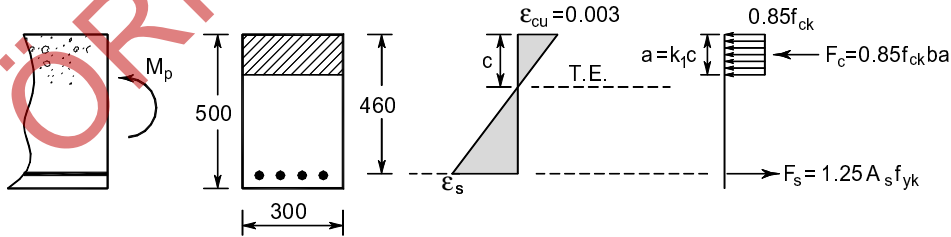
$$\text{Malzeme dayanımları} \quad f_{ck} = 30 \text{ MPa} \quad f_{yk} = 420 \text{ MPa} \quad \text{Donatı alanı} \quad A_s = 804 \text{ mm}^2$$

Kirişin denge altı donatıya sahip olduğu varsayımı yapılırsa.

$$F_s = 1.25 A_s f_{yk} = 1.25 \cdot 804 \cdot 420 = 422100 \text{ N}$$

$$F_c = F_s$$

$$F_c = 0.85 f_{ck} b a = 0.85 \cdot 30 \cdot 300 a = 7650 a \quad 7650 a = 422100 \text{ N} \quad a = 55.2 \text{ mm}$$



(a) Yan Görünüş ve Kesit

(b) Şekil Değişirme

(c) İç Kuvvetler

Taşıma Gücüne Ulaşan Kesitte Şekil Değişirme ve İç Kuvvetler

$$\text{Tarafsız eksen derinliği} \quad c = \frac{a}{k_1} = \frac{55.2}{0.82} = 67.3 \text{ mm}$$

Tablo 4-2 Dikdörtgen basınç bölgesi kesitler için katsayılar

	$K (\times 10^{-5})$							$k_x$			$k_x$	j	$\varepsilon_c (\%)$	$\varepsilon_s (\%)$
	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	S220	S420	S500				
1	4806.2	3675.3	3124.0	2716.6	2314	2082	1874.4	5.27	2.76	2.31	0.020	0.993	0.2	10
2	1277.2	976.7	830.2	721.9	614.9	553.4	498.1	5.30	2.78	2.33	0.038	0.987	0.4	10
3	603.9	461.8	392.5	341.3	290.7	261.7	235.5	5.34	2.79	2.34	0.057	0.981	0.6	10
4	361.7	276.6	235.1	204.4	174.1	156.7	141.1	5.37	2.81	2.36	0.074	0.974	0.8	10
5	246.8	188.7	160.4	139.5	118.8	106.9	96.2	5.41	2.83	2.37	0.091	0.968	1	10
6	182.9	139.9	118.9	103.4	88.1	79.3	71.3	5.44	2.85	2.39	0.107	0.962	1.2	10
7	143.6	109.8	93.4	81.2	69.2	62.2	56.0	5.48	2.87	2.40	0.123	0.956	1.4	10
8	117.7	90.0	76.5	66.5	56.7	51.0	45.9	5.51	2.88	2.42	0.138	0.950	1.6	10
9	99.8	76.3	64.9	56.4	48.0	43.2	38.9	5.55	2.90	2.44	0.153	0.944	1.8	10
10	86.9	66.4	56.5	49.1	41.8	37.6	33.9	5.58	2.92	2.45	0.167	0.938	2	10
11	77.3	59.1	50.3	43.7	37.2	33.5	30.2	5.62	2.94	2.47	0.180	0.931	2.2	10
12	70.0	53.5	45.5	39.6	33.7	30.3	27.3	5.66	2.96	2.49	0.194	0.925	2.4	10
13	64.2	49.1	41.7	36.3	30.9	27.8	25.0	5.70	2.98	2.50	0.206	0.919	2.6	10
14	59.5	45.5	38.7	33.6	28.6	25.8	23.2	5.74	3.00	2.52	0.219	0.913	2.8	10
15	55.6	42.5	36.1	31.4	26.8	24.1	21.7	5.78	3.02	2.54	0.231	0.907	3	10
16	53.7	41.1	34.9	30.4	25.9	23.3	20.9	5.80	3.03	2.55	0.240	0.903	3	9.5
17	51.8	39.6	33.7	29.3	24.9	22.4	20.2	5.83	3.05	2.56	0.250	0.899	3	9
18	49.9	38.1	32.4	28.2	24.0	21.6	19.4	5.85	3.06	2.57	0.261	0.894	3	8.5
19	48.0	36.7	31.2	27.1	23.1	20.8	18.7	5.89	3.08	2.58	0.273	0.890	3	8
20	46.0	35.2	29.9	26.0	22.2	20.0	18.0	5.92	3.10	2.60	0.286	0.884	3	7.5
21	44.1	33.8	28.7	25.0	21.3	19.1	17.2	5.96	3.12	2.62	0.300	0.879	3	7
22	42.2	32.3	27.5	23.9	20.3	18.3	16.5	6.00	3.14	2.64	0.316	0.872	3	6.5
23	40.4	30.9	26.2	22.8	19.4	17.5	15.7	6.05	3.17	2.66	0.333	0.865	3	6
24	38.5	29.4	25.0	21.7	18.5	16.7	15.0	6.11	3.20	2.68	0.353	0.857	3	5.5
25	36.6	28.0	23.8	20.7	17.6	15.9	14.3	6.17	3.23	2.71	0.375	0.848	3	5
26	34.7	26.5	22.6	19.6	16.7	15.0	13.5	6.25	3.27	2.74	0.400	0.838	3	4.5
27	32.8	25.1	21.4	18.6	15.8	14.2	12.8	6.33	3.31	2.78	0.429	0.827	3	4
28	31.0	23.7	20.2	17.5	14.9	13.4	12.1	6.44	3.37	2.83	0.462	0.813	3	3.5
29	29.5	22.6	19.2	16.7	14.2	12.8	11.5	6.54	3.42	2.87	0.493	0.801	3	3.09
9930	29.2	22.3	19.0	16.5	14.0	12.6	11.4	6.56	3.43	2.88	0.500	0.798	3	3
31	28.0	21.4	18.2	15.8	13.5	12.1	10.9	6.66	3.49	2.92	0.529	0.786	3	2.67
32	27.4	20.9	17.8	15.5	13.2	11.9	10.7	6.72	3.52	2.95	0.545	0.779	3	2.5
33	25.6	19.6	16.6	14.5	12.3	11.1	10.0	6.91	3.62	3.04	0.600	0.757	3	2
34	24.4	18.7	15.9	13.8	11.8	10.6	9.5	7.08	3.71	3.11	0.644	0.739	3	1.66
35	22.1	16.9	14.4	12.5	10.7	9.6	8.6	7.55	3.95	3.32	0.758	0.693	3	0.956
36	25.0	19.1	16.3	14.1	12.0	10.8	9.8	7.00	3.66	3.07	0.622	0.748	3	1.826
37	26.2	20.1	17.0	14.8	12.6	11.4	10.2	6.84	3.58	3.00	0.580	0.765	3	2.174

$$\begin{aligned} \text{Çözüm: } A_s &= k_s \frac{M_{sd}}{d} & 1005 &= k_s \frac{M_{sd}}{0.56} \\ M_{sd} &= \frac{bd^2}{K} = \frac{0.3 \cdot 0.56^2}{K} & 1005 &= \frac{k_s}{K} \frac{0.3 \cdot 0.56^2}{0.56} & \frac{k_s}{K} &= 5982 \end{aligned}$$

Tablo 4-2 de bu orana yakın değer veren  $k_s$  ve  $K$  katsayı çifti aranacaktır.

Her satırda bu oran hesaplanırsa C30 / S420 11. Satırda  $K = 50.3 \cdot 10^{-5}$   $k_s = 2.94$

$$\frac{k_s}{K} = \frac{2.94}{50.3 \cdot 10^{-5}} = 5844 \cong 5982 \text{ yakın değeri elde edilir.}$$

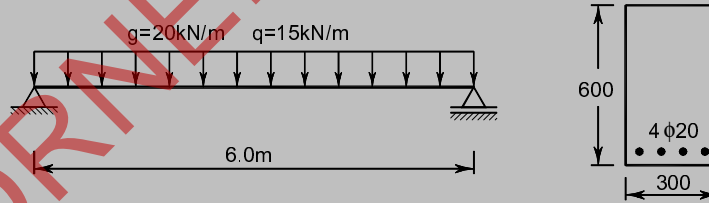
$$M_r = M_{sd} = \frac{bd^2}{K} = \frac{0.3 \cdot 0.56^2}{50.3 \cdot 10^{-5}} = 187 \text{ kNm}$$

Örnek çözümlerden görüldüğü üzere tablo kullanarak çözüm yapmak oldukça kolaylık sağlamaktadır. Tablo kullanımında yalnızca katsayıların kullanımı ile çözüme ulaşıldığından çözüm sırasında betonarme davranışın izlenmesi güçleşmektedir. Bu nedenle yazar, öğrencilerin betonarme tasarım konusunda deneyim kazanıncaya kadar denge denklemleri ile çözüm yöntemlerini kullanmayı tercih etmelerini önermektedir.

#### Örnek 4-22

Şekilde verilen düzgün yayılı yük etkisindeki basit mesnetli 6m uzunluğundaki kirişe  $g = 20 \text{ kN/m}$  sabit yük,  $q = 15 \text{ kN/m}$  hareketli yük etkimektedir. Kiriş genişliği  $b = 300 \text{ mm}$  ve yüksekliği  $h = 600 \text{ mm}$  dir. Kiriş kesitinde çekme bölgesinde  $4\phi 20$  ( $A_s = 1256 \text{ mm}^2$ ) donatı bulunmaktadır. Kirişin etkiyen yükleri güvenle taşıyıp taşıyamayacağını belirleyiniz.

Malzeme C35 / S420  $d' = 40 \text{ mm}$   $k_1 = 0.79$



Çözüm:

Malzeme tasarım dayanımları  $f_{cd} = 23 \text{ MPa}$   $f_{yd} = 365 \text{ MPa}$

$$\text{Denk. (4.22)'den } \rho_b = 0.85 k_1 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \frac{600}{600 + f_{yd}} = 0.85 \cdot 0.79 \frac{23}{365} \frac{600}{600 + 365} = 0.0263$$

Maksimum donatı oranı  $\rho_{maks} = 0.85 \rho_b < \rho_b$   $\rho_{maks} = 0.85 \cdot 0.0263 = 0.0224$

Maksimum donatı alanı  $A_{s,maks} = \rho_{maks} b_w d = 0.0224 \cdot 300 \cdot 560 = 3763 \text{ mm}^2$

donatısındaki gerilme  $f_{yd}$  olarak alınır. Beton ve çelikten oluşan birinci kuvvet çifti için yazılacak denge denklemleri daha önce tek donatılı kesitler için yazılanlar ile aynı olacaktır.

$$F_c = F_{s1} \quad (4.40)$$

$$0.85f_{cd}ba = A_{s1}f_{yd} \quad (4.41)$$

$$a = \frac{A_{s1}f_{yd}}{0.85f_{cd}b} \quad (4.42)$$

$$M_1 = A_{s1}f_{yd} \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (4.43)$$

Şekil 4-14(e) de gösterildiği gibi, ikinci kuvvet çifti ise basınç donatısı ve geriye kalan çekme donatısından oluşmaktadır.

$$F'_s = F_{s2} \quad (4.44)$$

$$A'_s\sigma'_s = A_{s2}f_{yd} \quad (4.45)$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} \quad (4.46)$$

$$M_2 = A_{s2}f_{yd}(d - d') = A'_s\sigma'_s(d - d') \quad (4.47)$$

Basınç donatısındaki gerilme  $\sigma'_s$  uygunluk koşulundan şekil değiştirme diyagramı kullanılarak hesaplanır.

$$\epsilon'_s = 0.003 \frac{c - d'}{c} \quad (4.48)$$

$$\sigma'_s = E_s \epsilon'_s = 200000 \cdot 0.003 \frac{c - d'}{c} = 6000 \frac{c - d'}{c} \leq f_{yd} \quad (4.49)$$

Şekil 4-14(d) de gösterilen birinci kuvvet çifti ile taşınacak moment  $M_1$ , Şekil 4-14(e) de gösterilen ikinci kuvvet çifti ile taşınacak moment  $M_2$  olarak adlandırılırsa, basınç donatılı kesitlerin güç tükenmesinin gevrek veya sünek olması  $M_2$  momentinden bağımsızdır. Bunun nedeni,  $M_2$ 'yi oluşturan kuvvet çiftinin kesitin çekme-basınç bölgesine yerleştirilen ve sünek bir malzeme olan çelikten oluşmasıdır. Bu durumda  $A'_s$  ve  $A_{s2}$  ne kadar artırılrsa artırılсын güç tükenmesini gevrekleştirmez.  $M_1$  için durum farklıdır.  $M_1$ 'i oluşturan kuvvet çiftinin biri betondaki basınç gerilmesinden oluştuğundan donatı akma gerilmesine ulaşmadan betonun ezilmesinin önlenmesi gerekir. Tasarımda denge altı bir kesit elde etmek yani sünek davranışı sağlamak için  $A_{s1}$  olarak gösterilen donatıyı sınırlandırmak gerekir. Bu nedenle  $A_{s1} \leq A_{s,maks} = 0.85A_{sb}$  veya donatı oranının  $\rho_1 \leq \rho_{maks} = 0.85\rho_b$  koşulunu sağlaması gerekir.

Uygulamada karşılaşılan kesitlerin büyük bir çoğunluğunda basınç donatısı da akma sınırına ulaşmaktadır. Basınç donatısı ancak yüksekliği az olan, kullanılan çeliğin akma sınırının yüksek olduğu ve basınç donatısının çok fazla olduğu kesitlerde akma sınırına ulaşamayacaktır ki, bu durumlarla pratikte az

## Çözüm

Malzeme tasarım dayanımları  $f_{cd} = 20MPa$   $f_{yd} = 365MPa$

Maksimum donatı ile taşınabilecek eğilme momenti

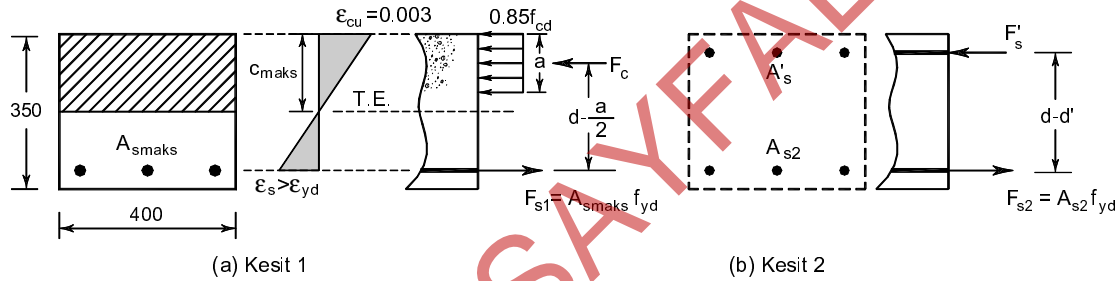
$$M_{r,maks} = F_{c,maks} \left( d - \frac{k_1 c_{maks}}{2} \right)$$

$$F_{c,maks} = 0.85 f_{cd} k_1 c_{maks} b$$

Dengeli durumda tarafsız eksen derinliği

$$c_b = \frac{0.003}{0.003 + \varepsilon_{yd}} d = \frac{0.003}{0.003 + \frac{f_{yd}}{200000}} d = \frac{600}{600 + 365} 320 = 199mm$$

$$c_{maks} = 0.85 c_b = 169.2mm$$



$$F_{c,maks} = 0.85 \cdot 20 \cdot 0.82 \cdot 169.2 \cdot 400 = 943459N$$

$$M_{r,max} = 943459 \left( 320 - \frac{0.82 \cdot 169.2}{2} \right) \cdot 10^{-6} = 236.46kNm$$

$M_d > M_{r,maks}$  Basınç donatısı gerekmektedir.

$$F_{s,maks} = F_{c,maks} = 943459N$$

$$A_{s,maks} = \frac{F_{s,maks}}{f_{yd}} = \frac{943459}{365} = 2585mm^2$$

$$\Delta M = 300 - 236.46 = 63.54kNm$$

$$F_{s2} = A_{s2} f_{yd}$$

$$\Delta M = F_{s2} (d - d') \rightarrow F_{s2} = \frac{\Delta M}{d - d'}$$

$$F_{s2} = \frac{\Delta M}{d - d'} = \frac{63.54 \cdot 10^6}{320 - 30} = 219103N$$

Basınç donatısının akıp akmadığının kontrolü

$$\varepsilon'_s = 0.003 \frac{c - d'}{c} = 0.003 \frac{70.2 - 40}{70.2} = 0.00129 < 0.001825 \quad \text{Basınç donatısı akmamıştır.}$$

$$\sigma'_s = E_s \varepsilon'_s = 258.2 \text{ MPa}$$

Çekme donatısının akıp akmadığının kontrolü

$$\varepsilon_s = 0.003 \frac{d - c}{c} = 0.003 \frac{460 - 70.2}{70.2} = 0.0167 > 0.001825 \quad \text{Çekme donatısı akmıştır.}$$

Yapılan varsayımlar geçerlidir.

$$F_c = 0.85 f_{cd} b a = 0.85 f_{cd} b k_1 c = 293646 \text{ N}$$

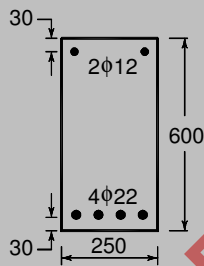
$$F'_s = A'_s \sigma'_s = 1526 \cdot 258.2 = 394014 \text{ N}$$

$$a = k_1 c = 0.82 \cdot 70.2 = 57.6 \text{ mm}$$

$$M_r = F_c \left( d - \frac{a}{2} \right) + F'_s (d - d') = 293646 \cdot \left( 460 - \frac{57.6}{2} \right) + 394014 (460 - 40) \cdot 10^{-6} = 292.1 \text{ kNm}$$

Görüldüğü gibi Örnek 4-26 ile bu örnek arasındaki tek fark basınç donatısının  $1526 / 616 = 2.48$  kat (%148) artırılmasıdır. Basınç donatısındaki bu büyük artış moment kapasitesinde  $292.1 / 286.3 = 1.02$  (%2) kat artış sağlamıştır. Sonuç olarak çekme donatısı artırılmadan yalnızca basınç donatısı artırılarak taşıma gücü momenti çok artırılamamaktadır.

#### Örnek 4-27



Şekilde boyutları ve donatısı verilen çift donatılı dikdörtgen kesitin moment taşıma kapasitesini hesaplayınız.

Malzeme: C30 / S420  $d' = 30 \text{ mm}$

Çözüm

Malzeme dayanımları  $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$   $f_{yk} = 420 \text{ MPa}$

Basınç donatısının akma sınırına ulaştığı kabul edilirse

$$M_2 = A'_s f_{yk} (d - d') = 226 \cdot 420 \cdot (570 - 30) \cdot 10^{-6} = 51.26 \text{ kNm}$$

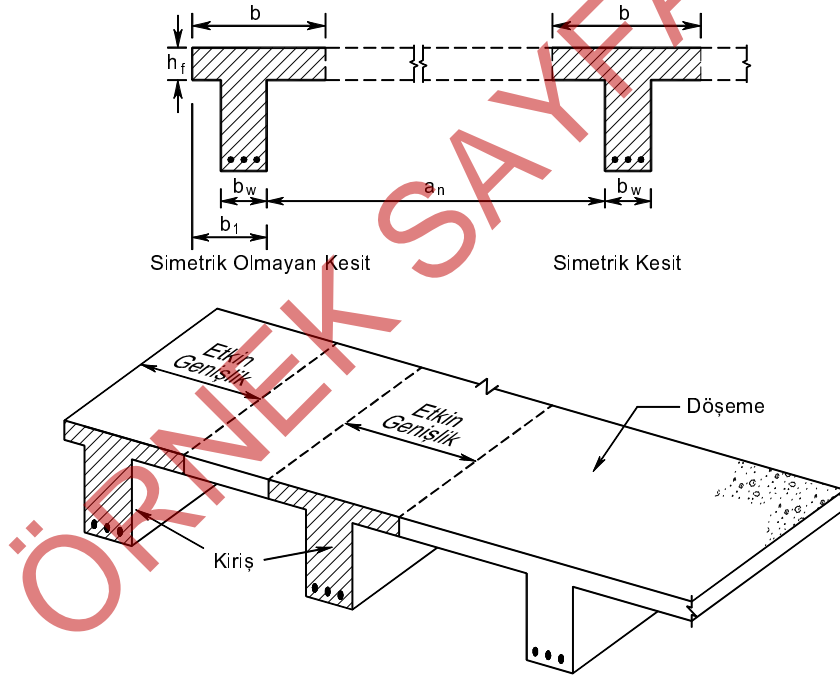
$$A_{s1} = A_s - A'_s = 1520 - 226 = 1294 \text{ mm}^2$$

Bu gerilme dağılışının gerçekçi olarak belirlenmesi güç olduğundan ve yükleme durumu, kesitin mesnetten olan uzaklığı, plak eğilme rijitliğinin kirişin eğilme rijitliğine oranı, kirişin açıklığının kiriş yüksekliğine oranı gibi birçok değişkene bağlı olduğundan problemi basitleştirme amacı ile hesaplamalarda döşeme plağının belirli bir  $b$  genişliğinin kirişe katkıda bulunduğu ve bu genişlik boyunca da basınç gerilme yayılışının düzgün olduğu varsayılır, Şekil 4-16(b). Yönetmelikler, kesit hesaplarında kullanılacak tabla genişliğinin belirlenmesinde bu basitleştirilmiş varsayımı esas almaktadır. Tablası simetrik olmayan L kesitler de yanal eğilme etkisinde olmadıkları durumda eşdeğer simetrik tablalı bir kesit gibi hesaplanabilirler.

Etkili tabla genişliği  $b$  değeri TS500'e göre simetrik ve simetrik olmayan kesitler için sırasıyla Denk. (4.53) ve Denk.(4.54) kullanılarak belirlenir, Şekil 4-18.

$$\text{Simetrik kesit (T kesit)} \quad b = b_w + \frac{\ell_p}{5} \quad (4.53)$$

$$\text{Simetrik olmayan kesit (L kesit vb.)} \quad b = b_1 + \frac{\ell_p}{10} \quad (4.54)$$



Şekil 4-18 Simetrik ve simetrik olmayan kesit

Ancak, gövde dışına taşan tabla genişliği, her bir yanda, tabla kalınlığının altı katından ve komşu kiriş gövde yüzüne olan uzaklığın yarısından ( $a_n / 2$ ) fazla olamaz.



yazılır. Burada  $A_{sb}$  dengeli donatı alanını göstermektedir.

Denk. (4.61), Denk.(4.62)'de yerine yazılırsa

$$A_{sb} = \frac{0.85 f_{cd}}{f_{yd}} \left[ k_1 b_w d \frac{0.003 E_s}{0.003 E_s + f_{yd}} + (b - b_w) h_f \right] \quad (4.63)$$

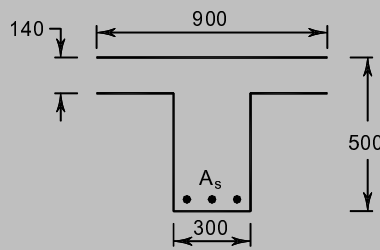
elde edilir. Eşitliğin her iki tarafı  $b_w d$  ile bölünürse dengeli duruma karşı gelen donatı oranı Denk. (4.64) şeklinde bulunur.

$$\rho_b = \frac{0.85 f_{cd}}{f_{yd}} \left[ k_1 \frac{0.003 E_s}{0.003 E_s + f_{yd}} + \left( \frac{b}{b_w} - 1 \right) \frac{h_f}{d} \right] \quad (4.64)$$

Maksimum donatı oranı da Denk.(4.65) bağıntısı ile hesaplanabilir.

$$\rho_{\max} = 0.85 \rho_b \quad (4.65)$$

### Örnek 4-30



Kesit boyutları  $b = 900\text{mm}$ ,  $b_w = 300\text{mm}$  ve  $h = 500\text{mm}$   
 $h_f = 140\text{mm}$  olan T kesite  $M_d = 150\text{kNm}$  eğilme momenti  
 etkimektedir. Gerekli donatıyı hesaplayınız.  
 Malzeme: C30 / S420  $d' = 40\text{mm}$

### Çözüm

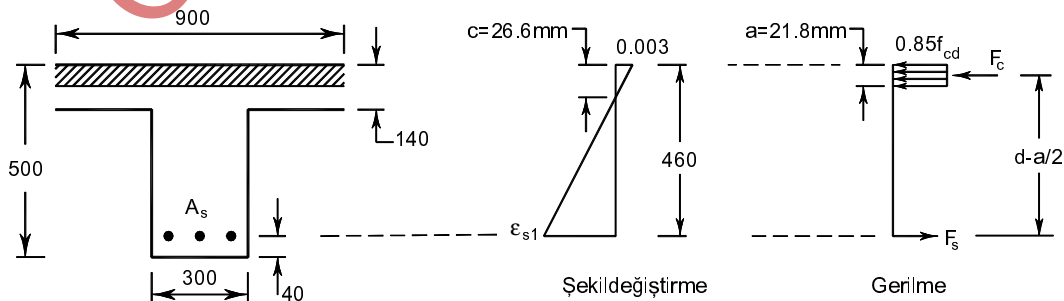
Malzeme tasarım dayanımları  $f_{cd} = 20\text{MPa}$   $f_{yd} = 365\text{MPa}$

Önce eşdeğer basınç gerilmesi dağılımının tabla içinde kalıp kalmadığı belirlenmelidir.

Denk.(4.56) de verilen koşulun kontrolü

$$0.85 f_{cd} b h_f \left( d - \frac{h_f}{2} \right) = 0.85 \cdot 20 \cdot 900 \cdot 140 \left( 460 - \frac{140}{2} \right) \cdot 10^{-6} = 835\text{kNm} > M_d = 150\text{kNm}$$

$a < h_f$  olduğu belirlenir.



$a > h_f$  olduğu belirlenir.

Beton basınç kuvvetleri aşağıdaki şekilde gösterilen taranmış alanın gövde ve gövde dışında dikdörtgenlere bölünmesi ile bulunabilir.

$$F_{cw} = 0.85 f_{cd} a b_w = 0.85 \cdot 20 \cdot a \cdot 500 = 8500a$$

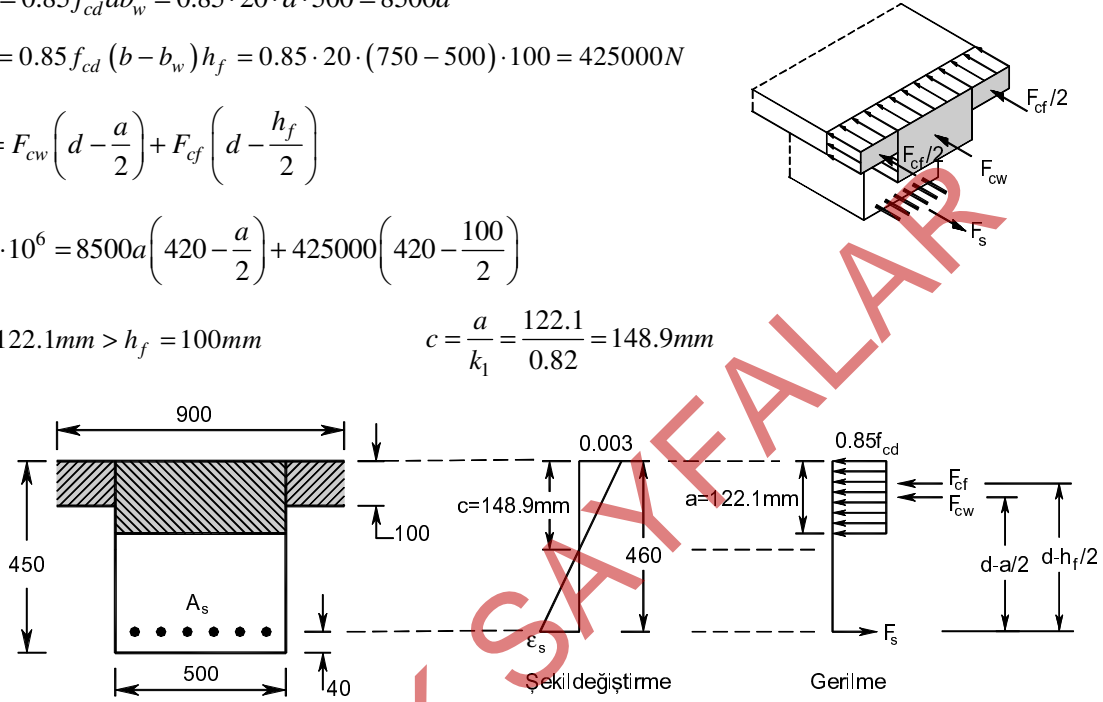
$$F_{cf} = 0.85 f_{cd} (b - b_w) h_f = 0.85 \cdot 20 \cdot (750 - 500) \cdot 100 = 425000N$$

$$M = F_{cw} \left( d - \frac{a}{2} \right) + F_{cf} \left( d - \frac{h_f}{2} \right)$$

$$530 \cdot 10^6 = 8500a \left( 420 - \frac{a}{2} \right) + 425000 \left( 420 - \frac{100}{2} \right)$$

$$a = 122.1mm > h_f = 100mm$$

$$c = \frac{a}{k_1} = \frac{122.1}{0.82} = 148.9mm$$



Çekme donatısının akma durumunun kontrolü uygunluk denklemi ile hesaplanır.

$$\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_s} = \frac{c}{d-c} \quad \frac{0.003}{\varepsilon_s} = \frac{148.9}{420-148.9} \quad \varepsilon_s = 0.0055 > \varepsilon_{yd} = 0.001825 \quad \text{Donatı akmıştır.}$$

$$F_s = F_{cw} + F_{cf}$$

$$F_s = 8500 \cdot 122.1 + 425000 = 1462771N$$

$$A_s = \frac{F_s}{f_{yd}} = \frac{1462771}{365} = 4007mm^2 \quad 9\phi 24 \quad (4072mm^2)$$

$$\text{Denk. (4.64)'den } \rho_b = \frac{0.85 \cdot 20}{365} \left[ 0.82 \frac{0.003 \cdot 200000}{0.003 \cdot 200000 + 365} + \left( \frac{750}{500} - 1 \right) \frac{100}{420} \right] = 0.029$$

$$0.85\rho_b = 0.85 \cdot 0.029 = 0.025$$

$$\rho_{maks} = \min(0.02; 0.85\rho_b)$$

$$\rho = \frac{4072}{500 \cdot 420} = 0.019 < 0.02 \quad \text{Seçilen donatı uygundur.}$$

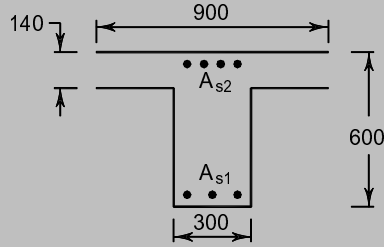
$$\frac{\varepsilon_s}{d-c} = \frac{\varepsilon_{cu}}{c}, \quad \varepsilon_s = \left( \frac{d-c}{c} \right) \varepsilon_{cu} \quad \varepsilon_s = \left( \frac{560-187.9}{187.9} \right) \cdot 0.003 = 0.0059 > \varepsilon_{yd} = 0.001825$$

$$F_{c2} = 2890a - 289000 = 2890 \cdot 159.7 - 289000 = 172533N$$

$$F_c = F_{c1} + F_{c2} = 578000 + 172533 = 750533N \quad F_s = F_c, \quad F_s = A_s f_{yd}$$

$$\text{Gerekli eğilme donatısı alanı } A_s = \frac{750533}{365} = 2056mm^2$$

## Örnek 4-34



Şekilde verilen kesitin  $M_r^+$  pozitif moment kapasitesini

- Üst donatının katkısını ihmal ederek
- Üst donatının katkısını göz önüne alarak
- Moment kolunu yaklaşık  $(d-d')$  varsayarak yaklaşık olarak

hesaplayınız. Malzeme C25 / S420  $d' = 30mm$

$$b / b_w / h / h_f = 900 / 300 / 600 / 140mm$$

Alt donatı  $3\phi 14$ , Üst donatı  $2\phi 12 + 2\phi 14$

Çözüm: Denge denklemleri ile çözüm (Eşdeğer dikdörtgen gerilme dağılışı)

$$a) A_{s1} = 462mm^2$$

$$A_{s2} \text{ 'nin katkısını ihmal edilirse } F_c = F_s$$

$$F_c = 0.85 f_{cd} b a \quad 168521 = 0.85 \cdot 17 \cdot 900 \cdot a$$

$$a = 12.96mm < 140mm \quad c = \frac{12.96}{0.85} = 15.24mm$$

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_s} = \frac{c}{d-c} \rightarrow \varepsilon_s = 0.003 \frac{570-15.24}{15.24} = 0.109 > \varepsilon_{yd} = 0.001825$$

$$M_r^+ = F_s \left( d - \frac{a}{2} \right) = 168521 \cdot \left( 570 - \frac{12.96}{2} \right) \cdot 10^{-6} = 94.96kNm$$

$$b) A_{s2} = 534mm^2$$

$c < h_f$  ve  $\varepsilon_{s2} < \varepsilon_{yd}$  kabul edilecektir

$$\sum F = 463.33 + 110.88 - 112.42 - 112.42 - 112.42 = -109.07N$$

$\sum F$  negatif olduğundan  $c > 100mm$  olmalı.

İkinci adımda tarafsız eksen derinliği  $c = 150mm$  varsayılacaktır.

$$a = k_1 c = 0.79 \cdot 150 = 118.5mm$$

$$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{cu} \frac{d-c}{c} = 0.003 \frac{760-150}{150} = 0.0122 > \varepsilon_{yd} = 0.001825 \quad \sigma_{s1} = -365MPa$$

$$\varepsilon_{s2} = 0.003 \frac{520-150}{150} = 0.0074 > \varepsilon_{yd} = 0.001825 \quad \sigma_{s2} = -365MPa$$

$$\varepsilon_{s3} = 0.003 \frac{280-150}{150} = 0.0026 > \varepsilon_{yd} = 0.001825 \quad \sigma_{s3} = -365MPa$$

$$\varepsilon_{s4} = 0.003 \frac{150-40}{150} = 0.0022 > \varepsilon_{yd} = 0.001825 \quad \sigma_{s4} = 365MPa$$

$$F_{s1} = -1256 \cdot 365 \cdot 10^{-3} = -458.44kN \quad F_{s2} = -308 \cdot 365 \cdot 10^{-3} = -112.42kN$$

$$F_{s3} = -308 \cdot 365 \cdot 10^{-3} = 112.42kN \quad F_{s4} = 308 \cdot 365 \cdot 10^{-3} = 112.42kN$$

$$F_c = 0.85 f_{cd} b a = 0.85 \cdot 23 \cdot 300 \cdot 118.5 \cdot 10^{-3} = 695kN$$

$$\sum F = N = F_c + F_{s4} - F_{s1} - F_{s2} - F_{s3}$$

$$\sum F = 695 + 112.42 - 112.42 - 112.42 - 112.42 = 124.14N$$

$\sum F$  pozitif olduğundan  $c < 150mm$  olmalı.

Üçüncü adımda tarafsız eksen derinliği  $c = 125mm$  varsayılacaktır.

$$a = k_1 c = 0.79 \cdot 125 = 98.75mm$$

$$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{cu} \frac{d-c}{c} = 0.003 \frac{760-125}{125} = 0.0152 > \varepsilon_{yd} = 0.001825 \quad \sigma_{s1} = -365MPa$$

$$\varepsilon_{s2} = 0.003 \frac{520-125}{125} = 0.0095 > \varepsilon_{yd} = 0.001825 \quad \sigma_{s2} = -365MPa$$

$$\varepsilon_{s3} = 0.003 \frac{280-125}{125} = 0.0037 > \varepsilon_{yd} = 0.001825 \quad \sigma_{s3} = -365MPa$$

$$\varepsilon_{s4} = 0.003 \frac{125-40}{125} = 0.002 > \varepsilon_{yd} = 0.001825 \quad \sigma_{s4} = 365MPa$$

$$F_{s1} = -1256 \cdot 365 \cdot 10^{-3} = -458.44kN \quad F_{s2} = -308 \cdot 365 \cdot 10^{-3} = -112.42kN$$

$$F_{s3} = -308 \cdot 365 \cdot 10^{-3} = 112.42kN \quad F_{s4} = 308 \cdot 365 \cdot 10^{-3} = 112.42kN$$

$$F_c = 0.85 f_{cd} b a = 0.85 \cdot 23 \cdot 300 \cdot 98.75 \cdot 10^{-3} = 579.2kN$$

$$\sum F = N = F_c + F_{s4} - F_{s1} - F_{s2} - F_{s3}$$

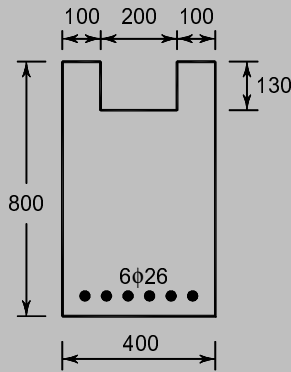
$\sum F = 579.2 + 112.42 - 112.42 - 112.42 - 112.42 = 8.3N \cong 0kN$  Fark az olduğundan yeterli yaklaşımın sağlandığı varsayılacaktır.

$$M_r = F_c \left( 0.4 - \frac{0.09875}{2} \right) + F_{s4} (0.4 - 0.04) + F_{s1} (0.4 - 0.04) + F_{s3} (0.4 - 0.04 - 0.24) - F_{s2} (0.4 - 0.04 - 0.24)$$

$$M_r = 408.6kNm$$

Kesin çözüm olarak  $c = 123.2mm$  ve  $M_r = 406.1kNm$  olarak hesaplanır.

### Örnek 4-36



Kesit boyutları verilen kesitte çekme bölgesinde tek sıra olarak  $6\phi 26$  donatı bulunmaktadır. Eşdeğer dikdörtgen gerilme dağılımını esas alarak bu kesitin moment taşıma kapasitesi  $M_r$  'yi belirleyiniz.

Malzeme: C35 / S420

$d' = 40mm$

Çözüm:

Malzeme tasarım dayanımları  $f_{cd} = 23MPa$   $f_{yd} = 365MPa$

Donatı alanı  $A_s = 3186mm^2$

Kesitin denge altı kesit olduğu varsayılırsa basınç bölgesinin eşdeğer alanı

$$A_c = \frac{A_s f_{yd}}{0.85 f_{cd}} = \frac{3186 \cdot 365}{0.85 \cdot 23} = 59482mm^2$$

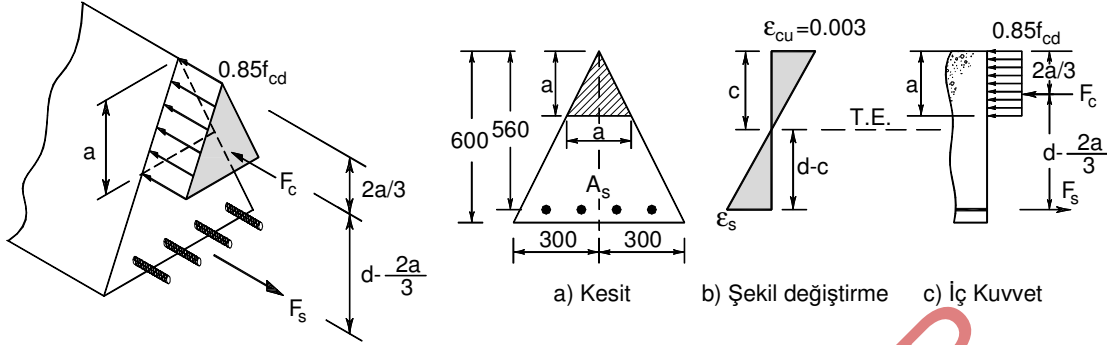
Sol ve sağ üst parça alanı toplamı  $2(100 \cdot 130) = 26000mm^2$

Basınç bölgesinin eşdeğer alanı sol ve sağ üst parça alanı toplamından büyük olduğundan basınç bölgesi alt bölgenin belirli bir bölümüne taşacaktır.

Alt bölgeye taşan bölümün derinliği

$$a_2 = \frac{A_c - 2b_1 h_1}{b_w} = \frac{59482 - 26000}{400} = 83.7mm$$

Eşdeğer basınç kuvveti  $F_c$  üst parçalara  $F_{c1}$  ve alt bölüme etkiyen  $F_{c2}$  kuvvetlerinin toplamı olarak ifade edilebilir.



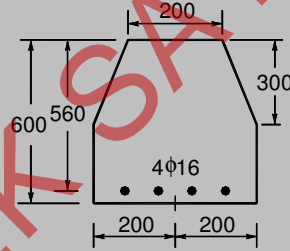
$$c = a / k_1 = 186 / 0.82 = 226.8 \text{ mm}$$

$$\frac{\varepsilon_s}{d-c} = \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \quad , \quad \varepsilon_s = \left( \frac{d-c}{c} \right) \varepsilon_{cu} \quad \varepsilon_s = \left( \frac{560-226.8}{226.8} \right) \cdot 0.003 = 0.0044 > \varepsilon_{yd} = 0.001825$$

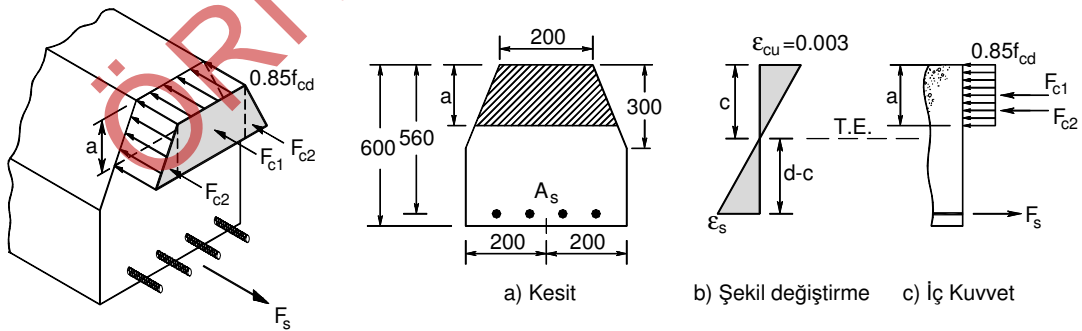
$$M_r = F_s \left( d - \frac{2a}{3} \right) = 293460 \left( 560 - \frac{2 \cdot 186}{3} \right) 10^{-6} = 127.9 \text{ kNm}$$

## Örnek 4-38

Şekilde verilen kesitin taşıma gücü moment değerini hesaplayınız. Malzeme C30 / B420C  $d' = 40 \text{ mm}$



Çözüm:  $A_s = 804 \text{ mm}^2$



$$\sigma'_s = f_{yd} = 365 \text{ MPa} \quad F'_s = A'_s f_{yd} = 254 \cdot 365 = 92710 \text{ N}$$

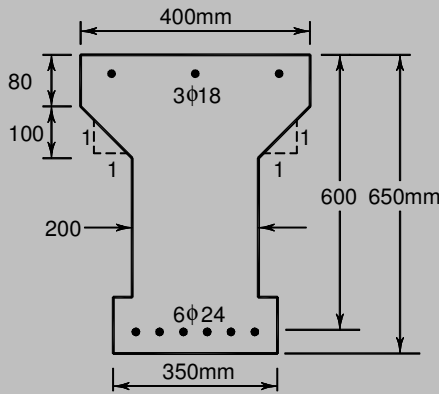
Kesite etkiyen aksenal kuvvet bulunmadığından yatay dengeden  $F_{cb} + F'_s = F_{sb}$  olmalıdır.

$$F_{sb} = 464950 + 92710 = 557660 \text{ N} \text{ olarak hesaplanır.}$$

$$A_{sb} = \frac{F_{sb}}{f_{yd}} = \frac{557660}{365} = 1528 \text{ mm}^2$$

Mevcut çekme donatısı  $5\phi 22$   $A_s = 1901 \text{ mm}^2 > 1528 \text{ mm}^2$  olduğundan kesit denge üstü donatılı kesittir ve güç tükenmesi gevrek olacaktır.

#### Örnek 4-41



Şekilde geometrisi ve donatı yerleşimi verilen kiriş kesitinin  $M_r^+$  moment kapasitesini hesaplayınız.

Malzeme C30 / B420C

$$d' = 50 \text{ mm}$$

#### Çözüm

Malzeme tasarım dayanımları  $f_{cd} = 20 \text{ MPa}$   $f_{yd} = 365 \text{ MPa}$

$$3\phi 18 \quad A'_s = 763 \text{ mm}^2 \quad 6\phi 24 \quad A_s = 2714 \text{ mm}^2$$

Çekme ve basınç donatılarının aktığı varsayılacaktır ve daha sonra bu varsayımın geçerliliği kontrol edilecektir.

$$\varepsilon_s > \varepsilon_{yd} = 0.001825 \quad \sigma_s = f_{yd} = 365 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon'_s > \varepsilon_{yd} = 0.001825 \quad \sigma'_s = f_{yd} = 365 \text{ MPa}$$

Eşdeğer dikdörtgen gerilme derinliği  $a$  değerinin  $400 \text{ mm}$  genişliğe,  $80 \text{ mm}$  yüksekliğe sahip bölgenin hemen altındaki bölgede bulunduğu varsayılırsa.

$$a = 80 + x$$

$A_c$  dikdörtgen ve yamuk bölgelerin alanları toplamı olarak yazılırsa

$$A_c = 400 \cdot 80 + \left[ 400 + (400 - 2x) \right] \frac{x}{2} = 32000 + 400x - x^2$$

Kesite etkiyen aksenal kuvvet bulunmadığından yatay dengeden

$$F_c + F'_s = F_s \quad 0.85 f_{cd} A_c + A'_s f_{yd} = A_s f_{yd} \quad \text{olmalıdır.}$$

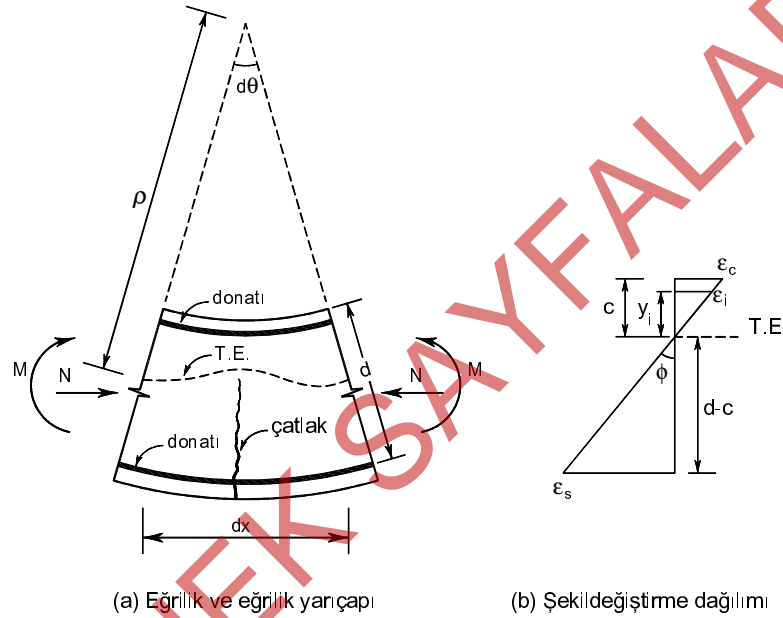
$$0.85 \cdot 20 \cdot (32000 + 400x - x^2) + 763 \cdot 365 = 2714 \cdot 365$$

#### 4.11 Moment-Eğrilik İlişkisi ve Kesit Sünekliği

Elemanların davranışları önemli oranda kesitlerinin davranışına bağlıdır. Eğilme etkisindeki bir kesitin davranışı moment-eğrilik ilişkisinden incelenebilir.

Moment eğrilik ilişkisinden kesit davranışının sünek olup olmadığı, farklı moment düzeylerinde kesit rijitliğinin değişimi, kullanılan malzeme modellerine göre kabuk ve çekirdek betonlarında ezilmenin başlayıp başlamadığı ve eğilme donatısının pekleşmesinin davranış üzerindeki etkisi gözlemlenebilir.

Eğrilik, kesitteki şekildeğiştirmeyi belirten geometrik bir değişkendir. Matematiksel tanımı bir eğrideki iki komşu nokta arasındaki açı değişiminin, iki nokta arasındaki uzaklığa oranı ile elde edilen birim dönme açısı olarak yapılmaktadır.



Şekil 4-24 Eğrilik

Şekil 4-24'da eğilme ve eksenel kuvvet etkisi altında şekildeğiştirmiş bir eleman parçası gösterilmektedir. Yarıçapı  $\rho$  olan çemberde  $d\theta$  açısının gördüğü uzunluk  $\rho d\theta$  olacağından tarafsız eksenin bulunduğu konumdaki uzunluğun başlangıçtaki  $dx$  uzunluğuna eşit olacağı da hatırlanarak Şekil 4-24'den  $dx = \rho d\theta$  eşitliği yazılabilir. Kesitin üst kenarında yarıçap  $(\rho - c)$  ve uzunluk  $dx' = (\rho - c)d\theta$  olacaktır. Üst kenarda kısalma  $(dx - dx')$  ve şekildeğiştirme değeri de  $\epsilon_c = (dx - dx') / dx = \rho d\theta - (\rho - c)d\theta / dx$  olur. Bu bağıntılar düzenlenerek ve eğriliğin tanımı kullanılarak Denk. (4.66) ve (4.67)'de verilen bağıntılar elde edilir. Betonarmede eğriliğin hesabında genellikle (4.67) kullanılır.

$$\phi = \frac{d\theta}{dx} = \frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{1}{\rho} \quad (4.66)$$

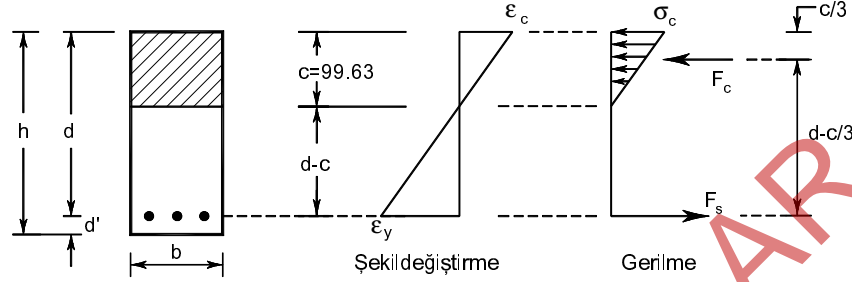
$$\phi = \frac{\epsilon_i}{y_i} = \frac{\epsilon_c}{c} = \frac{\epsilon_s}{d - c} \quad (4.67)$$



$$\phi_{cr} = \frac{\sigma_c / E_c}{c} = \frac{3.6 / 30000}{245.1} = 0.49 \cdot 10^{-6} \text{ rad / mm}$$

Akma Durumu

Bu durumda basınç bölgesinde gerilme dağılımının doğrusal olduğu kabul edilebilir.



$$\varepsilon_c = \frac{c}{d-c} \varepsilon_y = \frac{0.0021c}{470-c} \quad \sigma_c = E_c \varepsilon_c = E_c \frac{c}{d-c} \varepsilon_y = 30000 \frac{c}{470-c} 0.0021 = \frac{63c}{470-c}$$

$$F_c = \frac{1}{2} \sigma_c \cdot b \cdot c = \frac{1}{2} \cdot E_c \frac{c}{d-c} \varepsilon_y \cdot b \cdot c = \frac{9450c^2}{470-c}$$

$$F_s = A_s f_y = 253260N$$

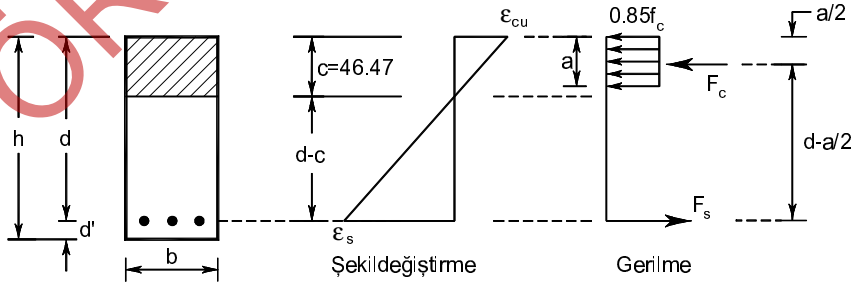
$$F_c = F_s \quad \frac{9450c^2}{470-c} = 253260 \quad c=99.63 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_c = 0.565 \cdot 10^{-3}$$

$\sigma_c = 16.9 \text{ MPa} < 0.7 f_{ck} = 17.5 \text{ MPa}$  Basınç bölgesinde gerilme dağılımının doğrusal olduğu kabul edilebilir varsayımı geçerli.

$$M_y = F_s \left( d - \frac{c}{3} \right) = 110.6 \text{ kNm} \quad \phi_y = \frac{\varepsilon_c}{c} = \frac{565 \cdot 10^{-6}}{99.63} = 5.67 \cdot 10^{-6} \text{ rad / mm}$$

Güç Tükenmesi Durumu



$$F_c = 0.85 f_c b a = 0.85 \cdot 25 \cdot 300 \cdot 0.85 \cdot c = 5418.75c$$

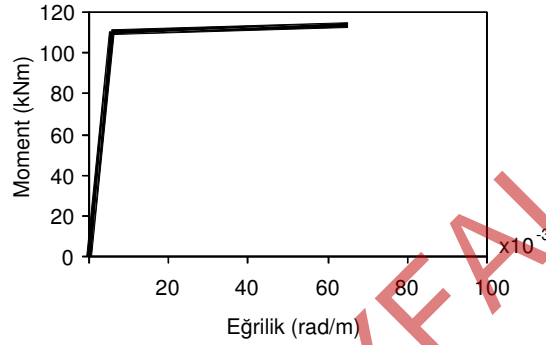
$$F_s = A_s f_y = 253260N$$

$$F_c = F_s \quad 5418.75c = 253260N \quad c = 46.74mm \quad a = 0.85c = 39.73mm$$

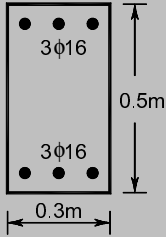
$$M_u = F_s \left( d - \frac{a}{2} \right) = 114kNm \quad \phi_u = \frac{\epsilon_c}{c} = \frac{0.003}{46.74} = 64.2 \cdot 10^{-6} \text{ rad / mm}$$

Dönme sünekliği

$$\mu_{dönme} = \frac{\phi_u}{\phi_y} = \frac{64.2}{5.67} = 11.3 \text{ olarak hesaplanır.}$$



#### Örnek 4-43



Örnek 4-42’de verilen kesitin basınç bölgesine 3φ16 eklenmesi durumunda kesitin moment-eğrilik ilişkisini yeniden elde ederek bir grafik üzerinde gösteriniz. Eğilme momenti kapasitelerini ve dönme sünekliklerini karşılaştırınız.

Çözüm:

$$\text{Alt ve üst donatı alanları } A_s = A'_s = 603mm^2$$

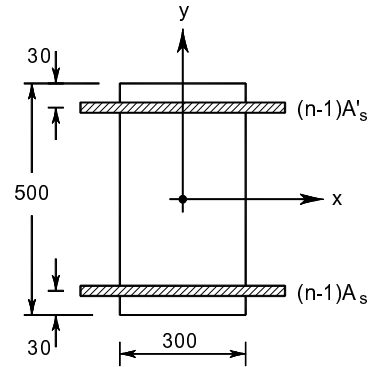
Çatlama Momenti

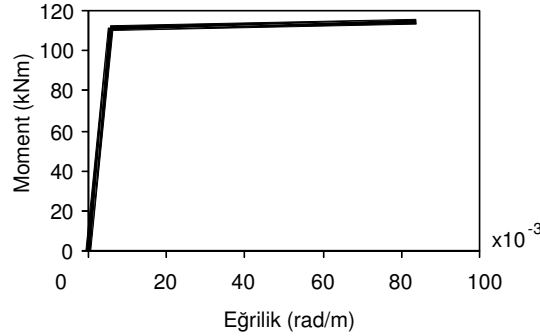
$$A = 300 \cdot 500 + 2 \cdot 5.67 \cdot 603 = 156838mm^2$$

$$I = 300 \cdot \frac{500^3}{12} + 2 \cdot 3419 \cdot 220^2 = 3456 \cdot 10^6 mm^4$$

$$M_{cr} = \sigma_c \frac{I}{y_{alt}} = 3.6 \frac{3456 \cdot 10^6}{250} \rightarrow M_{cr} = 49.77kNm$$

$$\phi_{cr} = \frac{\sigma_c / E_c}{c} = \frac{3.6 / 30000}{250} = 0.48 \cdot 10^{-6} \text{ rad / mm}$$





Dönme sünekliği

$$\mu_{dönme} = \frac{\phi_u}{\phi_y} = \frac{83.68}{5.56} = 15.06 \text{ olarak hesaplanır.}$$

İki sayısal örnek karşılaştırıldığında çekme donatısı miktarı değiştirilmeden basınç bölgesine donatı eklenmesinin, kesit sünekliğinin artmasını sağladığı gözlemlenebilir. Çekme donatısı alanı değişmediğinden eğilme momenti taşıma kapasitesinde aynı oranda artış olmamaktadır.

**SAP2000**

Örnek 4-43'de verilen kesitin moment-eğrilik ilişkisini elde ediniz.

- SAP2000 programını çalıştırınız.
- Birim bölümünden kN,m,C seçiniz.
- Menüde File-New Model-Blank seçeneğini seçiniz.
- Menüde Define-Materials... seçeneğini seçiniz.
  - Ekranı gelen ileti kutusunda Show Advanced Properties (Gelişmiş özellikleri göster) kutucuğunu seçili duruma getiriniz.
  - Add New Material... düğmesine basınız.
  - Ekranı gelen Add Material Property penceresinde Region bölümünde User ve Material Type bölümünde Concrete seçeneğini seçiniz ve OK düğmesine basınız.
  - Ekranı gelen Material Property Options penceresinde Material Name kutucuğuna C25 yazınız.
  - Modify/Show Material Properties düğmesine basınız.
  - Weight per Unit Volume ve Mass per Unit Volume kutucuklarına 0 yazınız.
  - Modulus of Elasticity, E kutucuğuna 30000000 yazınız
  - Poissons's Ratio, U kutucuğuna 0.2 yazınız.
  - Coefficient of Thermal Expansion, A kutucuğuna 1E-5 yazınız
  - Specified Concrete Compressive Strength f'c kutucuğuna 21250 yazınız.
    - Uniaxial Nonlinear Material Data... düğmesine basınız.
    - Stress-Strain Curve Definition Options (Gerilme-Şekildeğiştirme Eğrisi Seçenekleri) bölümünden User-Defined (Kullanıcı tanımlı) seçeneğini seçiniz.
    - Number of Points in Stress-Strain Curve kutucuğuna 11 yazınız ve tabloyu aşağıdaki şekilde doldurunuz.

**S Material Property Data** [X]

Material Name: C25

Material Type: Concrete

Symmetry Type: Isotropic

Modulus of Elasticity: E = 30000000

Poisson: U = 0.2

Coeff of Thermal Expansion: A = 1e-5

Shear Modulus: G = 12500000

Weight and Mass: Weight per Unit Volume = 0, Mass per Unit Volume = 0

Units: KN, m, C

Other Properties For Concrete Materials: Specified Concrete Compressive Strength,  $f_c$  = 21250, Expected Concrete Compressive Strength = 21250

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor: [ ]

Advanced Material Property Data: Uniaxial Nonlinear Data..., Material Damping Properties..., Coupled Nonlinear Data..., Time Dependent Properties...

OK Cancel

**S Uniaxial Nonlinear Material Data** [X]

Edit

Material Name: C25

Material Type: Concrete

Hysteresis Type: Takeda

Drucker-Prager Parameters: Friction Angle = 0, Dilatational Angle = 0

Units: KN, m, C

Stress-Strain Curve Definition Options:  Parametric,  User Defined

Convert To User Defined

User Stress-Strain Curve Data: Number of Points in Stress-Strain Curve = 11

	Strain	Stress	Point ID
1	-3.000E-03	-21250	
2	-2.000E-03	-21250	
3	-1.750E-03	-20917.97	
4	-1.500E-03	-19921.88	
5	-1.250E-03	-18261.72	
6	-1.000E-03	-15937.5	
7	-7.500E-04	-12949.22	
8	-5.000E-04	-9296.88	
9	-2.500E-04	-4980.47	
10	0.	0.	A
11	1.000E-06	1.	

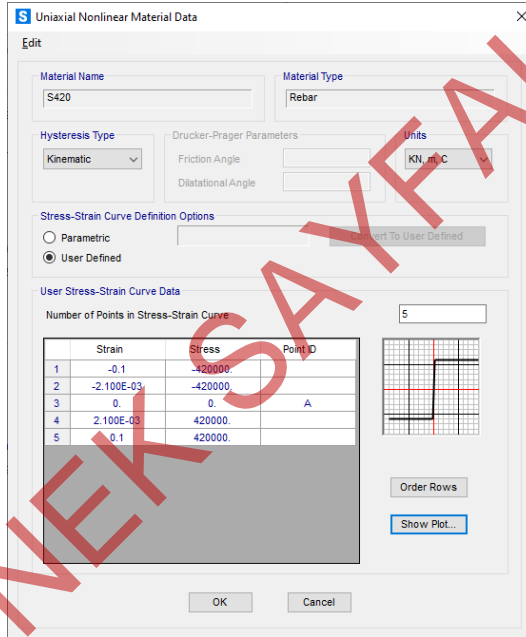
Order Rows Show Plot...



OK Cancel

- Stress-Strain Curve Definition Options (Gerilme-Şekildeğiştirme Eğrisi Seçenekleri) bölümünden User-Defined (Kullanıcı tanımlı) seçeneğini seçiniz.
- Number of Points in Stress-Strain Curve kutucuğuna 5 yazınız ve tabloyu aşağıdaki şekilde doldurunuz.

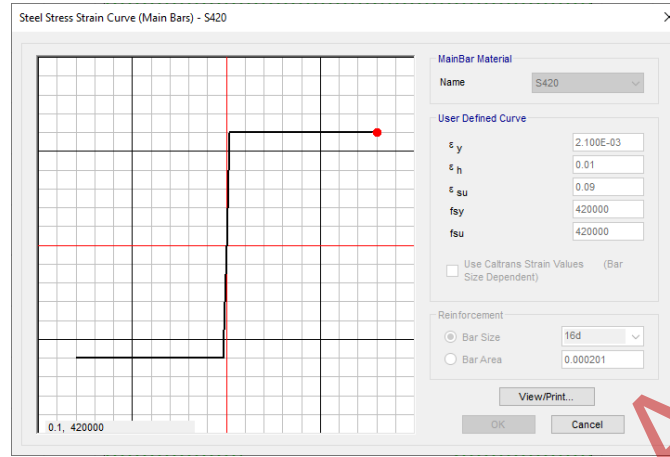
Strain	Stress
-0.1	-420000
-2.10E-03	-420000
0	0
2.10E-03	420000
0.1	420000



- Dört kez OK düğmesine basınız

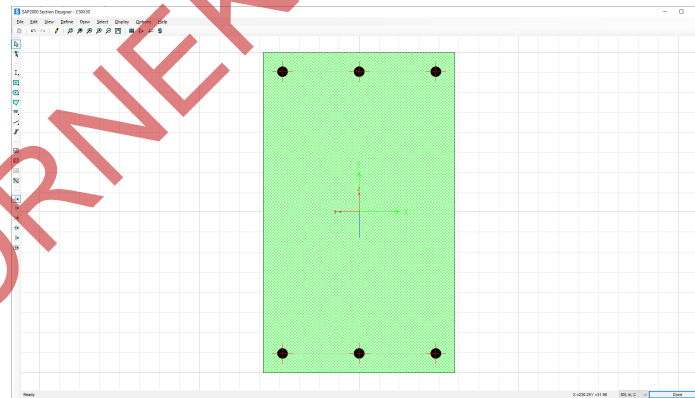



- Menüde Define-Section Properties-Frame Sections seçeneğini seçiniz.
  - Add New Property düğmesine basınız.
  - Frame Section Property Type açılır listesinden Other seçeneğini seçiniz.
  - Section Designer düğmesine basınız.
    - Section Name kutucuğuna C50X30 yazınız
    - Base Material açılır listesinden C25'I seçiniz.
    - Section Designer düğmesine basınız.
    - Kesit özelliklerinin oluşturulacağı yardımcı bir program çalışacaktır.
    - Ekrana gelen pencerenin sol bölümünde  simgesine basınız.
    - Dikdörtgen kesiti tanımlamak için alt bölüm olarak  simgesine tıklayınız.
    - Ekranın orta bölümünde eksenlerin kesişim noktasına tıklayınız.
    - Çizilen şeklin üzerine sağ mouse tuşuyla tıklayınız ve ekrana gelen pencerede Height kutucuğuna 0.5 yazınız



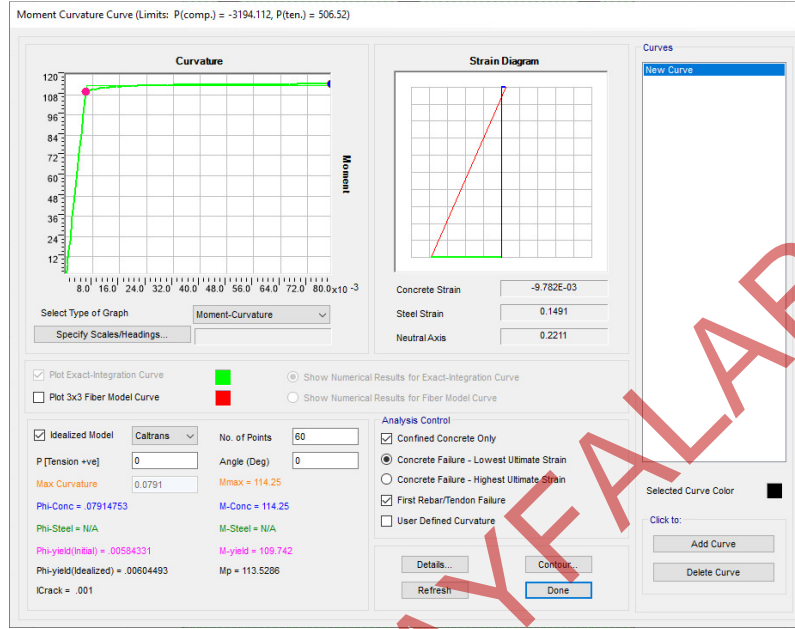


- 2 kez OK düğmesine basınız.
- Alt donatıyı çizmek için  simgesine tıklayınız.
- Bir çizgi boyunca donatı oluşturmak için  alt simgesine tıklayınız.
- Kesitin üst bölümünde bir çizgi çizin.
- Çizilen donatının üzerine sağ mouse tuşuyla tıklayınız.
- X1 kutucuğuna -0.12 yazınız
- Y1 kutucuğuna -0.22 yazınız
- X2 kutucuğuna 0.12 yazınız
- Y2 kutucuğuna -0.22 yazınız
- Bar Size açılır listesinden 16d ( $\phi 16$  donatı) seçeneğini seçiniz
- Çizginin uçlarında donatıları oluşturmak için End Bars açılır listesinden Yes seçeneğine tıklayınız.
- OK düğmesine basınız.



- Moment-Eğrilik grafiğini oluşturmak için  simgesine tıklayınız.
  - Ekrana gelen ileti kutusunda No. of Points kutucuğuna 60 yazınız.
  - Idealized Model kutucuğunu seçili duruma getiriniz.

- Caltrans Idealized Model kutucuğunu seçili duruma getirin.



- Details düğmesine basarak sonuçların ayrıntılarını inceleyiniz.
- Akma durumunda moment  $M_y=109.7\text{kNm}$ , karşı gelen eğrilik  $5.84\text{E-}3\text{rad/m}$  olarak belirlenmiştir.
- Güç tükenmesi durumunda moment  $M_u=114.25\text{kNm}$  karşı gelen eğrilik  $0.0791\text{rad/m}$  olarak belirlenmiştir.

	$M_y$ (kNm)	$\phi_y$ ( $\times 10^{-6}$ rad/mm)	$M_u$ (kNm)	$\phi_u$ ( $\times 10^{-6}$ rad/mm)
Teorik	111.3	5.56	114.3	83.68
Section Designer	109.7	5.84	114.25	79.1

İki çözüm arasındaki küçük fark gerilme-şekildeğiştirme bağıntılarının farklı olmasından kaynaklanmaktadır.

Not: Bilgisayar programları kullanıldığında daha fazla değişkeni göz önüne alan (betonda sargı etkisi, donatıda pekleşme vb.) malzeme modelleri kullanılarak kesit davranışı daha ayrıntılı olarak elde edilebilir.

#### 4.12 Eğilmede Uyum (Momentlerin Yeniden Dağılımı)

Eğilmede uyum, denge altı donatılı elemanların sünek eğilme davranışı nedeniyle oluşan ve momentlerin kapasitesine ulaşmış kesitten ulaşmamış kesite aktarılmasıdır.

Çerçeve kirişleri ile sürekli kiriş ve döşemelerde, yapının doğrusal elastik davrandığı varsayımına dayalı bir analiz sonucunda elde edilen mesnet momentleri Denk. (4.69)'de belirtilen oranlarda değiştirilebilir. Ancak bu durumda, açıklık momentleri de denge koşulunu sağlayacak şekilde yeniden hesaplanmalıdır.

$$(\rho - \rho') \leq 0.4\rho_b \quad \text{ise en fazla \%15} \quad (4.69)$$

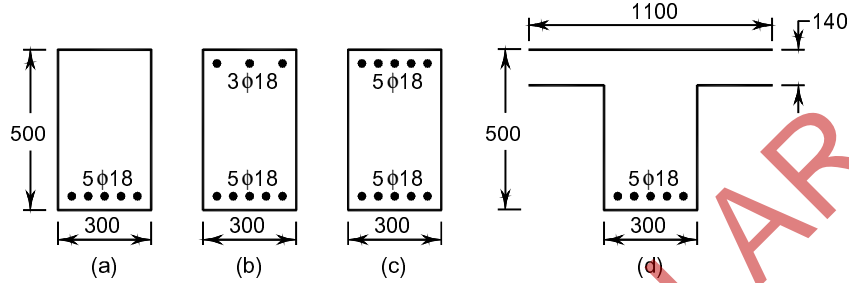
$$0.4\rho_b < (\rho - \rho') \leq 0.6\rho_b \quad \text{ise en fazla \%10}$$



Problemler:

**Problem 4-1**

Aşağıdaki şekilde (a), (b), (c) ve (d)'de gösterilen kiriş kesitlerinin gösterilen  $M_r$  taşıma gücü momentlerini hesaplayınız. Malzeme  $C25 / S420$   $d' = 40mm$ . Sonuçları karşılaştırmalı olarak yorumlayınız.



**Problem 4-2**

Problem 4.1 Şekil (b) deki kesitin beton dayanımı  $C50$  olması durumunda  $M_r$  taşıma gücü momentini hesaplayınız. Sonuçları karşılaştırmalı olarak yorumlayınız.

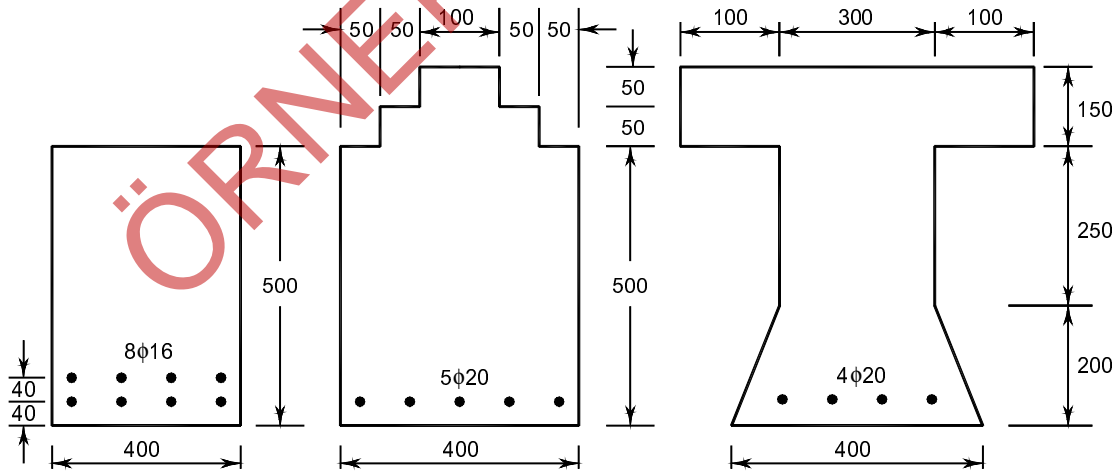
**Problem 4-3**

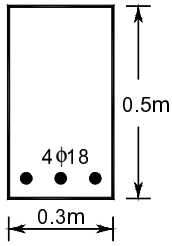
Problem 4.1 Şekil (b) deki kesitte donatı çeliğinin  $S220$  olması durumunda  $M_r$  taşıma gücü momentini hesaplayınız. Sonuçları karşılaştırmalı olarak yorumlayınız.

**Problem 4-4**

Aşağıdaki şekilde gösterilen kiriş kesitlerinin  $M_r$  taşıma gücü momentlerini hesaplayınız.

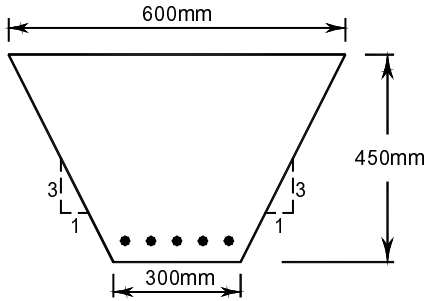
Malzeme  $C30 / S420$   $d' = 40mm$ .



**Problem 4-7**

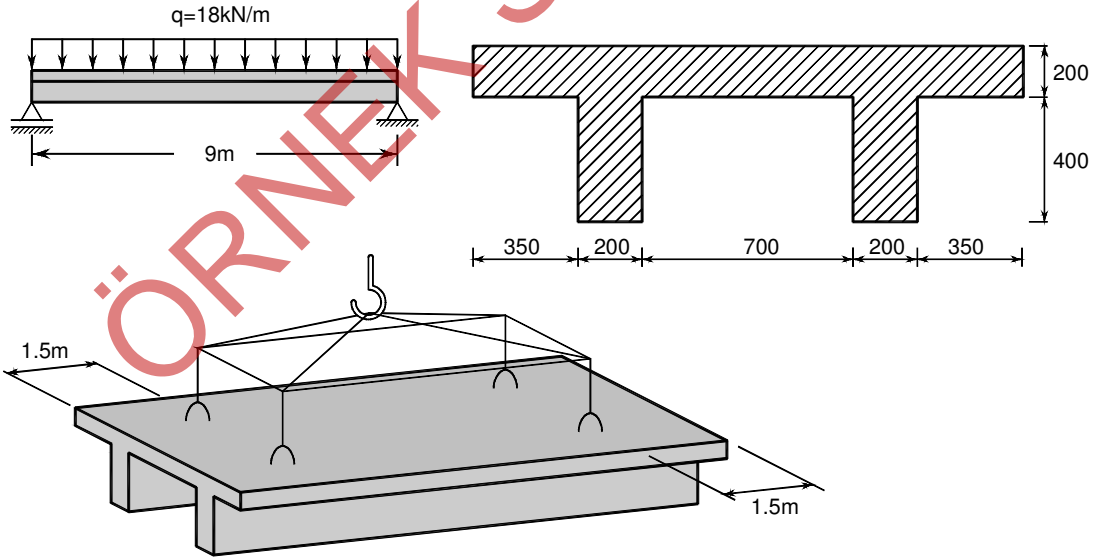
Verilen kesit için moment-eğrilik ilişkisini elde ederek bir grafik üzerinde gösteriniz. Örnek 4-42'de elde edilen sonuçlarla karşılaştırmalı olarak yorumlayınız.

Malzeme C25 / S420  $d' = 30mm$

**Problem 4-8**

Verilen kesite  $M_d = 225kNm$  eğilme momenti etkimektedir. Gerekli donatı alanını hesaplayınız.

Malzeme C30 / S420  $d' = 40mm$

**Problem 4-9**

Şekilde gösterilen önüretimli çift T kesitli kiriş kendi ağırlığına ek olarak  $q = 20kN/m$  hareketli yük taşıyacaktır.

- a) Her bir T kesit için gerekli eğilme donatısı alanını hesaplayınız.
- b) Önüretimli kirişin yerine taşınması sırasında şekildeki gibi bir taşıma düzeneği kullanılacaktır. Bu amaçla kirişin ucundan  $1.5m$  içeride kancalar bırakılmıştır. Dinamik çarpan olarak 1.5 değerini kullanarak taşıma sırasında oluşacak negatif momenti karşılayacak gerekli donatıyı hesaplayınız.

Malzeme C30 / S420  $d' = 50mm$

ÖRNEK SAYFALAR

## KESME HESABI

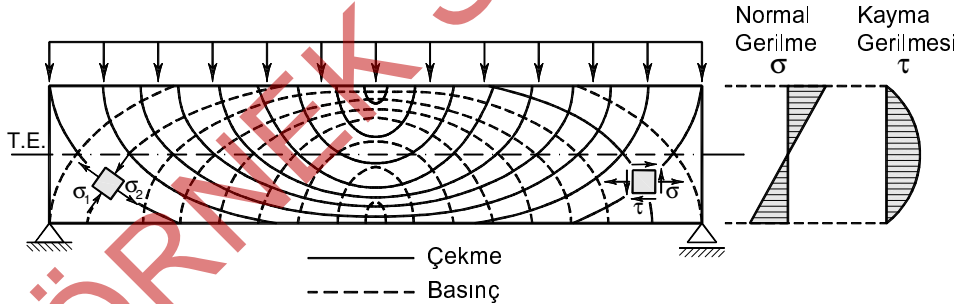
## BÖLÜM 5

## 5.1 Giriş

Betonarme elemanlar, genelde eğilme etkileri ile birlikte kesme kuvveti etkisinde de bulunurlar. Betonun basınç ve kayma dayanımı, çekme dayanımından yüksek olduğundan kayma ve normal gerilmelerin oluşturduğu asal çekme gerilmeleri kırılmaya neden olabilir. Bu nedenle betonarme yapı elemanlarında eğilme momenti ile birlikte etkiyen kesme kuvvetlerinin oluşturduğu asal çekme gerilmeleri, beton ve uygun kesme donatısı ile karşılanmalıdır. Kesme kuvveti nedeniyle oluşacak güç tükenmesi gevrek göçme olacağından tasarımda bu tür bir göçmenin ortaya çıkması sağlanmalıdır.

## 5.2 Homojen Malzemeden Yapılmış Elemanlarda Gerilme Dağılışı

Betonarme elemanlarda eğik çekme çatlakları oluşuncaya kadar davranış, homojen izotrop malzemeye sahip elemanlardakine benzer kabul edilebilir ve eğik asal gerilmeler elastisite teorisinden yararlanarak hesaplanabilir. Düzgün yayılı yük etkisindeki bu tür basit mesnetli bir kirişte asal gerilme yörüngeleri Şekil 5-1'de gösterilmektedir. İlgili şekilde sürekli çizgiler çekme gerilmesi yörüngelerini, kesik çizgili olanlar basınç gerilmesi yörüngelerini göstermektedir. Çatlaklar asal çekme gerilmelerine dik yönde oluşacağından gerilme yörüngelerinden çatlak doğrultusu ve eğimi kolayca belirlenebilir.



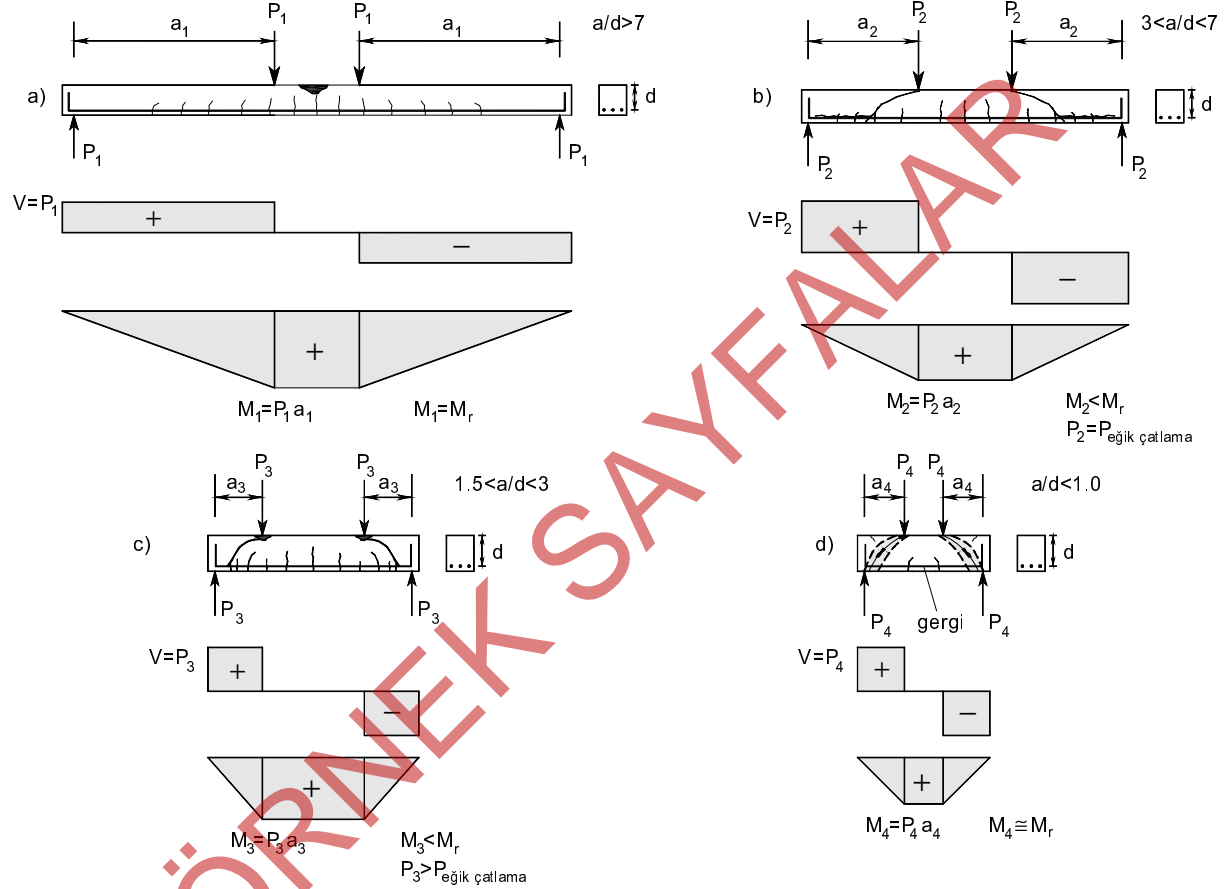
Şekil 5-1 Homojen izotrop malzemeli kirişte asal gerilme yörüngeleri

Asal çekme gerilmelerinin sınır değerlere ulaşması eğik çatlamaya neden olur. Asal çekme gerilmelerine dik yönde asal basınç gerilmelerinin bulunmasından dolayı, bu sınır değer basit çekme dayanımından daha düşüktür. Yaklaşık olarak Mohr kırılma kriterinden yararlanarak elde edilebilir.

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma}{2} \mp \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad (5.1)$$

Mesnet ile yük arasındaki uzaklık  $a$  kesme açıklığı olarak adlandırılmaktadır. Bu tür bir elemanın davranışı kesme açıklığının faydalı yüksekliğe oranına ( $a/d$ ) bağlı olarak değişmektedir.

Şekil 5-3(a)'da gösterildiği gibi  $a/d$  oranının büyük (örneğin  $a/d > 7$ ) olduğu durumlarda eleman eğilme momenti taşıma gücüne ulaşabilecektir. Kesme açıklığı büyük olduğundan elemanı eğilme momenti kapasitesine ulaştıran kesme kuvveti değeri küçük düzeyde kalacak ve eğik çatlamlar gözlenmeyecektir. Böyle bir kirişin kırılmasında kesme kuvvetinin etkisi olmayacaktır.

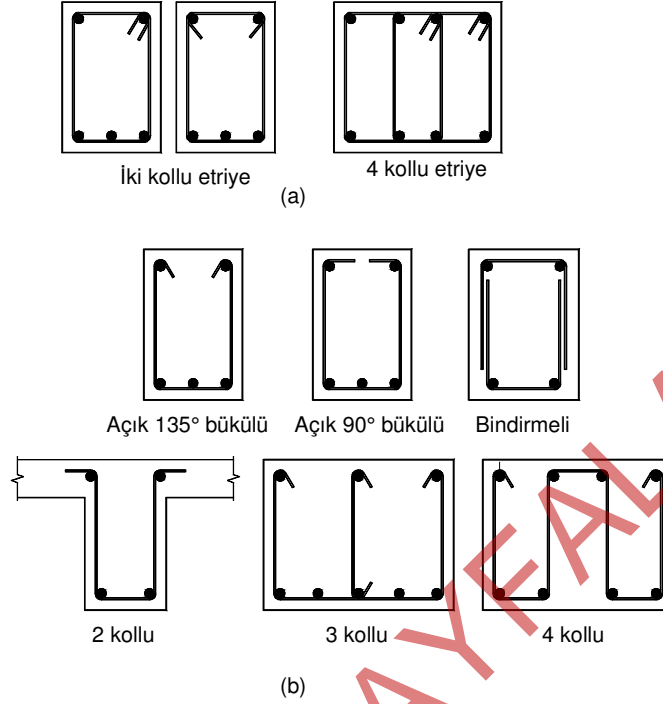


Şekil 5-3 Basit mesnetli kirişte ( $a/d$ ) oranları ve kırılma şekilleri

Şekil 5-3(b)'de gösterildiği gibi kesme açıklığı yararlı yükseklik oranı yaklaşık ( $3 < a/d < 7$ ) olduğu durumda öncelikle kiriş eksenine dik eğilme çatlakları oluşur, yükün artmasıyla birlikte kesme açıklığında oluşan eğilme çatlakları tarafsız eksene doğru ilerler ve bazıları asal çekme gerilmelerine bağlı olarak eğikleşir. Yükün daha da artırılması ile çatlaklar çekme donatısına paralel olarak da ilerler, ani ve gevrek bir güç tükenmesi ortaya çıkar. Bu tür kırılma *eğik çekme kırılması* olarak adlandırılmaktadır.

Şekil 5-3(c)'de gösterildiği gibi kesme açıklığı yararlı yükseklik oranı yaklaşık ( $1.5 < a/d < 3$ ) olduğu durumda tekil yükün oluşturduğu yerel basınç gerilmeleri eğik çatlakların, mesnet bölgesindeki basınç gerilmeleri de boyuna donatıya paralel çatlakların ilerlemesini engeller. Yük artmaya devam ettikçe küçük bir

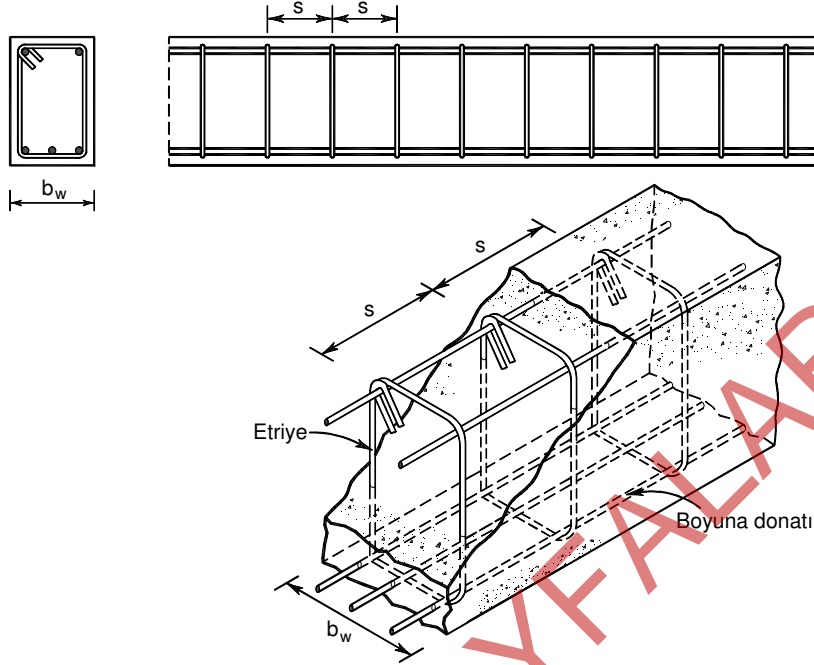




Şekil 5-9 Etriye Türleri

Kesme donatısı olarak etriyelerin kullanılmasının yararları aşağıdaki gibi sıralanabilir.

- Kiriş eksenini boyunca yayılı olan eğik çekme gerilmeleri, belirli aralıklarla yerleştirilen etriyeler ile karşılanabilmektedir.
- Eğik çekme gerilmeleri ile belirli açı yapan etriyeler deprem gibi tersinir yükler altında işaret değiştiren kesme kuvvetinin karşılanmasında da uygundur.
- Etriyeler kiriş boyuna donatısını betona bağlayarak bunların kesme kuvvetinin karşılanmasındaki perçin etkisini artırırlar.
- Kesme kuvvetinin karşılanmasında oluşan beton basınç kuvvetleriyle beraber kafes sistemi etkisi oluştururlar.
- Eğik çekme gerilmelerinin oluşturduğu çatlakları sınırlandırarak kesme kuvvetinin bir bölümünün agrega sürtünmesi ile taşınmasını sağlarlar.
- Özellikle sık kullanılan etriye durumunda (sıklaştırma/sarıma bölgesindeki gibi) betonun yanallık şeklini değiştirilmesini sınırlandırarak betonun hem dayanımını hem de sünekliğini artırırlar.
- Tablalı kirişlerde oluşan eğik çatlaklar tabla düzeyine ulaştığında yatay bir yönde ilerleyerek tablayı gövdeden ayırmaya çalışmaktadır. Böyle bir durumda etriyeler tablanın gövdeden ayrılmasını engellemede pilvelere göre daha etkindirler.



Şekil 5-11 Kiriş kesitinde etriye yerleşimi

Burada  $V_{cr}$  kesitin kesmede çatlama dayanımını göstermektedir ve Denk. (5.17) ile hesaplanır.

$$V_{cr} = 0.65 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \cdot \left( 1 + \gamma \frac{N_d}{A_c} \right) \quad (5.17)$$

Bu bağıntıda  $f_{ctd}$  beton tasarım eksenel çekme dayanımı,  $b_w$  gövde genişliği,  $d$  yararlı yükseklik,  $N_d$  tasarım eksenel kuvveti,  $A_c$  gövde kesiti beton alanıdır.  $N_d$  tasarım eksenel kuvveti, çekmede de basınçta da pozitif alınmaktadır. Eksenel basınç durumunda  $\gamma = 0.07$ , eksenel çekme durumunda ise  $\gamma = -0.3$  olarak alınır. Gövde beton kesit alanı esas alınarak hesaplanan eksenel çekme  $V_{cr}$  gerilmesi  $0.5MPa$ 'dan küçükse  $\gamma = 0$  alınabilir.

Kesmede çatlama dayanımı asal çekme gerilmeleri nedeniyle çatlamağa bağlı olduğundan betonun çekme dayanımını ile de doğrudan ilişkili olmaktadır. Kesme ve eğilme nedeniyle oluşan normal gerilmelere ek olarak, eksenel bir kuvvetin etkimesi durumunda oluşacak normal gerilmeler kesmede çatlama dayanımını etkilemektedir. Eksenel kuvvetin basınç olması durumunda beton basınç bölgesi büyüyecek ve  $V_{cr}$  artacaktır. Ayrıca eksenel basınç altında eğik çatlakların genişliği de sınırlı kalacağından çatlak iç yüzeyinde oluşan sürtünme ile taşınan kuvvet de artar. Sonuç olarak eksenel basınç kuvvetinin bulunması kesitin kesmede çatlama dayanımı  $V_{cr}$ 'yi artırır. Benzer nedenlerle eksenel kuvvetin çekme olması kesmede çatlama dayanımını azaltır.

Deprem etkisinin önemli olduğu durumlarda beton katkısı göz önüne alınmamakta ve kesme kuvveti etkisi yalnızca etriyelerle karşılanmaktadır.

Kesme kuvvetinin karşılanmasında etriye katkısı Denk.(5.18) ile hesaplanır.



TS500'de  $C = 0.22$  olarak alınmış ve güvenli tarafta kalmak üzere  $f_{ck}$  yerine  $f_{cd}$  kullanılarak

$$V_d \leq 0.22 f_{cd} b_w d \quad (5.19)$$

sınır değeri belirlenmiştir.

Deprem etkilerini karşılayan kirişlerde Denk.(5.19)'a ek olarak Denk.(5.20)'de verilen koşulun da sağlanması gerekmektedir.

$$V_d \leq 0.85 b_w d \sqrt{f_{ck}} \quad (5.20)$$

Bu koşullar sağlanamazsa, kiriş kesit boyutları büyütülmelidir.

Bu sınırın bulunma amacı asal basınç gerilmelerinin sınırlandırılmasına ek olarak aşırı etriye kullanımını engellemek ve çatlak genişliğini de sınırlandırmaktır.

### 5.9 Minimum Kesme Donatısı

Yeterli etriye bulundurulmadığı veya etriyelerin çok seyrek yerleştirildiği durumlarda eğik çatlamanın oluşması ile eleman gevrek bir davranış göstererek kırılacaktır. Bu tür gevrek davranışı önlemek amacıyla yönetmeliklerde minimum etriye ve maksimum etriye aralığı koşulu bulunmaktadır.

Deneysel çalışmalar eğik çatlama öncesi kesme donatısının etkin olmadığını göstermektedir. Bu durumda minimum kesme donatısı, kesme donatısız kirişin taşıma gücü ile kesme donatılı çatlama kesitin taşıma gücü eşitlenerek belirlenebilir.

Kesme donatısız kirişin taşıma gücü deneysel çalışmalarda yaklaşık  $0.16 \sqrt{f_{ck}} b_w d$  olarak belirlenmiştir. Çatlama kesitin taşıma gücünün, kesme donatısız kirişin taşıma gücüne eşit olduğu kabul edilirse

$$V_r = V_{cr} = 0.16 \sqrt{f_{ck}} b_w d$$

eşitliği yazılabilir.

Kesme donatılı kirişin taşıma gücü hesaplanırken güvenli tarafta kalarak beton katkısı  $V_{cr} / 2$  alınırsa aşağıdaki eşitlik elde edilir.

$$V_r = V_w + \frac{V_{cr}}{2} = \frac{A_{sw}}{s} f_{yw} d + \frac{0.16 \sqrt{f_{ck}}}{2} b_w d$$

Bu iki denklemin eşitliğinden

$$\frac{0.08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yw}} = \frac{A_{sw}}{b_w s}$$

elde edilir. Karakteristik değerler yerine tasarım değerleri yazılır ( $f_{ctk} = 1.5 f_{ctd}$ ,  $f_{yw} = 1.15 f_{ywd}$ ) ve

$f_{ctk} = 0.35 \sqrt{f_{ck}}$  olarak denklem düzenlenirse

$$\frac{A_{sw}}{b_w s} = \rho_w \cong 0.3 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}}$$

bağıntısı bulunur.

Kirişlerde etriye aralığı, oluşacak eğik çatlağın en az bir etriyeyi kesmesini sağlamak amacıyla kiriş faydalı yüksekliğinin yarısından fazla olamaz ( $s \leq d/2$ ). Ayrıca,  $V_d > 3V_{cr}$  olan durumlarda, etriye aralığı yukarıda verilen değer yarısını aşmamalıdır ( $s \leq d/4$ ). Çerçeve kirişlerinin uçlarında, kiriş derinliğinin iki katı kadar olan bölgede, etriye aralığı  $s \leq d/4$ ,  $s \leq 150\text{mm}$  ve  $s \leq 8\phi_e$  koşullarını sağlamalıdır:

Kolonlar için enine donatı çubuk çapı, en büyük boyuna donatı çapının üçte birinden az olamaz. Enine donatı aralığı da en küçük boyuna çubuk çapının 12 katından ve  $200\text{mm}$  den fazla olamaz. Dikdörtgen kesitli kolonlarda, etriye veya aynı aralıkta çirozla tutulmuş olan boyuna donatı çubukları arasındaki uzaklık  $300\text{mm}$ 'den fazla olamaz.

Kirişlerde kesme donatısının belirlenmesinde izlenecek adımları gösteren akış diyagramı Şekil 5-12'de gösterilmektedir.

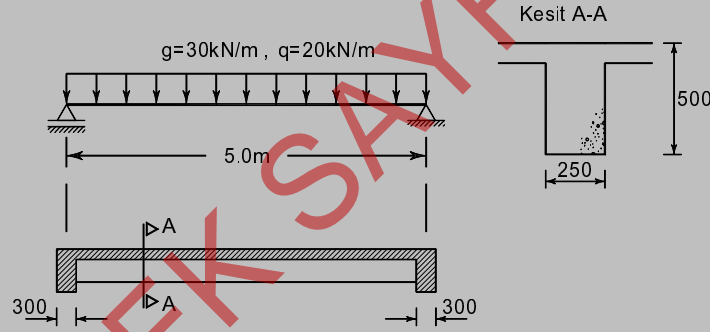
### Örnek 5-3

Şekilde gösterilen basit mesnetli tablalı kirişin gerekli kesme donatısını belirleyiniz.

Kiriş boyutları  $b_w = 250\text{mm}$   $h = 500\text{mm}$

Yükler  $g = 30\text{kN/m}$   $q = 20\text{kN/m}$

Malzeme C25 / S420  $d' = 40\text{mm}$



Çözüm:

$$p = 1.4g + 1.6q = 1.4 \cdot 30 + 1.6 \cdot 20 = 74\text{kN/m}$$

$$V_{mesnet} = \frac{74 \cdot 5}{2} = 185\text{kN}$$

Kiriş basit mesnetli kiriş olduğundan dolayı mesnetlenme bulunmaktadır. Bu nedenle tasarım kesme kuvveti mesnet yüzündeki kesme kuvveti değeri olarak alınacaktır.

$$\frac{185}{2.5} = \frac{V_d}{2.5 - 0.15} \quad V_d = 173.9\text{kN} \text{ olarak hesaplanır.}$$

$$\text{Ezilme kontrolü} \quad V_d \leq 0.22 f_{cd} b_w d$$

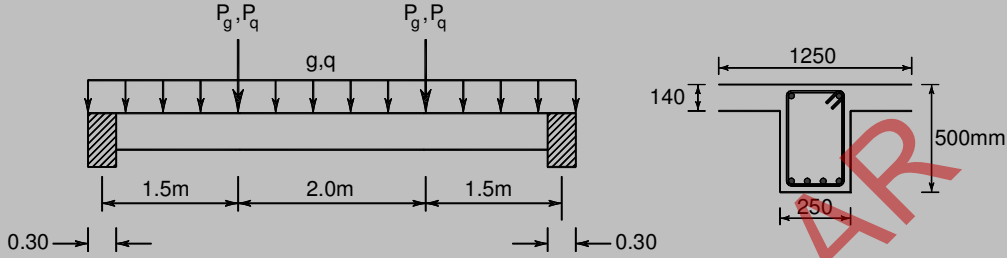
$$V_d = 173.9\text{kN} \leq 0.22 \cdot 17 \cdot 250 \cdot 460 \cdot 10^{-3} = 430.1\text{kN} \text{ Kesit boyutları yeterlidir.}$$

## Örnek 5-4

Şekilde gösterilen basit mesnetli tablalı kirişin eğilme ve kesme donatılarını hesaplayınız.

Malzeme C30 / S420 Etriye: S420

$$P_g = 30kN \quad P_q = 15kN \quad g = 12kN / m \quad q = 10kN / m$$



Çözüm:

$$\text{Hesap yükleri} \quad P_d = 1.4 \cdot 30 + 1.6 \cdot 15 = 66kN \quad p_d = 1.4 \cdot 12 + 1.6 \cdot 10 = 32.8kN / m$$

C noktasında eğilme momenti

$$M_d = \frac{32.8 \cdot 5^2}{8} + 66 \cdot 1.5 = 201.5kNm$$

Eğilme hesabı

$$\text{Malzeme tasarım dayanımları} \quad f_{cd} = 20MPa \quad f_{yd} = 365MPa$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M|}{0.85 f_{cd} b}} = 460 - \sqrt{460^2 - \frac{2|201.5 \cdot 10^6|}{0.85 \cdot 20 \cdot 1250}} = 21.1mm < 140mm$$

$$\text{Tarafsız eksen derinliği} \quad c = \frac{a}{k_1} = \frac{21.1}{0.82} = 25.73mm$$

Benzer üçgenlerden çekme donatısı şekil değiştirme değeri hesaplanırsa donatının aktığı belirlenir.

$$\frac{\epsilon_s}{d-c} = \frac{\epsilon_{cu}}{c} \quad \epsilon_s = \left( \frac{d-c}{c} \right) \epsilon_{cu} \quad \epsilon_s = \left( \frac{460-25.73}{25.73} \right) 0.003 = 0.051 > \epsilon_{yd} = 0.001825$$

$$\text{Basınç gerilmelerinin bileşkesi} \quad F_c = 0.85 f_{cd} b a = 0.85 \cdot 20 \cdot 1250 \cdot 21.1 = 448325N$$

Yatay denge

$$F_s = F_c, \quad F_s = A_s f_{yd} \quad 448325 = A_s \cdot 365 \quad \text{Gerekli eğilme donatısı alanı} \quad A_s = 1228mm^2$$

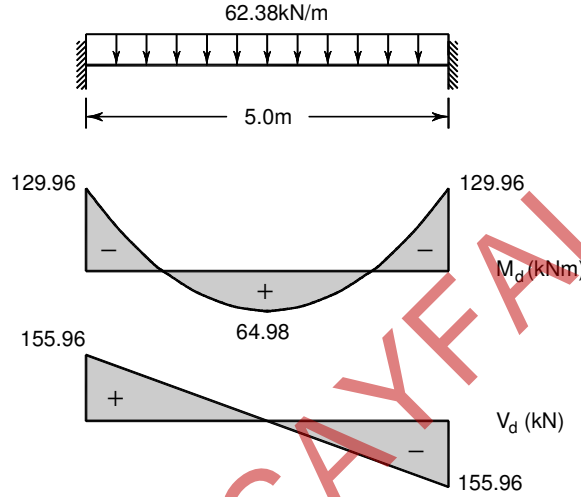
Seçilen eğilme donatısı  $4\phi 20$  ( $1256mm^2$ )

$$\rho = \frac{1256}{300 \cdot 460} = 0.0091 < 0.02$$

$$117.9 = \frac{p_d \cdot 5}{2} - p_d \left( 0.46 + \frac{0.3}{2} \right) \quad p_d = 62.38 \text{ kN/m} \quad M_m = \frac{p_d L^2}{12} = \frac{62.38 \cdot 5^2}{12} = 129.96 \text{ kNm}$$

$$\text{Düzeltilmiş mesnet momenti} \quad M'_m = M_m - \frac{Va}{3} = 129.96 - \frac{155.96 \cdot 0.3}{3} = 114.37 \text{ kNm}$$

$$\text{Açıklık momenti} \quad M_a = \frac{p_d L^2}{24} = \frac{62.38 \cdot 5^2}{24} = 64.98 \text{ kNm}$$



Eğilme hesabı

Açıklık kesiti :  $M_d = 64.98 \text{ kNm}$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M|}{0.85 f_{cd} b}} = 460 - \sqrt{460^2 - \frac{2|64.98 \cdot 10^6|}{0.85 \cdot 20 \cdot 250}} = 34.5 \text{ mm}$$

$$\text{Tarafsız eksen derinliği} \quad c = \frac{a}{k_1} = \frac{34.5}{0.82} = 42.1 \text{ mm}$$

Benzer üçgenlerden çekme donatısı şekil değiştirme değeri hesaplanırsa donatının aktığı belirlenir.

$$\frac{\epsilon_s}{d-c} = \frac{\epsilon_{cu}}{c} \quad , \quad \epsilon_s = \left( \frac{d-c}{c} \right) \epsilon_{cu} \quad \epsilon_s = \left( \frac{460-42.1}{42.1} \right) 0.003 = 0.029 > \epsilon_{yd} = 0.001825$$

$$\text{Basınç gerilmelerinin bileşkesi} \quad F_c = 0.85 f_{cd} b a = 0.85 \cdot 20 \cdot 250 \cdot 34.5 = 146625 \text{ N}$$

Yatay denge

$$F_s = F_c \quad , \quad F_s = A_s f_{yd} \quad 146625 = A_s \cdot 365 \quad \text{Gerekli eğilme donatısı alanı} \quad A_s = 402 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \min} = 0.8 \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} b_w d = 0.8 \frac{1.25}{365} 250 \cdot 460 = 315 \text{ mm}^2$$

$$V_w = \frac{nA_o}{s} f_{ywd} d = \frac{2 \cdot 50}{150} 365 \cdot 560 \cdot 10^{-3} = 136.3kN$$

$$V_{cr} = 0.65 f_{ctd} b_w d = 0.65 \cdot 1.25 \cdot 250 \cdot 560 \cdot 10^{-3} = 113.8kN$$

$$V_c = 0.8V_{cr} = 91kN$$

Kesme dayanımı  $V_r = V_w + V_c = 227.3kN$  olarak hesaplanır.

$$P_I = \frac{V}{L} = \frac{227.3}{2} = 113.65kN / m$$

Eğilme kapasitesi esas alınarak taşınabilecek yükün belirlenmesi:

$$\text{Eğilme donatısı } 4\phi 22 \text{ (1521mm}^2\text{)}$$

Kesitin üstünde bulunan çekme donatısının aktığı varsayılırsa

$$F_c = F_s = A_s f_{yd} = 1521 \cdot 365 = 555165N$$

Basınç bölgesi kesitin alt bölgesidir.

$$F_c = 0.85 f_{cd} b a = F_s \quad 0.85 \cdot 20 \cdot 250 \cdot a = 555165N \quad a = 130.6mm$$

$$\text{Tarafsız eksen derinliği } c = \frac{a}{k_1} = \frac{130.6}{0.82} = 159.3mm$$

Benzer üçgenlerden çekme donatısı şekil değiştirme değeri hesaplanırsa donatının aktığı belirlenir.

$$\frac{\epsilon_s}{d-c} = \frac{\epsilon_{cu}}{c}, \quad \epsilon_s = \left( \frac{d-c}{c} \right) \epsilon_{cu} \quad \epsilon_s = \left( \frac{560-159.3}{159.3} \right) 0.003 = 0.0076 > \epsilon_{yd} = 0.001825$$

$$M = F_s \left( d - \frac{a}{2} \right) = 555165 \left( 560 - \frac{130.6}{2} \right) \cdot 10^{-6} = 274.64kNm$$

$$P_{II} = \frac{2M_r}{L^2} = \frac{2 \cdot 274.64}{2^2} = 137.3kN / m$$

$P_{II} = 137.3kN / m$  yüküne ulaşmadan  $P_I = 113.65kN / m$  yükü ile kesme dayanımına ulaşılır ve eleman kesme kuvveti etkisinde gevrek şekilde geçer.

Önce eğilme dayanımına ulaşması için kesitin taşıyabileceği kesme kuvveti değeri artırılmalıdır. Bu düzenleme etriye aralığı  $s$  değeri azaltılarak veya etriye çapı artırılarak yapılabilir.

$$\text{Gerekli eğilme donatısı alanı } A_s = k_s \frac{M_{sd}}{d} = 2.839 \frac{149.5}{0.46} = 923 \text{mm}^2$$

$$A_{s \min} = 0.8 \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} b_w d = 0.8 \frac{1.25}{365} 250 \cdot 460 = 315 \text{mm}^2$$

$$\text{Seçilen eğilme donatısı } 4\phi 18 \text{ (1018mm}^2\text{)} > 923 \text{mm}^2$$

Sağ kiriş açıklık kesiti

$$M_d = 114.3 \text{ kNm} \quad \text{Denk. (4.33)'den } K = \frac{bd^2}{M_{sd}} = \frac{1.0 \cdot 0.46^2}{114.3} = 185 \cdot 10^{-5}$$

Tablo 4-2 C30 kolonunda 4. satırda  $K = 235.1 \cdot 10^{-5}$ , 5. satırda  $K = 160.4 \cdot 10^{-5}$ ,

Aynı satırlarda S420 için  $k_s = 2.81$  ve  $k_s = 2.83$  değerleri belirlenir.

$K = 185 \cdot 10^{-5}$  için doğrusal interpolasyon ile  $k_s = 2.823$  olarak belirlenir.

$$\text{Gerekli eğilme donatısı alanı } A_s = k_s \frac{M_{sd}}{d} = 2.823 \frac{114.3}{0.46} = 702 \text{mm}^2 > A_{s \min} = 315 \text{mm}^2$$

$$\text{Seçilen eğilme donatısı } 3\phi 18 \text{ (763mm}^2\text{)} > 702 \text{mm}^2$$

Düzeltilmiş mesnet momenti

$$M'_m = M_m - \frac{Va}{3} = 261.2 - \frac{202.7 \cdot 0.4}{3} = 234.2 \text{ kNm}$$

Basınç bölgesi genişliği  $b = 0.25 \text{m}$

$$\text{Denk. (4.33)'den } K = \frac{bd^2}{M_{sd}} = \frac{0.25 \cdot 0.46^2}{234.2} = 22.6 \cdot 10^{-5}$$

Tablo 4-2 C30 kolonunda 26. satırda  $K = 22.6 \cdot 10^{-5}$   $k_s = 2.74$  olarak belirlenir.

$$\text{Gerekli eğilme donatısı alanı } A_s = k_s \frac{M_{sd}}{d} = 2.74 \frac{234.2}{0.46} = 1395 \text{mm}^2 > A_{s \min} = 315 \text{mm}^2$$

Mevcut donatı  $4\phi 14 \text{ (616mm}^2\text{)}$  (Sol ve sağ kirişten gelen montaj donatıları  $2\phi 14 + 2\phi 14$ )

$$\text{Gerekli ek donatı alanı } A_s = 1395 - 616 = 779 \text{mm}^2$$

$$\text{Seçilen ek eğilme donatısı } 4\phi 16 \text{ (804mm}^2\text{)}$$

Konsol kiriş izostatik olduğundan bu mesnette mesnet momenti düzeltilmesi yapılmayacaktır.

Mesnet momenti  $M_m = 67.5 \text{ kNm}$

Basınç bölgesi genişliği  $b = 0.25 \text{m}$

$$V_{cr} = 0.65 f_{ctd} b_w d = 0.65 \cdot 1.25 \cdot 250 \cdot 460 \cdot 10^{-3} = 93.4 kN$$

$$V_c = 0.8 V_{cr} = 0.8 \cdot 93.4 = 74.72 kN$$

$V_{cr} < V_d < V_{maks}$  olduğu için kesme donatısı hesap ile belirlenmelidir.

$$V_w \geq V_d - V_c = 203.3 - 74.72 = 128.58 kN$$

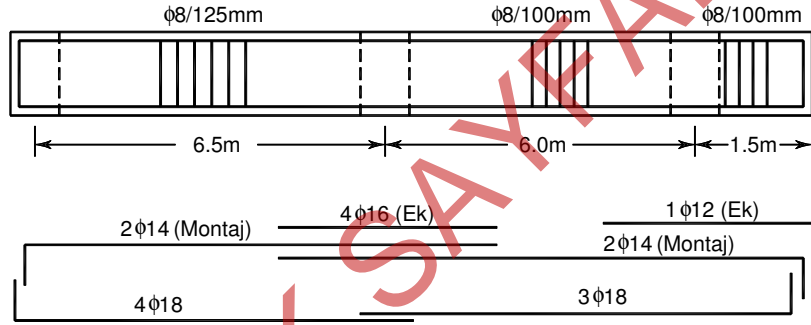
$\phi 8$  etriye seçilirse

$$V_w = \frac{n A_o}{s} f_{ywd} d \quad 128.58 = \frac{2 \cdot 50}{s} 365 \cdot 460 \cdot 10^{-3} \quad s = 131 mm$$

Etriye aralığı  $s = 100 mm$  olarak seçilirse

$$\rho_{w \min} = 0.30 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} = 0.30 \frac{1.25}{365} = 0.00103 \quad \rho_w = \frac{n A_o}{s b_w} = \frac{2 \cdot 50}{100 \cdot 250} = 0.004 > \rho_{w \min} = 0.00103$$

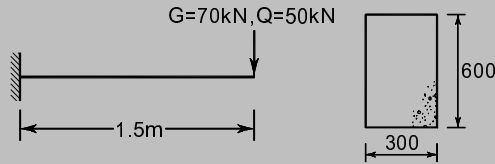
Etriye aralığı  $s = 100 mm \leq d / 2 = 460 / 2 = 230 mm$



### Örnek 5-8

Şekilde verilen konsol kirişte Bölüm 3.7’de anlatılan kapasite tasarımı ilkesine göre kesme kapasitesini, eğilme kapasitesinden büyük duruma getirerek gevrek göçme mekanizmasını önleyecek gerekli etriyeyi belirleyiniz.

C30 / S420  $d' = 40 mm$



Çözüm:

Malzeme tasarım dayanımları  $f_{cd} = 20 MPa$   $f_{yd} = 365 MPa$

Tasarım yükü  $P_d = 1.4G + 1.6Q = 1.4 \cdot 70 + 1.6 \cdot 50 = 178 kN$

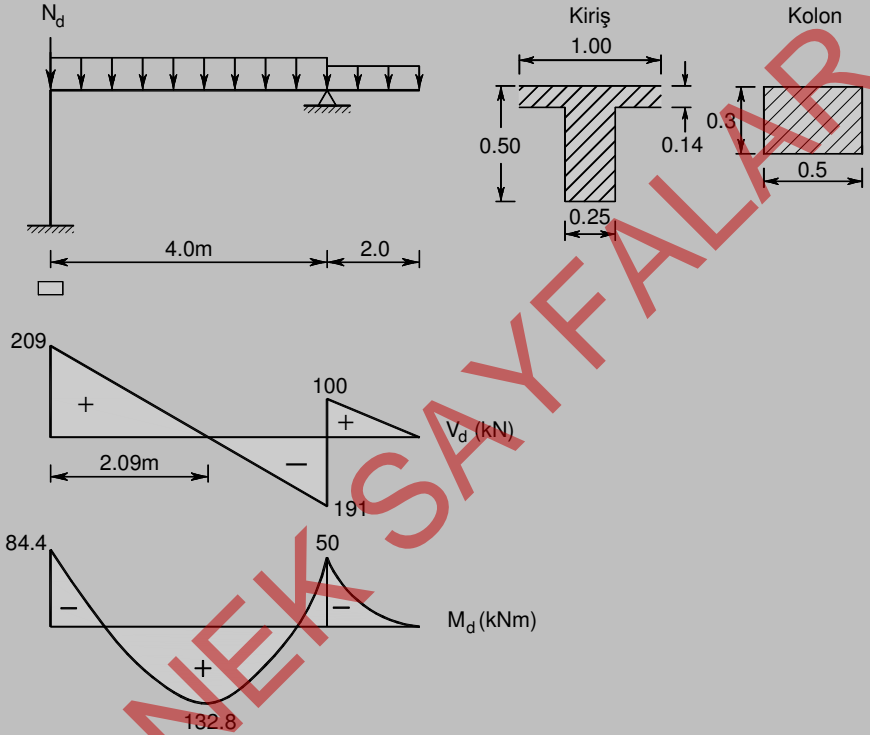
Tasarım Momenti  $M_d = P_d L = 178 \cdot 1.5 = 267 kNm$

## Örnek 5-9

Şekilde eğilme momenti ve kesme kuvveti diyagramları verilen sistemin eğilme ve kesme donatılarını belirleyiniz.

Malzeme C30 / S420 Etriye: S420  $d' = 40mm$

Dolaylı mesnetlik yapan kirişte genişlik.  $a = 400mm$  'dir.



Çözüm:

Eğilme hesabı

Kiriş açıklık kesiti

$$M_d = 132.8 \text{ kNm}$$

$$\text{Denk. (4.33)'den } K = \frac{bd^2}{M_{sd}} = \frac{1.0 \cdot 0.46^2}{132.8} = 159.3 \cdot 10^{-5}$$

Tablo 4-2 C30 kolonunda 5. satırda  $K = 160.4 \cdot 10^{-5}$ , S420 için  $k_s = 2.83$  ve  $k_x = 0.091$  değerleri belirlenir. Hesaplanan  $K = 159.3 \cdot 10^{-5}$  değeri 5. Satırdaki değere yakın olduğundan interpolasyon yapmaya gerek duyulmamıştır.



olacağından bu bölgedeki kesitlerin dayanımını ani olarak kaybetmemesi ve sünek davranış göstermesi önemli olmaktadır. Bu amaçla bu bölgelerin sünekliğini ve kesme dayanımını artırmak için sargı donatısı görevini gören sık aralıklı kapalı etriyelerle sarılması gerekir. TBDY 2018’de sık aralıklı etriyelerle sarılacak bölgenin uzunluğu, mesnet yüzünden kiriş yüksekliğinin iki katı uzunluğundaki bölge olarak öngörülmüştür. Benzer yaklaşımla kolon uçlarında belirli bölgelerin sık aralıklı sargı donatısı ile sarılması gerekmektedir.

Deprem etkisinde yapıya etkiyecek kuvvetlerin kesin olarak belirlenmesi mümkün olmadığından kesme donatısının belirlenmesinde kullanılacak kesme kuvvetinin eleman eğilme momenti kapasitelerinden belirlenmesi daha uygundur.

Plastik mafsalların kirişlerde oluşması durumunda olası en büyük kesme kuvvetini belirlemek için eleman uçlarındaki kesitlerin  $M_p$  moment kapasitesi kullanılmalıdır.  $M_p$  nin hesaplanmasında hesap dayanımları yerine  $f_{ck}$ ,  $f_{yk}$  karakteristik dayanımları ve donatıdaki pekleşme göz önüne alınır.

Kapasite yaklaşımı ile kirişlerde enine donatı hesabında esas alınacak kesme kuvveti depremin soldan sağa veya sağdan sola etkimesi durumları için ayrı ayrı ve elverişsiz sonuç verecek şekilde Denk.(5.22) ile hesaplanır.

$$V_e = V_{dy} \mp \frac{M_{pi} + M_{pj}}{L_n} \quad (5.22)$$

Kolonlarda ise Denk. (5.23) esas alınır.

$$V_e = \frac{M_a + M_{ii}}{L_n} \quad (5.23)$$

Burada  $M_a$  ve  $M_{ii}$  kolonun serbest yüksekliğinin alt ve üst ucunda, kolon kesme kuvvetinin hesabında esas alınan momentleri göstermektedir. Bu değerler, plastik mafsallar kolon uçlarında oluşuyorsa  $f_{ck}$ ,  $f_{yk}$  ve çeliğin dayanım artışı göz önüne alınarak hesaplanan moment kapasiteleri, kirişlerde oluşuyorsa kiriş uçlarındaki moment kapasitelerinin kolonlara paylaştırılmış değerleri olarak alınır.

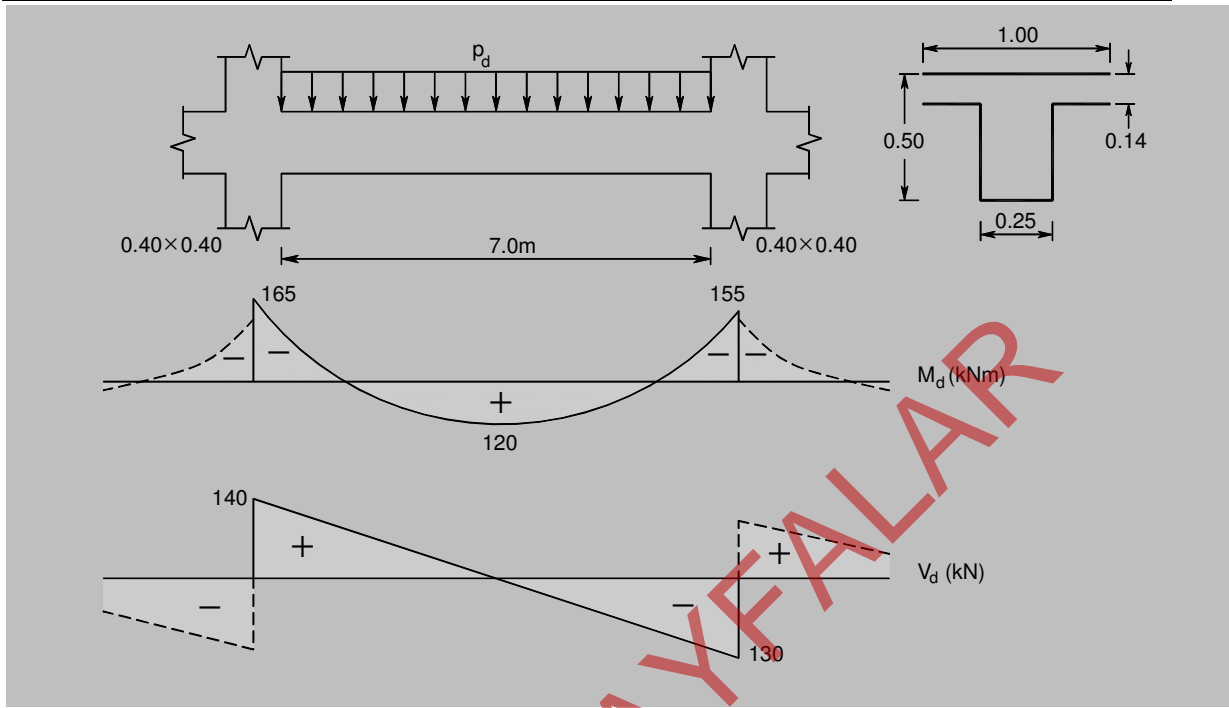
#### Örnek 5-10

Şekilde gösterilen kirişin tasarım moment ve kesme kuvveti diyagramları verilmektedir.

a) Kirişin eğilme tasarımını yapınız.  $p_{g+q} = 25kN / m$

b) Deprem etkisini karşılayan çerçeve kirişi varsayımı ile betonun katkısını ihmal ederek kesme tasarımını yapınız.

Malzeme C30 / B420C  $d' = 40mm$



Çözüm:

Malzeme tasarım dayanımları  $f_{cd} = 20\text{MPa}$   $f_{yd} = 365\text{MPa}$

Eğilme hesabı

Açıklık kesiti:  $M_d = 120\text{kNm}$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M|}{0.85 f_{cd} b}} = 460 - \sqrt{460^2 - \frac{2|120 \cdot 10^6|}{0.85 \cdot 20 \cdot 1000}} = 15.6\text{mm} < 140\text{mm}$$

$$\text{Tarafsız eksen derinliği } c = \frac{a}{k_1} = \frac{15.6}{0.82} = 19\text{mm}$$

Benzer üçgenlerden çekme donatısı şekil değiştirme değeri hesaplanırsa donatının aktığı belirlenir.

$$\frac{\epsilon_s}{d-c} = \frac{\epsilon_{cu}}{c}, \quad \epsilon_s = \left(\frac{d-c}{c}\right) \epsilon_{cu} \quad \epsilon_s = \left(\frac{460-19}{19}\right) 0.003 = 0.069 > \epsilon_{yd} = 0.001825$$

$$\text{Basınç gerilmelerinin bileşkesi } F_c = 0.85 f_{cd} b a = 0.85 \cdot 20 \cdot 1000 \cdot 15.6 = 265200\text{N}$$

Yatay denge

$$F_s = F_c, \quad F_s = A_s f_{yd} \quad 265200 = A_s \cdot 365 \quad \text{Gerekli eğilme donatısı alanı } A_s = 727\text{mm}^2$$

$$A_{s\text{min}} = 0.8 \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} b_w d = 0.8 \frac{1.25}{365} 250 \cdot 460 = 378\text{mm}^2$$

Kiriş	Yer	$b$	$M_d$	$a$ (mm)	$A_s$	Seçilen donatı
K1	Sol Mesnet	250	154	87	1013	2 $\phi$ 14 + 3 $\phi$ 18 (1071mm <sup>2</sup> )
K1	Sol Mesnet	1210	75	8	451	4 $\phi$ 14 (616mm <sup>2</sup> )
K1	Açıklık	1210	63.3	6.7	380	3 $\phi$ 14 (462mm <sup>2</sup> )
K1	Sağ Mesnet	250	147.1	82.7	963	2 $\phi$ 14 + 3 $\phi$ 18 (1071mm <sup>2</sup> )
K1	Sağ Mesnet	1210	45	4.8	271 < $A_{s,min}$	4 $\phi$ 14 (616mm <sup>2</sup> )
K2	Sol Mesnet	250	86.3	46.5	542	2 $\phi$ 14 + 3 $\phi$ 18 (1071mm <sup>2</sup> )
K2	Sol Mesnet	1210	52	5.5	310 < $A_{s,min}$	4 $\phi$ 14 (616mm <sup>2</sup> )
K2	Açıklık	850	26.7	4.03	160 < $A_{s,min}$	3 $\phi$ 14 (462mm <sup>2</sup> )

K1 ve K2 kirişi mesnetlerinde seçilen donatılar esas alınarak moment kapasitelerinin belirlenmesi

K1 Sol mesnetinde  $M_r^-$  hesabı

$$2\phi 14 + 3\phi 18 \quad (1071\text{mm}^2)$$

$$F_s = A_s f_{yd} = 1071 \cdot 365 = 390915\text{N}$$

$$F_c = F_s$$

$$F_c = 0.85 f_{cd} b a = 0.85 \cdot 20 \cdot 250 \cdot a = 390915\text{N} \quad a = 92\text{mm}$$

$$M_r^- = F_s \left( d - \frac{a}{2} \right) = 390915 \left( 460 - \frac{92}{2} \right) 10^{-6} = 161.8\text{kNm} \quad M_p^- \cong 1.4 M_r^- = 1.4 \cdot 161.8 = 226.5\text{kNm}$$

K1 Sol mesnetinde  $M_r^+$

$$4\phi 14 \quad (616\text{mm}^2)$$

$$F_s = A_s f_{yd} = 616 \cdot 365 = 224840\text{N}$$

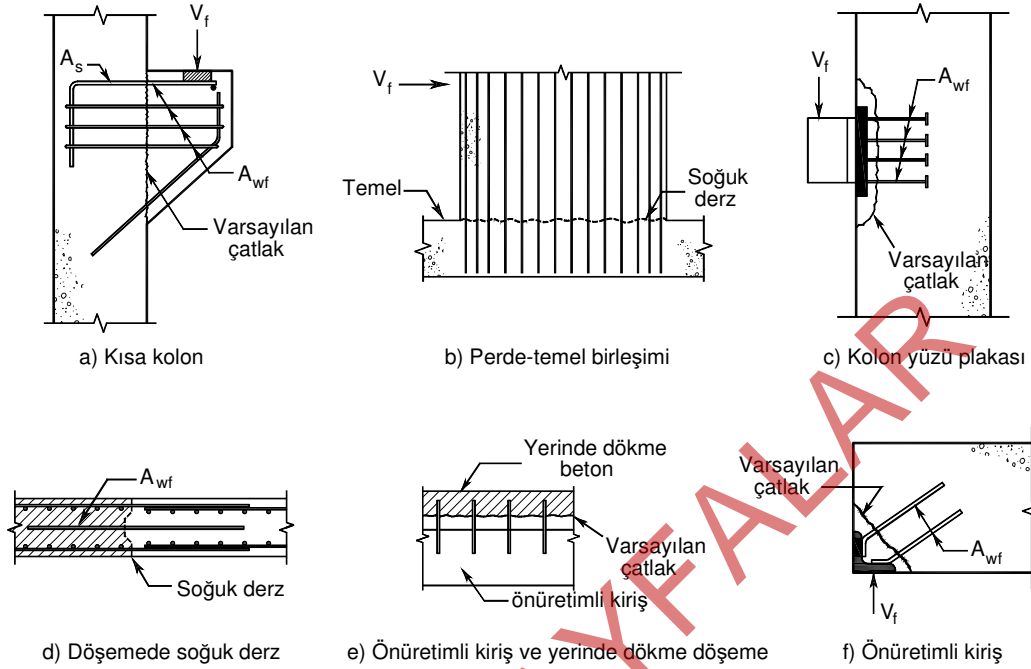
$$F_c = F_s$$

$$F_c = 0.85 f_{cd} b a = 0.85 \cdot 20 \cdot 1210 \cdot a = 224840\text{N} \quad a = 10.9\text{mm}$$

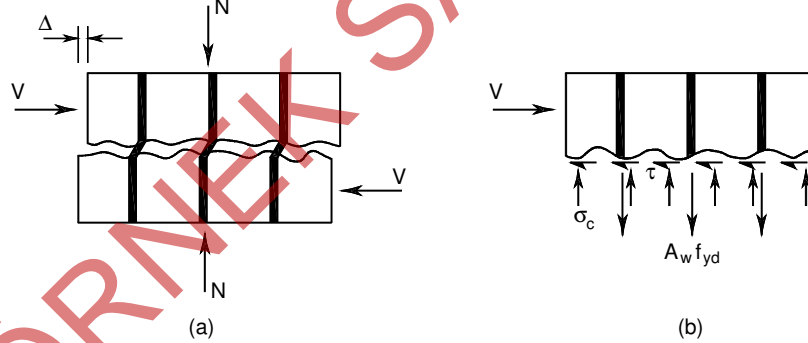
$$M_r^+ = F_s \left( d - \frac{a}{2} \right) = 224840 \left( 460 - \frac{8.2}{2} \right) 10^{-6} = 102.2\text{kNm} \quad M_p^+ \cong 1.4 M_r^+ = 1.4 \cdot 102.2 = 143.1\text{kNm}$$

K1 sağ ve K2 sol ve sağ mesnetlerinde de aynı donatılar bulunduğundan benzer değerler elde edilir.

K1 kirişi



Şekil 5-14 Sürtünme kesmesi örnekleri



Şekil 5-15 Sürtünme kesmesinde çatlak oluşumu

Sürtünme kesmesi için Denk.(5.24) sağlanmalıdır.

$$V_r = \mu A_{wf} f_{yd} \quad (5.24)$$

$\mu$  ile gösterilen kesme-sürtünme katsayısı değerleri çeşitli durumlar için Tablo 5-1'de verilmiştir. Sürtünme katsayısının 1.0 veya 1.4 gibi yüksek değerlere ulaşması durumu fiziksel olarak olası olmamakla birlikte öngörülen model ve yöntem gereği bu değerlerin hesaplamada kullanılmasına izin verilmektedir. Kesme-sürtünme donatısı alanı olarak yalnızca birleşme yüzeyine dik yerleştirilen toplam alan kullanılır.

Tablo 5-1 Farklı durumlar için kesme-sürtünme katsayısı

Çözüm:

$f_{cd} = 27 \text{ MPa}$      $f_{yd} = 365 \text{ MPa}$     Birdöküm beton olduğundan  $\mu = 1.4$  alınacaktır.

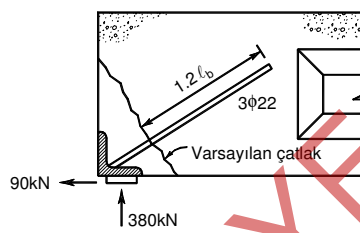
$$A_{wf} = \frac{V_d}{\mu f_{yd}} = \frac{380000}{1.4 \cdot 365} = 744 \text{ mm}^2$$

Çatlak üzerinden aktarılacak çekme kuvvetini karşılayacak gerekli donatı alanı

$$A_n = \frac{H}{f_{yd}} = \frac{90000}{365} = 247 \text{ mm}^2$$

Toplam gerekli donatı alanı

$744 + 247 = 991 \text{ mm}^2$      $3\phi 22$  ( $1140 \text{ mm}^2$ ) donatı seçilecektir.



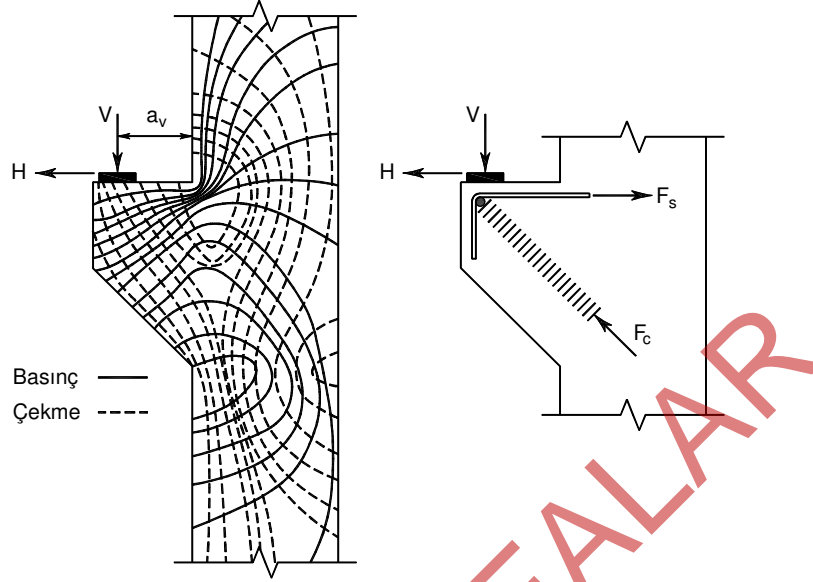
Varsayılan çatlak kesen bu donatı çatlak her iki tarafında yeterli şekilde kenetlenmelidir.

### 5.12 Kısa Konsollar:

Kısa konsollar genellikle kolonlara mesnetli, davranışı ve dayanımı normal kirişlerden farklı olan elemanlardır. Genellikle köprü kirişlerine, sanayi yapılarında kren kirişlerine veya prefabrik çatı kirişlerine mesnetlik görevi görürler. Kısa konsollara birleşen kirişlerde sünme, büzülme ve sıcaklık değişimleri nedeniyle yatay kuvvetler oluşur. Tasarımda bu kuvvetlerin de göz önüne alınması gerekir.

Kısa konsollarda yükleme noktasından mesnet yüzüne olan uzaklık kesit yararlı yüksekliğine eşit veya az ( $a_v / d \leq 1$ ) olduğundan gerilme durumu iki eksenli olarak göz önüne alınmalıdır. Kısa konsolların davranışı klasik kiriş davranışından oldukça farklı olduğundan, hesaplama kiriş teorisi yerine elastisite teorisi ve deneysel sonuçlara dayanır. Konsolun davranışında kesme kuvveti dayanımı önemli olmaktadır. Yükleme noktası ile kolonun yüzü arasındaki bölgede oluşan çekme kuvveti sabite yakın bir yayılım gösterir. Yükleme noktası ile kolonun yüzü arasındaki bölgede oluşan çekme kuvveti hemen hemen sabit kalacaktır. Bu nedenle çekme kuvvetini karşılayan donatının, kolon yüzünden içeri ve yük etkime noktasından sonra konsol ucuna doğru yeterli şekilde kenetlenmesi gerekir.

Bu tür konsollar çok kısa olduğundan düşey kesme donatısı etkin olamayacaktır. Deneysel çalışmalarda iyi kenetlenmiş yatay kesme donatılarının etkin olduğu gözlenmiştir.



Şekil 5-16 Kısa konsolda gerilme yörüngeleri

Kısa konsollarda düşey ve yatay kuvvetlerin oluşturacağı çekme etkilerini karşılayan toplam çekme donatısı Denk. (5.29) ile belirlenmektedir.

$$A_{st} = (A_s + A_n) \geq \max \left[ \left( \frac{2}{3} A_{wf} + A_n \right); 0.05 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} b_w d \right] \quad (5.29)$$

Bağıntıda kullanılan  $A_s$  ve  $A_n$  donatı alanları sırasıyla Denk. (5.30) ve Denk(5.31) ile hesaplanmaktadır.

$$A_s = \frac{V_d a_v + H_d (h - d)}{0.8 f_{yd} d} \quad (5.30)$$

$$A_n = \frac{H_d}{f_{yd}} \quad (5.31)$$

Sürtünme kesmesi için gerekli donatı alanı (5.32)'den hesaplanabilir.

$$A_{wf} = \frac{V_d}{\mu f_{yd}} \quad (5.32)$$

Konsol kirişin üst yüzünden  $2d/3$  derinliğine kadar yayılan kapalı yatay etriyelerin kesit alanı Denk.(5.33) koşulunu sağlamalıdır.

$$A_{sv} \geq 0.5(A_{st} - A_n) \quad (5.33)$$

Çekme donatısının konsol ucunda kenetlenmesini sağlamak için çekme donatısına dik doğrultuda ankraj donatısı adı verilen bir donatı yerleştirilerek çekme donatısı ile kaynaklanabilir. Kaynak yapılacak çubuğun çapı çekme donatısı çapından az olmamalıdır. Kenetlenmeyi sağlamak için diğer bir yol da çekme

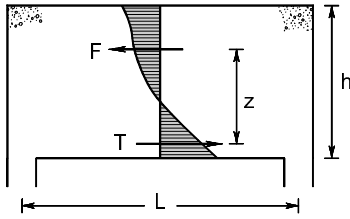
Denklemdaki  $A_v$  kiriş eksenine dik olarak,  $s$  aralığı ile yerleştirilen enine kesme donatısının alanıdır.  $A_{vh}$  ise, kiriş eksenine paralel, derinlik boyunca  $s_h$  aralığı ile yerleştirilen boyuna kesme donatısının alanını göstermektedir. Hesaplanan kesme donatısı Denk. (5.37) ve (5.38) verilenlerden az olamaz.

$$\frac{A_v}{s} \geq 0.8 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} b_w \quad (5.37)$$

$$\frac{A_{sh}}{s_h} \geq 0.8 \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} b_w \quad (5.38)$$

Hesap kesme kuvvetinin çatlama dayanımı  $V_{cr}$  'den küçük olduğu durumlarda yukarıda verilen minimum donatı koşullarının sağlanması gerekmektedir.

Kiriş eksenine dik ve paralel kesme donatılarının aralığı,  $d/5$  'den ve  $400mm$  den fazla olamaz.



Şekil 5-18 Gerilme dağılımı

Yüksek kirişlerde eğilme etkisinde gerilme dağılımı normal kirişlerden farklı olmakta, en büyük basınç gerilmesi en üst liften kiriş ortasına doğru inmektedir. Bu durumda basınç ve çekme kuvvetleri arasındaki uzaklık olan moment kolu azalmaktadır. Eğilme donatısı bu durum göz önüne alınarak Denk.(5.39) ile belirlenir.

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} z} \geq 0.8 \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} b_w d \quad (5.39)$$

Moment kolu  $z$  Denk.(5.40) ile hesaplanmaktadır.

Tek açıklıklı kirişlerde	$1 \leq L/h \leq 2$	$z = 0.2(L + 2h)$	(5.40)
	$L/h < 1$	$z = 0.6L$	
Sürekli kirişlerde	$1 \leq L/h \leq 2.5$	$z = 0.2(L + 1.5h)$	
	$L/h < 1$	$z = 0.5L$	

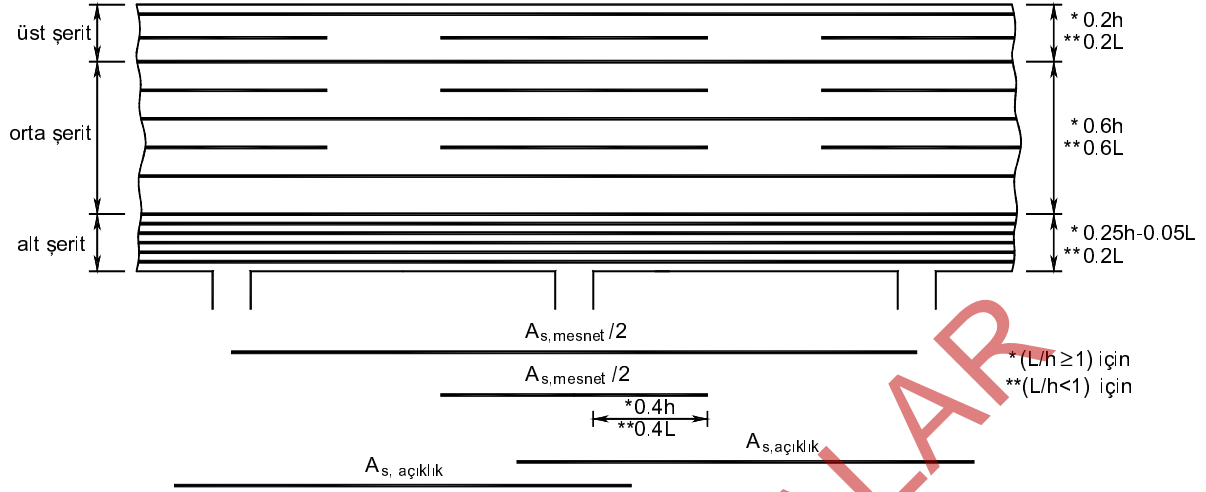
Hesaplanan donatının kiriş alt yüzünde yerleştirileceği şerit yüksekliği

$L/h \geq 1$	$0.25h - 0.05L$	(5.41)
$L/h < 1$	$0.2L$	

Bu donatı gergi görevi gördüğünden dolayı, azaltılmadan mesnetten mesnete uzatılmalı ve yatay kanca veya firkete kullanılarak kenetlenmesi sağlanmalıdır.

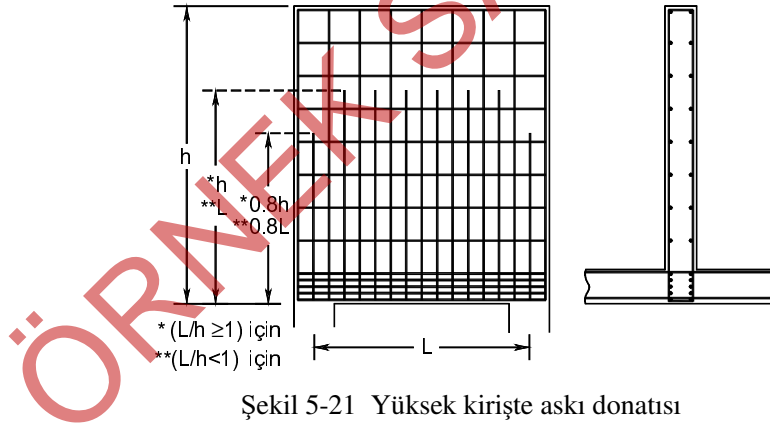
Boyuna donatılara ek olarak yüksek kirişte yatay ve düşey doğrultuda her iki yüze minimum değerleri Denk. (5.42) ve (5.43)'de verilen gövde donatıları yerleştirilmelidir.

$$\min A_{vh} = 0.0015 b_w s_h \quad (5.42)$$



Şekil 5-20 Yüksek kirişte mesnet donatısı

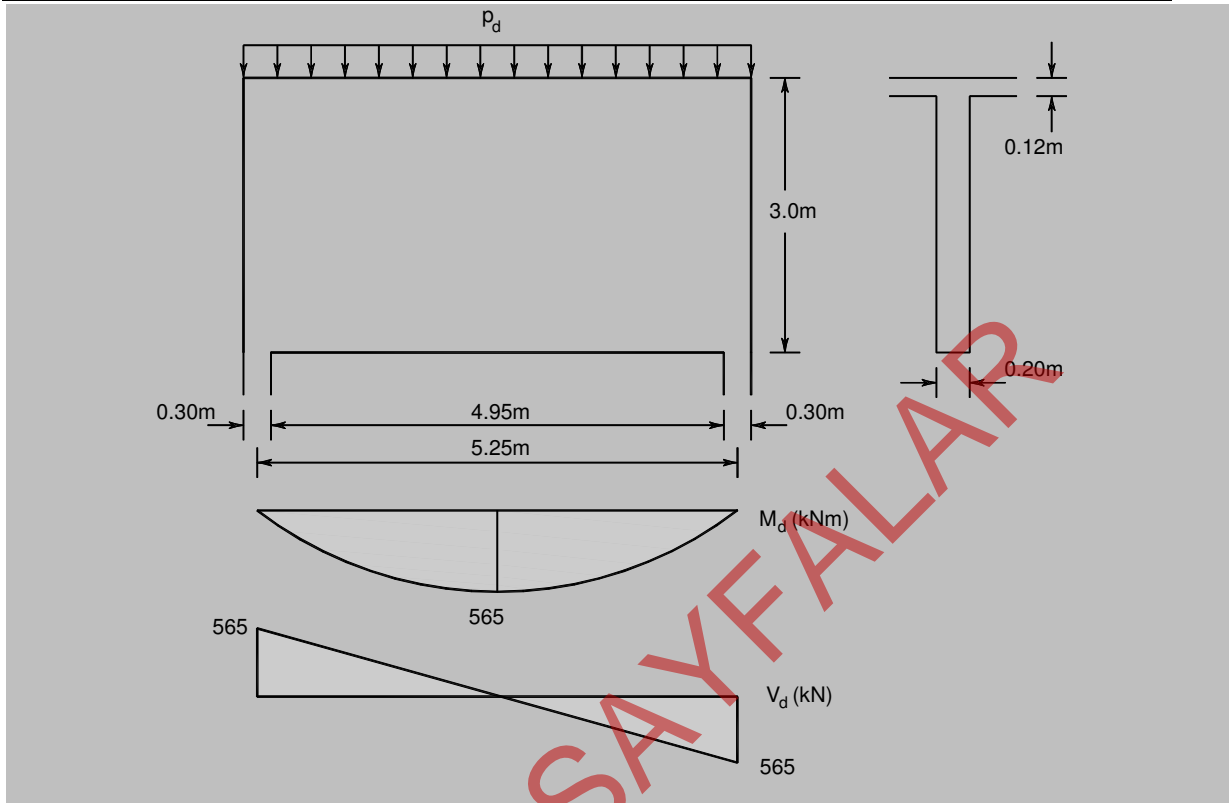
Kirişe etkiyen yükün kiriş üst yüzüne uygulanması yerine, yük kiriş alt yüzüne etkiyorsa, yükü üst bölümdeki basınç bölgesine aktarmak için ek askı donatısına gereksinim duyulur. Askı donatısı olarak U şeklinde alttaki donatıları saracak düşey donatılar kullanılabilir. Şekil 5-21'de gösterildiği gibi bu donatıların uzunluğu kiriş açıklığı ve kiriş yüksekliğinden az olmamalıdır. Bu uzunluk mesnet dolaylarında %20 azaltılabilir.



Şekil 5-21 Yüksek kirişte askı donatısı

Yükün tekil yük olarak diğer bir kiriş tarafından etkimesi durumunda, yükün uygulandığı bölgede askı donatısı kullanılarak yük basınç bölgesine aktarılmalıdır. Uygulanan yükün değerinin çok büyük olması durumunda, yükün en fazla %60'ı Şekil 5-22'de gösterilen eğik donatı ile asılabilir.





Çözüm:

$L / h = 525 / 300 = 1.75 < 2$  olduğundan yüksek kiriş olarak tasarlanmalıdır.

Eğilme momenti etkisi ve ana donatının belirlenmesi

Boyuna yerleştirilen ana donatı:  $A_s = \frac{M_d}{z f_{yd}} \geq 0.8 \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} b_w d$

Moment kolu  $z$ :

$$L / h = 525 / 300 = 1.75 < 2 \rightarrow z = 0.2(L + 2h)$$

$$z = 0.2(5.25 + 2 \cdot 3) = 2.25 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{565}{2.25 \cdot 365} = 688 \text{ mm}^2$$

Seçilen

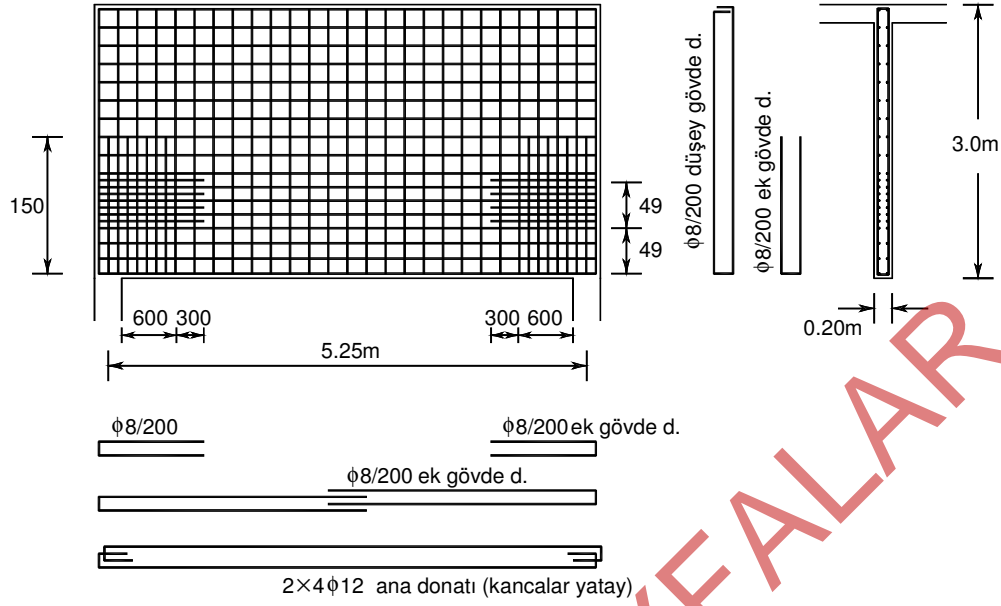
donatı

$$2 \times 4\phi 12 \rightarrow 905 \text{ mm}^2$$

Basit kirişte  $1 \leq L / h \leq 2 \rightarrow z = 0.2(L + 2h)$

Ana donatının kiriş alt yüzünde yerleştirileceği şerit yüksekliği

$$L / h = 1.75 \geq 1 \text{ olduğundan } 0.25h - 0.05L = 0.25 \cdot 3 - 0.05 \cdot 5.25 = 0.49 \text{ m}$$



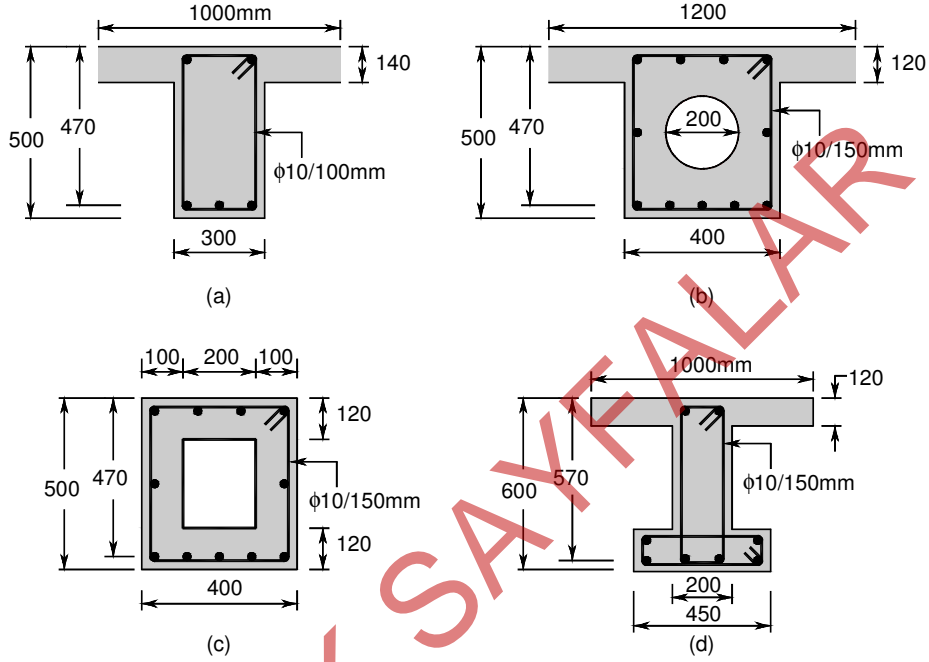
ÖRNEK SAYFALAR

## Problemler

**Problem 5.1**

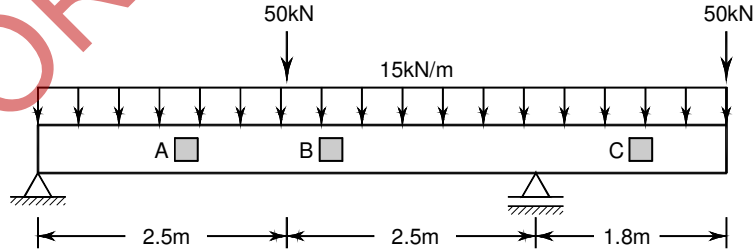
Şekilde gösterilen kiriş kesitlerinin  $V_r = V_c + V_w$  kesme dayanımını hesaplayınız.

Malzeme: C30 / S420  $N_d = 0$

**Problem 5.2**

Şekilde gösterilen kirişin

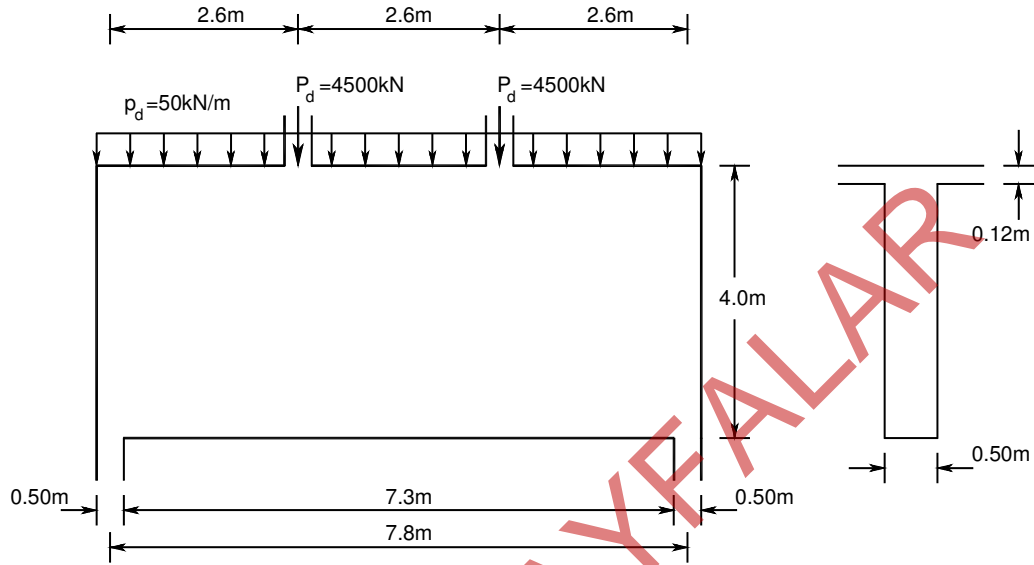
- Kesme kuvveti diyagramını çiziniz.
- Kesitin ortasında bulunan A, B ve C noktalarında asal çekme gerilmelerinin yönünü gösteriniz.
- Kiriş üzerinde A, B ve C noktalarında oluşacak çatlak şekillerini gösteriniz.



**Problem 5.7**

Şekilde gösterilen yüksek kirişin gerekli donatılarını belirleyiniz.

Malzeme: C30 / S420



# BURULMA HESABI

# BÖLÜM 6

## 6.1 Giriş

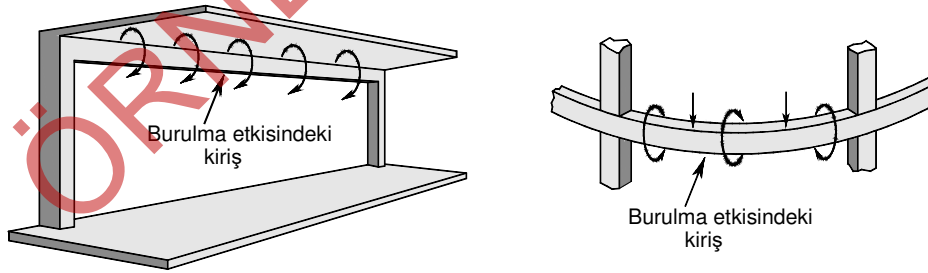
Betonarme sistemlerde burulma etkileri bu tür sistemlerin birdöküm (monolitik) olma özelliğinden dolayı sistemin geometrisinden veya yüklerin simetrik olmayan yayılışından dolayı ortaya çıkar. Bu nedenle, betonarme yapıları oluşturan taşıyıcı elemanların büyük bir bölümü, az yada çok burulma etkisinde kalır. Burulma momenti etkisi genellikle eğilme momenti ve kesme kuvveti ile birlikte bulunur. Burulma momenti, kesme kuvveti gibi elemanda kayma gerilmeleri oluşturmaktadır. Bu kayma gerilmeleri, elemanın bir yüzünde kesme kuvvetinin oluşturduğu kayma gerilmeleri ile aynı yönde, diğer yüzünde ise ters yöndedir. Burulma momenti sonucu ortaya çıkan kayma gerilmeleri kesme kuvvetinin oluşturduğu kayma gerilmeleri ile toplanarak, eğik çekme gerilmelerinin artmasına neden olur. Bu nedenle asal çekme gerilmelerinin beton ve donatı ile karşılanması ve asal basınç gerilmelerinden dolayı ezilmenin önlenmesinde, burulma momenti kesme kuvveti ile birlikte ele alınır.

## 6.2 Burulma Türleri

Burulma etkisi karşılanma bakımından denge burulması ve uygunluk burulması olarak iki sınıfa ayrılır.

### 6.2.1 Denge burulması

Denge burulması, kullanılabilirlik ve taşıma gücü sınır durumlarında dış yüklere karşı taşıyıcı sistemdeki dengenin sağlanması için hesaba katılması zorunlu olan burulmadır. Bu tür bir burulma etkisinin göz önüne alınmaması durumunda sistemde denge sağlanamaz. Denge burulması hiperstatik veya izostatik sistemlerde ortaya çıkabilir.



Şekil 6-1 Denge burulması örneği

Örneğin Şekil 6-1'de gösterilen kiriş, burulma momenti sonucu oluşacak çatlamadan sonra yük taşıma görevini yerine getirebilmesi için burulma momenti etkilerini karşılayabilmelidir. Statik dengenin gerektirdiği burulma dayanımının sağlanmadığı durumda sistemde denge de sağlanamaz.

Tablo 6-1 Değişik kesitler için burulma dayanım momentleri ( $S$ )

Dikdörtgen kesit	$S = b_w^2 h / 3$
Tablalı kesit	$S = \Sigma x^2 y / 3$
Dairesel veya dışbükey çok kenarlı kesit	$S = \pi D^3 / 12$
İnce çeperli ( $t_e \leq x / 5$ ise) kutu kesitler	$S = 2A_e t_e$

Burulma dayanımı hesabında kullanılan  $x$ ,  $y$  tablalı kesiti oluşturan dikdörtgenlerin kısa ve uzun kenarlarını (gövde dışına taşan tabla genişliği tabla kalınlığının üç katından fazla alınmamalıdır),  $D$  dairesel kesitin çapını (çokgen kesit içine yerleştirilebilecek en büyük dairenin çapı),  $t_e$  ince cidarlı kutu kesitin duvar kalınlığını ve  $A_e$  kutu kesitlerde duvar kalınlığı ortasından geçen çevre içinde kalan alanı göstermektedir.

Denk.(6.1)'in sağlanmadığı durumlarda etkileri karşılamak üzere gerekli enine ve boyuna donatılar belirlenmelidir. Enine donatının hesabında kesme kuvveti ve burulma momenti için gerekli olan donatı Denk.(6.4)'de verilen bağıntıyla ayrı ayrı hesap edilerek toplanır.

$$\frac{A_o}{s} = \frac{A_{ov}}{s} + \frac{A_{ot}}{s} = \frac{(V_d - V_c)}{dnf_{ywd}} + \frac{T_d}{2A_e f_{ywd}} \quad (6.4)$$

Kesme kuvvetinden kesitte bir doğrultuda ortaya çıkan gerilmeler, burulma momentinin de etkimesi durumunda bir yüzde azalırken diğer yüzde artar. Kiriş kesitinde bulunan etriyelerin tümü kesme kuvvetini karşılayabilecektir. Ancak burulma momenti etkisinde en büyük etkiler kesitin dış yüzlerinde oluşacağı için burulma momentini ancak kesitin dış yüzüne yakın bulunan kapalı etriyeler karşılayabilecektir. Bu nedenle çok kollu etriye düzenlendiğinde, iç kollar burulma donatısı olarak göz önüne alınmaz.

Burulma momenti etkisini karşılayacak olan ve kesit çevresine dağıtılacak gerekli boyuna donatı alanı  $A_{s\ell}$  Denk. (6.5) ile belirlenir.

$$A_{s\ell} = \frac{T_d u_e}{2A_e f_{yd}} = \frac{A_{ot}}{s} u_e \frac{f_{ywd}}{f_{yd}} \quad (6.5)$$

Burada  $u_e$  kesit köşelerindeki boyuna donatı merkezlerini birleştirilmesiyle elde edilen  $A_e$  alanının çevresini göstermektedir.

Eğilme ve eksenel kuvvet için gerekli boyuna donatılar ayrıca hesaplanarak, yukarıdaki donatıya eklenir.

Burulma momenti ve kesme kuvveti etkisinde elemanda oluşacak yüksek asal basınç gerilmeleri nedeni ile gövde betonunun ezilmesini önlemek amacıyla, zorlamalar Denk.(6.6) ile sınırlanmıştır. Bu koşul sağlanamazsa, kiriş kesit boyutları büyütülmelidir. Ezilme sınır durumu için kesme kuvveti burulma momenti etkileşimi Şekil 6-5'de gösterilmiştir.

$$\left( \frac{T_d}{S} + \frac{V_d}{b_w d} \right) \leq 0.22 f_{cd} \quad (6.6)$$

Kesitte yeterli donatı bulunmadığı zaman eleman donatı yokmuş gibi ani ve gevrek olarak kırılabilir. Bu tür kırılmayı önlemek amacıyla Denk.(6.7) ve Denk.(6.8) ile belirlenen minimum etriye ve minimum boyuna donatı alanlarının sağlanması gerekir.

$$\frac{A_o}{s} \geq 0.15 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} \left( 1 + 1.3 \frac{T_d}{V_d b_w} \right) b_w \quad (6.7)$$

$$A_{s\ell} = \frac{T_d u_e}{2 f_{yd} A_e} \quad (6.8)$$

Bu bağıntıda,  $T_d / V_d b_w \leq 1.0$  alınmalıdır. Uygunluk burulmasında,  $T_d = T_{cr}$  alınır. Ayrıca,  $A_e$  alanını çevreleyen etriye, bu denklemdeki ikinci terimden (burulma minimum etriyesi) az olmamalıdır.

$T_d \leq 0.65 f_{ctd} S$  olan durumlarda burulma ihmal edilebilir. Bu durumlarda, minimum etriye koşulu Denk.(6.9) de verilen bağıntı ile yalnızca kesme için hesaplanır

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq 0.3 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} b_w \quad (6.9)$$

Kesme kuvveti ve burulma momentinin birlikte etdikleri durumda burulma donatısı olarak kullanılacak etriye için  $135^\circ$  kancalı kapalı etriyeler kullanılmalı ve etriye uçları çekirdek beton içine kenetlenmelidir. Etriye aralıkları  $s \leq d / 2$ ,  $s \leq u_e / 8$ ,  $s \leq 300mm$  koşullarını sağlamalıdır.

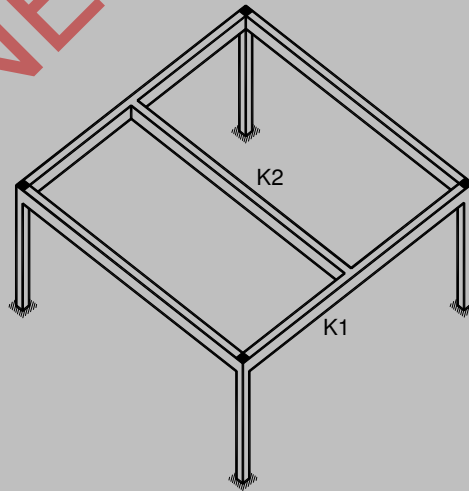
Burulma için hesaplanan boyuna donatı en fazla  $300mm$  aralıklı, kesit çevresine dağıtılarak ve her köşede çapı  $12mm$  'den küçük olmayan çubuklar şeklinde düzenlenmelidir.

### Örnek 6-1

Şekilde gösterilen K1 ana kirişinin hesap kesme kuvveti  $V_d = 125kN$  olarak belirlenmiştir. Kirişin kesme kuvveti ve burulma momenti etkilerini karşılayacak gerekli donatılarını belirleyiniz.

Kesit  $250mm / 600mm$

Malzeme C30 / S420  $d' = 35mm$

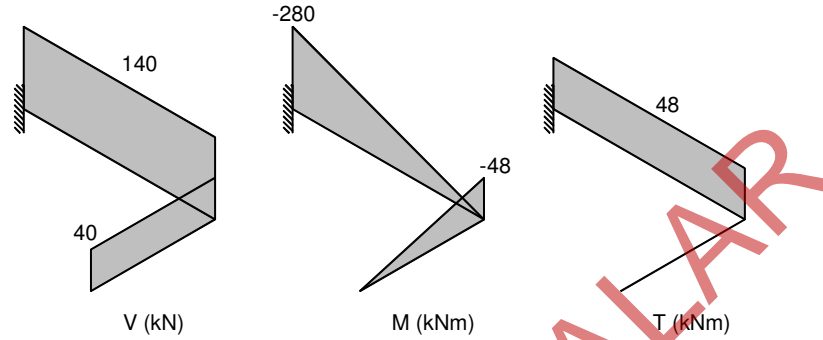


Çözüm:

Burulmanın türü denge burulmasıdır.

Mesnet kesitinde iç kuvvetler:

$$V = 140 \text{ kN} \quad M = 140 \cdot 2 = 280 \text{ kNm} \quad T = 40 \cdot 1.2 = 48 \text{ kNm}$$



$$b_k = 300 - 2 \cdot 40 = 220 \text{ mm} \quad h_k = 500 - 2 \cdot 40 = 420 \text{ mm}$$

Kesit köşelerindeki donatı merkezlerini birleştiren sınır içinde kalan alan  $A_e = 220 \cdot 420 = 92400 \text{ mm}^2$

$$A_e \text{ alanının çevre uzunluğu } u_e = 2(220 + 420) = 1280 \text{ mm}$$

$$\text{Kesitin burulma dayanım momenti } S = \frac{b_w^2 h}{3} = \frac{0.3^2 \cdot 0.5}{3} = 0.015 \text{ m}^3$$

$$\text{Kesitin burulmada çatlama dayanımı } T_{cr} = 1.35 f_{ctd} S = 1.35 \cdot 1250 \cdot 0.015 = 25.31 \text{ kNm}$$

Mesnetin kolon olduğu varsayılarak hesap kesme kuvveti mesnet yüzünden  $d$  uzaklıkta hesaplanacaktır.

$$V_d = 140 \text{ kN}$$

$$V_{cr} = 0.65 f_{ctd} b_w d \left( 1 + \gamma \frac{N_d}{A_c} \right) = 0.65 \cdot 1.25 \cdot 300 \cdot 460 \cdot 10^{-3} = 112.1 \text{ kN}$$

$$V_c = 0.8 V_{cr} = 0.8 \cdot 112.1 = 89.7 \text{ kN}$$

$$\left( \frac{T_d}{S} + \frac{V_d}{b_w d} \right) \leq 0.22 f_{cd} \quad \left( \frac{48 \cdot 10^6}{15 \cdot 10^6} + \frac{140000}{300 \cdot 460} \right) = 3.2 + 1.01 = 4.21 \text{ MPa} \leq 0.22 \cdot 20 = 4.4 \text{ MPa}$$

$$\left( \frac{V_d}{V_{cr}} \right)^2 + \left( \frac{T_d}{T_{cr}} \right)^2 \leq 1.0 \quad \left( \frac{140}{112.1} \right)^2 + \left( \frac{48}{25.31} \right)^2 = 5.2 > 1.0 \text{ Kesit çatlamıştır.}$$

$$\frac{A_o}{s} = \frac{A_{ov}}{s} + \frac{A_{ot}}{s} = \frac{(V_d - V_c)}{dnf_{ywd}} + \frac{T_d}{2A_e f_{ywd}}$$

$$\frac{A_o}{s} = \frac{(140 - 89.7) \cdot 10^3}{460 \cdot 2 \cdot 365} + \frac{48 \cdot 10^6}{2 \cdot 92400 \cdot 365} = 0.15 + 0.4 = 0.55 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$



$$V_{cr} = 0.65 f_{ctd} b_w d \left( 1 + \gamma \frac{N_d}{A_c} \right) = 0.65 \cdot 1.25 \cdot 400 \cdot 460 \cdot 10^{-3} = 149.5 \text{ kN}$$

$$V_c = 0.8 V_{cr} = 0.8 \cdot 149.5 = 119.6 \text{ kN}$$

$$\left( \frac{T_d}{S} + \frac{V_d}{b_w d} \right) \leq 0.22 f_{cd} \quad \left( \frac{36 \cdot 10^6}{26.7 \cdot 10^6} + \frac{152400}{400 \cdot 460} \right) = 1.35 + 0.83 = 2.18 \text{ MPa} \leq 0.22 \cdot 20 = 4.4 \text{ MPa}$$

$$\left( \frac{V_d}{V_{cr}} \right)^2 + \left( \frac{T_d}{T_{cr}} \right)^2 \leq 1.0 \quad \left( \frac{152.4}{149.5} \right)^2 + \left( \frac{36}{45} \right)^2 = 1.68 > 1.0 \text{ Kesit çatlamıştır.}$$

$$\frac{A_o}{s} = \frac{A_{ov}}{s} + \frac{A_{ot}}{s} = \frac{(V_d - V_c)}{dnf_{ywd}} + \frac{T_d}{2A_e f_{ywd}}$$

$$\frac{A_o}{s} = \frac{(152.4 - 119.6) \cdot 10^3}{460 \cdot 2 \cdot 365} + \frac{36 \cdot 10^6}{2 \cdot 134400 \cdot 365} = 0.098 + 0.0367 = 0.465 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

$$\frac{A_o}{s} \geq 0.15 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} \left( 1 + 1.3 \frac{T_d}{V_d b_w} \right) b_w \quad \frac{T_d}{V_d b_w} = \frac{36 \cdot 10^6}{152400 \cdot 400} = 0.59 < 1$$

$$\frac{A_o}{s} = 0.465 \text{ mm}^2 / \text{mm} \geq 0.15 \frac{1.25}{365} (1 + 1.3 \cdot 0.59) \cdot 400 = 0.363 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

Etriye  $\phi 8$  etriye seçilirse  $A_o = 50 \text{ mm}^2$

$$\frac{50}{s} = 0.465 \text{ mm}^2 / \text{mm} \quad s = \frac{50}{0.465} = 108 \text{ mm} \quad \text{Seçilen etriye } \phi 8 / 100 \text{ mm}$$

Eğilme hesabı

$$M_d = 270 \text{ kNm}$$

$$\text{Denk. (4.22)'den } \rho_b = 0.85 k_1 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \frac{600}{600 + f_{yd}} = 0.85 \cdot 0.82 \frac{20}{365} \frac{600}{600 + 365} = 0.0237$$

$$\rho_{maks} = 0.85 \rho_b \quad \rho_{maks} = 0.85 \cdot 0.0237 = 0.0202$$

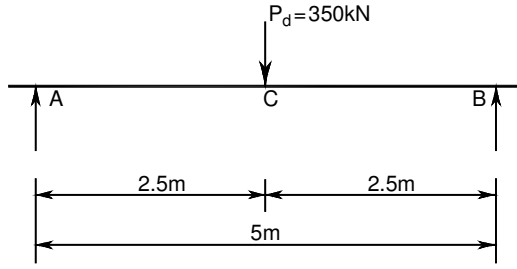
$$A_{s,maks} = \rho_{maks} b_w d = 0.0202 \cdot 400 \cdot 460 = 3714 \text{ mm}^2$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M|}{0.85 f_{cd} b}} = 460 - \sqrt{460^2 - \frac{2|270 \cdot 10^6|}{0.85 \cdot 20 \cdot 400}} = 96.4 \text{ mm}$$

$$\text{Tarafsız eksen derinliği } c = \frac{a}{k_1} = \frac{96.4}{0.82} = 117.6 \text{ mm}$$

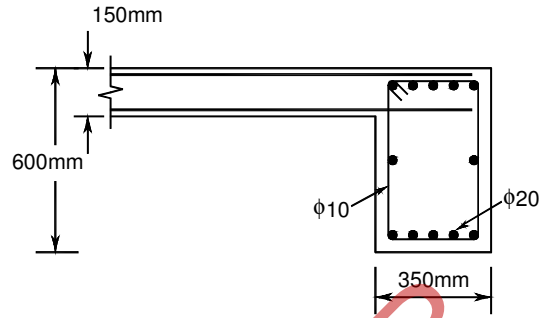
Benzer üçgenlerden çekme donatısı şekil değiştirme değeri hesaplanırsa donatının aktığı belirlenir.

$$\frac{\varepsilon_s}{d-c} = \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \quad \varepsilon_s = \left( \frac{d-c}{c} \right) \varepsilon_{cu} \quad \varepsilon_s = \left( \frac{460-117.6}{117.6} \right) 0.003 = 0.0087 > \varepsilon_{yd} = 0.001825$$



$$V_{dA} = V_{dB} = 175 \text{ kN}$$

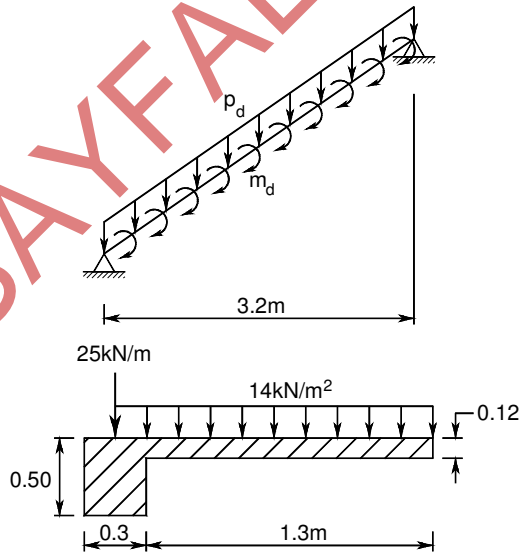
$$T_d = 45 \text{ kNm}$$



### Problem 6.4

Şekildeki merdiven kirişinin gerekli donatısını eğilme momenti, kesme kuvveti ve burulma momenti etkilerini göz önüne alarak belirleyiniz.

Malzeme: C30 / S420 Etriye: S420  $d' = 30 \text{ mm}$



# EKSENEL KUVVET VE EĞİLME ETKİSİ

## BÖLÜM 7

### 7.1 Genel

Betonarme elemanlarda genellikle eğilme momentinin yanında kesme kuvveti ve eksenel kuvvet etkisi de birlikte bulunur. Bu etkilerden eğilme momenti ve eksenel kuvvet aynı türden gerilmeler, basınç veya çekme gerilmeleri ( $\sigma$ ) oluşturduğundan birlikte göz önüne alınır. Kesme kuvveti ise kayma gerilmesi ( $\tau$ ) oluşturduğundan ayrıca ele alınabilir. Bu bölümde eğilme momenti ve eksenel kuvvetin birlikte etkideği kesitlerin hesabına değinilecektir. Kesite eksenel kuvvet ile birlikte eğilme momenti etkimesi durumu, basit çekme, basit basınç ve basit eğilme durumlarını da içeren genel bir durumdur.

### 7.2 Kolon Türleri

Kolonlar genellikle eksenel kuvvet ve eğilme momenti ve ek olarak kesme kuvveti etkisinde olan elemanlardır. Kolonlarda eksenel kuvvet ve eğilme momentini karşılamak için boyuna donatılar, kesme kuvvetlerini karşılamak ve sargılama etkisi oluşturmak için de enine donatılar kullanılır.

Kolonlar; donatı türü, kesit şekli ve etkileyen iç kuvvetlerin türü gibi çeşitli özelliklere bağlı olarak sınıflandırılabilir.

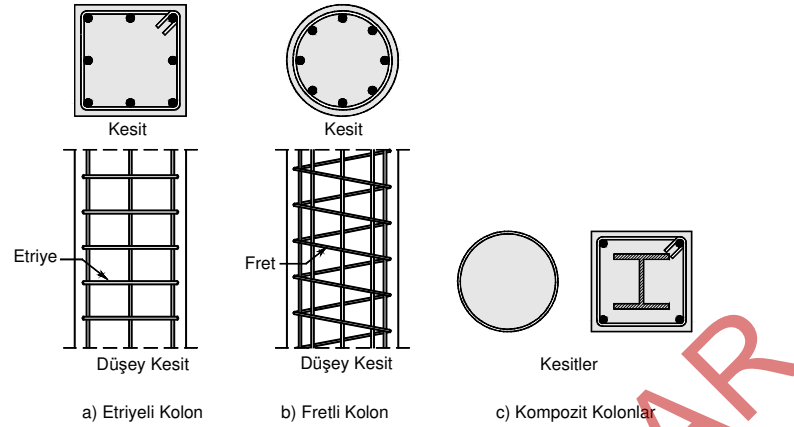
#### 7.2.1 Etriye ve Fretli Kolonlar

Kolonlar boyuna donatıyı saran enine donatının türüne bağlı olarak sınıflandırılmak istenirse etriyeli ve fretli olarak iki farklı şekilde sınıflandırılır.

Etriyeli kolonlarda kolon boyunca devam eden boyuna donatılar belirli aralıklarla yerleştirilen bireysel enine donatılar ile birbirine bağlanır. Bireysel enine donatılar etriye olarak adlandırılmaktadır. Etriyeli kolonlarda değişik kesit geometrileri bulunmakla birlikte en yaygın olanları kare ve dikdörtgen kesitlerdir, Şekil 7-1(a). Etriyeler boyuna donatıları birbirine bağlayarak, kalıp içerisinde dik ve düzgün durmalarını sağlarlar.

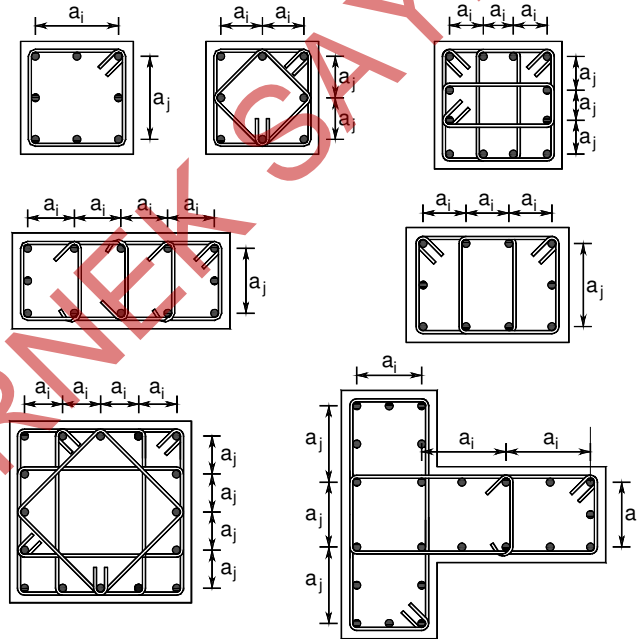
Fretli kolonlarda boyuna donatı, fret adı verilen spiral şekilli donatı ile sürekli şekilde sarılmaktadır. Fretli kolonların enkesitleri genellikle dairesel olmakla birlikte altıgen veya sekizgen şekilli fretli kolonlarda bulunmaktadır, Şekil 7-1(b). Fret etriye ile aynı görevi görmekle birlikte etriyeye göre özellikle çekirdek betonun sarılmasında, sürekli olmasından dolayı, daha etkilidir.

Etriyeli ve fretli kolonların dışında bir diğer tür kolon kompozit kolonlardır. Bu tür kolonlar, betonarme kesit içerisine çelik profilin gömülü olarak yerleştirilmesi veya çelik bir borunun içerisine betonun yerleştirilmesi ile oluşturulur, Şekil 7-1(c).



Şekil 7-1 Etriye, fretli ve kompozit kolonlar

Eksenel basınç kuvveti etkisindeki kolon kırılma durumuna ulaşırken boyuna çubuklar burkularak etrafındaki beton örtüsünün dökülmesine neden olur. Belirli aralıklarla yerleştirilen etriyeler boyuna donatıların burkulma boyunu azaltarak burkulmanın erkenden oluşmasını engeller. Etriyeler, sardığı beton bölümü için beton dayanımını ve sünekliğini de artırır. Etriyeler ayrıca kolon eksenini doğrultusunda oluşabilecek çatlakların genişlemesini de önlemektedir.



Şekil 7-2 Farklı kolon kesitlerinde etriye ve çiroz yerleşimi

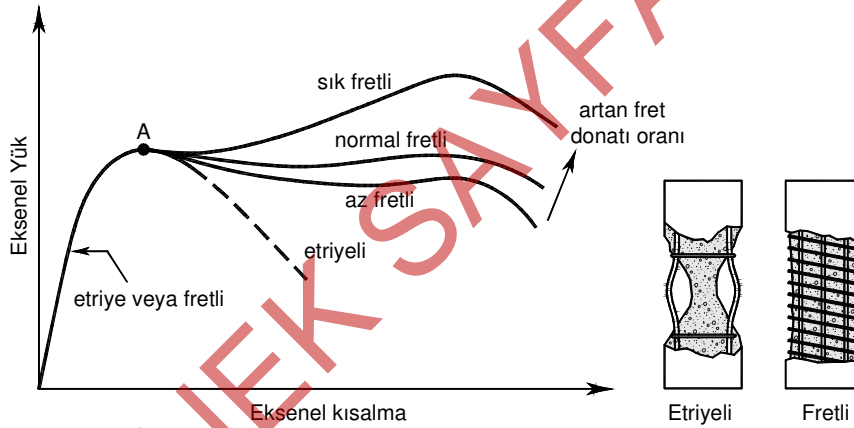
Bu belirtilen olumlu etkiler, etriyelerin boyuna donatılar arasındaki uzaklığı ve etriye aralığı ne kadar az olursa o kadar fazla olacaktır. Yerinde tutulmuş boyuna donatılar arasındaki uzaklık olan etriye veya çiroz serbest açıklığı kesitte birden fazla etriye veya çiroz kullanılarak azaltılabilir. Şekil 7-2'de farklı etriye ve

çiroz yerleşimine sahip kolon kesitleri gösterilmektedir. Etriye veya çiroz ile tutulmamış boyuna donatıların etriye serbest açıklığını  $(a_i, a_j)$  etkilemediği gözlemlenebilir.

### 7.2.1.1 Sargı donatısı etkisi

Şekil 7-3’de beton ve boyuna donatı alanları aynı olan etriyeli ve fretli kolonların eksenel yük etkisindeki davranışları gösterilmektedir. Etriye aralığının sargı etkisi oluşturamayacak kadar büyük olduğu varsayılmaktadır. Şekilden görüleceği gibi, A tepe noktasına ulaşınca kadar sargı donatısının bir katkısı bulunmamakta, her iki tür kolonun davranışı da özdeş olmaktadır. A tepe noktasına eriştikten sonra etriyeli kolon yük taşıma özelliğini yitirmekte, artan şekildeğiştirme ile taşınabilecek yük azalmakta, iki etriye arasındaki boyuna donatıların burkulması ile de kolon kırılmaktadır.

Fretli kolonlarda A noktasına ulaşıldığında kabuk betonu ezilerek dağılmaktadır. Bu noktada fret tam olarak çekirdek betona sargı etkisi uygulayamadığından kaybolan beton alanı nedeniyle taşınabilecek yükte azalma oluşmakta fakat yük taşınmaya devam edilmektedir. Şekildeğiştirmelerin daha da artmasıyla yanıl doğrultuda genişlemeye çalışan beton frette kuvvet uygulayacak, fret de sargı etkisi ile çekirdek betonuna basınç uygulayacaktır. Bu davranış çekirdek betonunun dayanımını arttıracak ve taşınabilecek yükte bir artış olacaktır.



Şekil 7-3 Etriyeli ve fretli kolonların eksenel yük etkisindeki davranışı

Şekil 7-3’den görüleceği gibi, fretli kolon davranışı etriyeli kolon davranışına göre daha sünektir ve fretli kolonların enerji yutma kapasitesi daha fazladır. Etriyeli kolonlarda etriye aralığının sıklaştırılması, tutulmuş boyuna donatılar arası uzaklığın azaltılması ve etriye çapının artırılması ile süneklilik artırılabilir.

Aşağıda gerekli minimum sargı donatısı için yönetmelikte verilen bağıntıların elde edilmesi açıklanmaktadır. Şekil 7-4’de eksenel yük etkisindeki bir fretli dairesel kolon kesitinin eksenel yük-eksenel kılalma grafiği gösterilmektedir.

Davranış incelendiğinde A’dan B’ye gidilirken sargı donatısının dışında bulunan kabuk betonu dökülmekte, sargı etkisi artarken çekirdek betonunun dayanımı artmaktadır. Beton basınç dayanımı  $f_{ck}$ ’den  $f_{cc}$ ’ye çıkmaktadır. Artan beton dayanımı için Denk. (7.1) kullanılabilir.

$$f_{cc} = 0.85f_{ck} + 4.1\sigma_2 \quad (7.1)$$

$$0.85f_{ck} \left( \frac{A_c}{A_{ck}} - 1 \right) = 4.1 \cdot \frac{2A_o f_{ywk}}{D \cdot s} \quad (7.4)$$

Gerekli minimum fret alanı aşağıdaki bağıntı ile elde edilir.

$$A_o = \frac{D \cdot s}{8.2} \left( \frac{A_c}{A_{ck}} - 1 \right) \frac{0.85f_{ck}}{f_{ywk}} \quad (7.5)$$

Fret donatısının hacimsel oranı, bir halkadaki fret hacmi, s yüksekliğindeki beton hacmine bölünerek (fret donatısı hacmi/çekirdek hacmi)

$$\rho_s = \frac{\pi D A_o}{\frac{\pi D^2}{4} s} = \frac{4A_o}{D \cdot s} = 0.415 \left( \frac{A_c}{A_{ck}} - 1 \right) \frac{f_{ck}}{f_{ywk}} \quad (7.6)$$

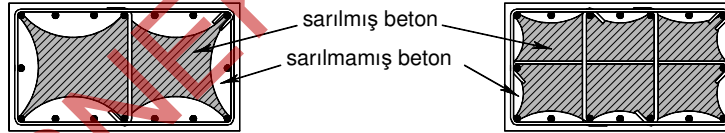
olarak elde edilir.

Bu oran TBDY 2018’de güvenli tarafta kalarak  $N_d > 0.20A_c f_{ck}$  basınç kuvveti etkisindeki dairesel kolonlar için

$$\min \rho_s = 0.45 \frac{f_{ck}}{f_{ywk}} \left( \frac{A_c}{A_{ck}} - 1 \right) \quad (7.7)$$

olarak verilmektedir. Çapı büyük kolonlar için  $A_c / A_{ck}$  değeri 1’e yaklaştığından  $\rho_s$  değeri çok küçük değerler almaktadır. Bu nedenle yönetmelik ek olarak bir alt sınır koşulu getirmektedir.

$$\rho_s \geq 0.12 \frac{f_{ck}}{f_{ywk}} \quad (7.8)$$



Şekil 7-6 Sargı donatısı düzenine bağlı olarak kesitte sarılmış ve sarılmamış beton bölgeleri

Kare ve dikdörtgen kolonlar için gerekli minimum sargı donatısı yukarıda elde edilen bağıntılara benzer olarak elde edilebilmektedir. Sargı nedeniyle oluşacak iç basınç enine donatının yer değiştirmesi ile ters orantılıdır. Etriye kolonlarda sargı etkisi etriye köşelerinde ve boyuna donatıların çirozlarla tutulduğu bölgelerde ortaya çıkabilmektedir. Bu nedenle etriye kolonlarda yanal basınç Şekil 7-6’da gösterildiği gibi düzgün yayılı değildir ve etriye mesnedinden uzaklaştıkça azalmaktadır.

Minimum etriye miktarının belirlenmesi amacıyla başlangıçta dikdörtgen kesitlerde sargı etkisi ile oluşan yanal basıncın sabit olduğu kabul edilebilir. Bağıntılar elde edildikten sonra gerekli düzeltmeler yapılmalıdır. Şekil 7-7’den aşağıdaki denklemler yazılabilir.

$$\sum A_o f_{ywk} = \sigma_2 b_k s \quad (7.9)$$

### 7.3 Basit Basınç

Betonarme bir kesit yalnızca eksenel basınç kuvveti etkisindeyse kesitin bütün liflerinde eşit kısalma oluşur. Bu özel durum basit basınç veya salt eksenel basınç durumu olarak adlandırılır.

Betonarme yapılarda eksenel kuvvetin etkideği ve hesaplarda göz önüne alındığı en yaygın eleman türü kolonlardır. Betonarme yapıların birdöküm (monolitik) özelliği nedeniyle bütün kolonlar eksenel kuvvet yanında eğilme momenti de etkisindedir. Eğilme momentinin çok küçük olduğu ve ihmal edilebileceği bazı durumlar oluşsa bile yatay yüklerin etkisi, betonun homojen bir malzeme olmaması ve elemanların yapımı sırasında oluşabilecek olası imalat hatalarından dolayı tasarımda minimum bir eğilme momenti etkisi göz önüne alınmalıdır. Bu nedenlerle basit basınç durumu göz önüne alınarak tasarıma yönetmeliklerce izin verilmemektedir.

Buna karşın basit basınç durumunun bir sınır durum oluşturması nedeniyle bu durumdaki davranışın incelenmesinde ve karşı gelen dayanımın belirlenmesinde yarar vardır. Ayrıca bu durumdaki davranıştan yararlanarak ön tasarımda eleman boyutlarının yaklaşık olarak belirlenmesi kolaylıkla gerçekleştirilebilmektedir.

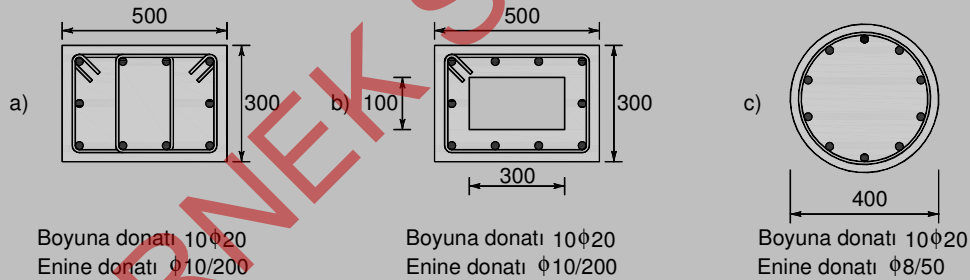
Basınç etkisinde betonun gevrek kırılması, rötre ve sünmeden oluşan şekildeğişikliklerin etkisi ve hesaba katılmayan eğilme momentlerinin bulunma olasılığından dolayı donatısız kolon yapımına izin verilmemektedir.

Basit basınç durumunda kolon kesitinin dayanımı beton ve donatı dayanımlarının toplamına eşittir.

$$N_r = 0.85 f_{cd} (A_c - A_{st}) + A_{st} f_{yd} \quad (7.14)$$

Burada-  $A_c$  brüt kesit alanı,  $A_{st}$  toplam donatı alanıdır.

#### Örnek 7-1



Şekilde verilen kolon kesitlerinin TS500'e göre eksenel yük taşıma kapasitelerini  $f_{cd}$  ve  $f_{yd}$  hesap değerlerini kullanarak belirleyiniz. Malzeme C30 / S420  $d' = 40mm$

Çözüm:

$$f_{cd} = 20MPa, f_{yd} = 365MPa$$

$$a) A_c = 300 \cdot 500 = 150000mm^2 \quad A_{st} = 10 \cdot 314 = 3140mm^2$$

$$\rho_t = \frac{A_{st}}{A_c} = \frac{3140}{150000} = 0.0209$$

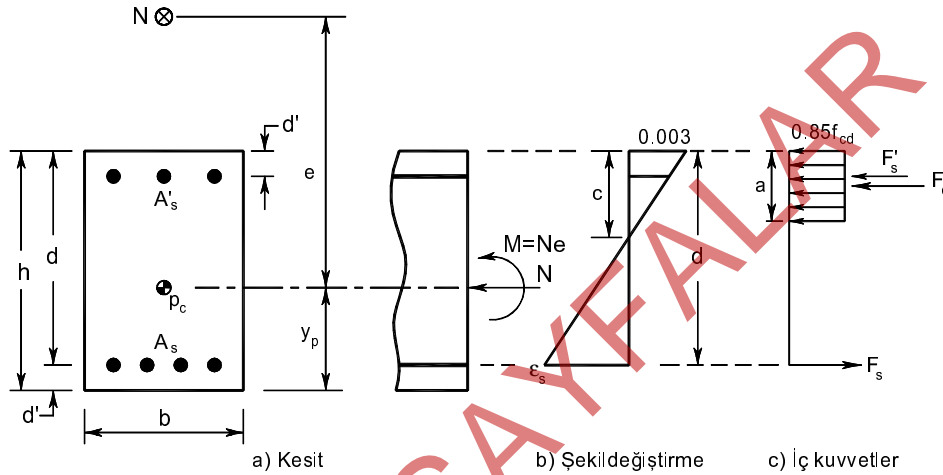
$$N_{or} = 0.85 f_{cd} A_c + A_{st} f_{yd} = [0.85 \cdot 20 \cdot 150000 + 3140 \cdot 365] \cdot 10^{-3} = 3697kN$$

$$\frac{c}{d} = \frac{0.003}{0.003 + \varepsilon_s} \quad (7.23)$$

Benzer uygunluk denklemi basınç bölgesindeki donatı için de Denk. (7.24)'de verildiği şekilde yazılabilir.

$$\frac{c}{c - d'} = \frac{0.003}{\varepsilon'_s} \quad (7.24)$$

$\varepsilon_s$  ve  $\varepsilon'_s$  değerlerine bağlı olarak donatı gerilmeleri  $\sigma_s$  ve  $\sigma'_s$  belirlenir.



Şekil 7-10 Dışmerkez basınç etkisindeki dikdörtgen kesit

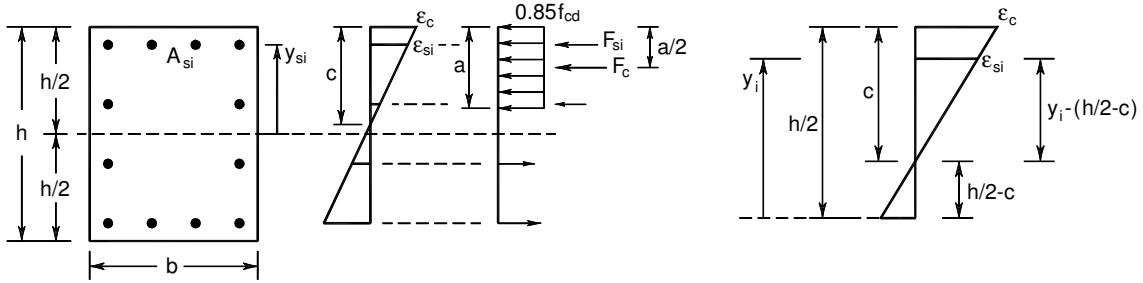
Denk.(7.21) ve (7.22)'nin elde edilmesinde donatının kesitin yalnız alt ve üst yüzüne yerleştirildiği varsayılmıştır. Donatının daha fazla sırada yerleştirilmesi durumunda tarafsız eksen yeri için varsayımında bulunarak, şekildeğiştirme diyagramından yararlanıp, donatı şekildeğiştirmelerini ve karşı gelen gerilmeleri hesaplamak gerekir. Sonra, bu varsayım ile elde edilen iç kuvvetlerin denge denklemlerini sağlayıp sağlamadığı kontrol edilir. Denge denklemlerinin sağlanmaması durumunda, tarafsız eksenin yeri için yeni bir varsayım yapılarak ardışık bir çözüm yolu izlenir.

### 7.5.1 Bileşik Eğilme Etkisinde Genel Bağlıntılar

Bileşik eğilme etkisindeki bir kesitin tasarımında kullanılacak genel bağlantılar Şekil 7-11'da geometrisi gösterilen genel şekilli betonarme kesit esas alınarak elde edilebilir. Söz konusu kesitte donatı farklı düzeylerde bulunmakla birlikte moment vektörüne dik olan  $y$  eksenine göre simetriktir. Donatı  $x$  eksenine göre simetrik olmadığından kesite etkiyen eksenel yük ve moment kesit plastik merkezine etkimektedir. İki denge denklemi ve donatı sırasına bağlı olarak yazılan uygunluk denklemlerinden oluşacak şekilde genel denklemler elde edilir.

$$N_r = 0.85 f_{cd} A_b + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} \quad (\text{Denge denklemi 1}) \quad (7.25)$$





Şekil 7-12 Simetrik donatılı dikdörtgen kesit

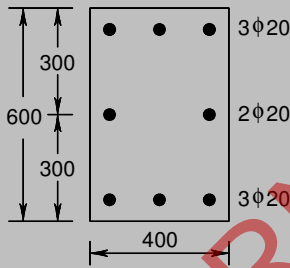
$$N_r = 0.85 f_{cd} b a + \sum_{i=1}^n A_{s_i} \sigma_{s_i} \quad (\text{Denge denklemi 1}) \quad (7.31)$$

$$M_r = 0.85 f_{cd} b a \left( \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + \sum_{i=1}^n A_{s_i} \sigma_{s_i} y_i \quad (\text{Denge denklemi 2}) \quad (7.32)$$

$$\varepsilon_{s_i} = \varepsilon_c \frac{y_i - \left( \frac{h}{2} - c \right)}{c} \quad (\text{Uygunluk denklemi}) \quad \begin{array}{l} \varepsilon_{s_i} > 0 \rightarrow \text{basınç} \\ \varepsilon_{s_i} < 0 \rightarrow \text{çekme} \end{array} \quad (7.33)$$

$$\sigma_{s_i} = E_s \varepsilon_{s_i} \leq f_{yd} \quad (7.34)$$

## Örnek 7-4



Şekilde geometrisi ve donatı yerleşimi verilen kesite  $N_d = 1250 \text{ kN}$  etkimesi durumunda  $M_r$  moment kapasitesini hesaplayınız.

Toplam donatı

Malzeme C30 / S420

$d' = 40 \text{ mm}$

Çözüm:

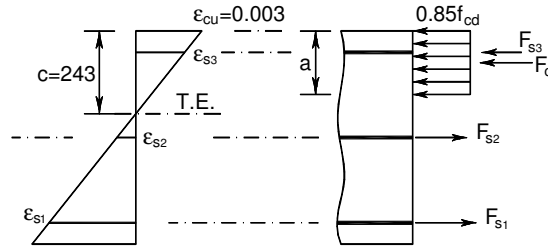
Simetrik donatı bulunduğu için plastik merkez ile geometrik merkez (ağırlık merkezi) aynı nokta olacaktır.  $8\phi 20$

İlk adımda tarafsız eksen derinliği  $c = 300 \text{ mm}$  varsayılacaktır.

(Bu adımda  $c$  herhangi bir değer varsayılabilir)

$$a = k_1 c = 0.82 \cdot 300 = 246 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{s3} = -\varepsilon_{s1} = 0.003 \frac{260}{300} = 0.0026 > \varepsilon_{yd} = 0.001825 \quad \varepsilon_{s2} = 0$$



$$a = k_1 c = 0.82 \cdot 243 = 199.3 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{cu} \frac{d-c}{c} = 0.003 \frac{317}{243} = 0.0039 > \varepsilon_{yd} = 0.001825 \quad \sigma_{s1} = -365 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{s3} = \varepsilon_{cu} \frac{c-d'}{c} = 0.003 \frac{203}{243} = 0.0025 > \varepsilon_{yd} = 0.001825 \quad \sigma_{s3} = 365 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{cu} \frac{\frac{h}{2} - c}{c} = 0.003 \frac{57}{243} = 0.0007 < \varepsilon_{yd} = 0.001825 \quad \sigma_{s2} = -0.0007 \cdot 200000 = -140 \text{ MPa}$$

$$F_{s3} = -F_{s1} = 942 \cdot 365 \cdot 10^{-3} = 343.8 \text{ kN}$$

$$F_{s2} = 628 \cdot (-140) \cdot 10^{-3} = -87.9 \text{ kN}$$

$$F_c = 0.85 f_{cd} b a = 0.85 \cdot 20 \cdot 400 \cdot 199.3 \cdot 10^{-3} = 1355.2 \text{ kN}$$

$$\sum F = N = F_c + F_{s3} - F_{s1} - F_{s2} - N_d$$

$$\sum F = 1355.2 + 343.8 - 343.8 - 87.9 - 1250 = +17.3 \text{ kN}$$

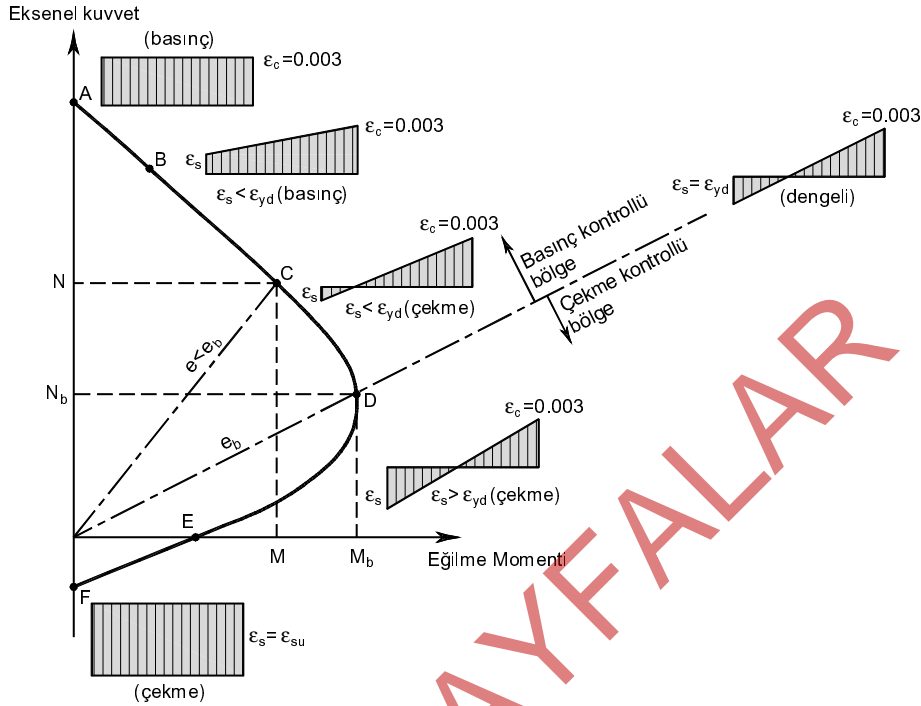
$$\Delta N / N_d = \frac{17.3}{1250} = 0.014 \text{ (\%1.4)} \text{ Yeterli yaklaşıklık sağlandığı kabul edilecektir.}$$

$$M_r = F_c \left( \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + F_{s1} \left( \frac{h}{2} - d' \right) + F_{s3} \left( \frac{h}{2} - d' \right)$$

$$M_r = 1355.2 \left( 0.3 - \frac{0.1993}{2} \right) + 343.8 (0.3 - 0.04) + 43.8 (0.3 - 0.04) = 450.3 \text{ kNm}$$

## 7.6 Betonarme Kolon Karşılıklı Etki Diyagramı

Bileşik eğilme etkisi altındaki kesitlerin taşıma güçlerinin veya verilen bir kesitin kontrolünün yapılmasında en kullanışlı inceleme karşılıklı etki diyagramları kullanılarak yapılır. Belirli bir donatı yerleşimine sahip bir kesitin farklı güç tükenmesi durumlarında taşıyabileceği eğilme momenti ve normal kuvvet çifti bulunarak bir eksen takımında gösterilmesiyle bu iki etkinin karşılıklı etkileşimi elde edilir. Bu diyagramların hazırlanmasında Şekil 7-13'de gösterilen güç tükenmelerine karşı gelen şekildedir. Bu durumları kullanılmaktadır.



Şekil 7-14 Tipik karşılıklı etki diyagramı ve ilgili şekildeğiştirme durumları

Eksenel yükün artması sünekliliği azalttığı için aşırı gevrek davranışı önlemek amacıyla yönetmeliklerde kolonların tasarım eksenel kuvvetine bir üst sınır getirilmiştir. TS500 ve TBDY’de ayrı bağıntularla verilen bu üst sınır değerleri Denk.(7.35)’de verilmektedir.

$$N_{dm} \leq 0.4 f_{ck} A_c \quad (\text{TBDY 2018})$$

$$N_{dm} \leq 0.9 f_{cd} A_c \quad (\text{TS500})$$

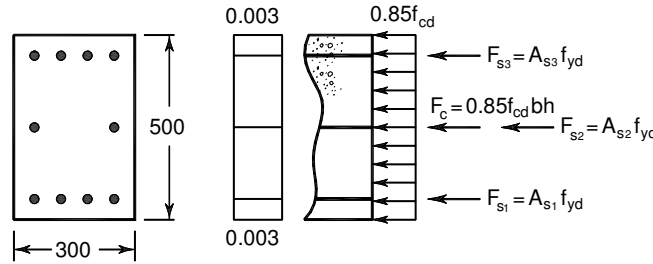
(7.35)

Kolonun donatısız beton gibi davranmasını önlemek, yatay yük ve beklenmeyen dışmerkezliklerin oluşması durumunda belirli bir moment taşıma kapasitesine ve sünekliliğe sahip olabilmesi için minimum boyuna donatı koşulu bulunmaktadır.

Benzer şekilde boyuna donatı için bir de üst sınır bulunmaktadır. Bu sınırın amacı kesite kolayca beton yerleşimini sağlamak, kesit boyutlarının çok küçük seçilerek eğilme rijitliğinin azalmasını önlemektir. Ülkemiz için en ekonomik boyuna donatı oranı ( $\rho = A_{st} / A_c$ ) 0.01 ile 0.02 arasında değişmektedir.

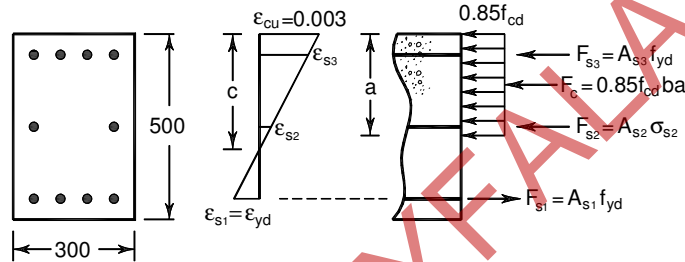
Deprem Yönetmeliğinde boyuna donatı oranının minimum değeri  $\rho_{\min} = 0.01$ , maksimum değeri  $\rho_{\max} = 0.04$  olarak belirtilmektedir. Bindirmeli eklerin bulunduğu bölgede maksimum donatı oranı ise 0.06 ile sınırlandırılmıştır.

Betonun homojen bir malzeme olmaması, yapım hatalarından oluşabilecek eksen eğrilikleri, betonarmenin birdöküm olması ve beklenmeyen yük etkilerinin moment oluşturma olasılığı nedeniyle kolon taşıma gücünün yalnızca eksenel yük göz önüne alınarak belirlenmesine izin verilmemektedir. Gerçekte de küçük



$$N_r = (0.85 \cdot 20 \cdot (300 \cdot 500 - 3142) + 3142 \cdot 365) \cdot 10^{-3} = 3643.3 \text{ kN} \quad M_r = 0$$

b) Dengeli Durum



$$\frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_{s1}} = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_{yd}} = \frac{c}{d} \rightarrow \frac{3}{3 + 1.825} = \frac{c}{460} \rightarrow c = 286 \text{ mm}$$

$$a = k_1 c = 0.82 \cdot 286 = 234.5 \text{ mm}$$

$$F_c = 0.85 f_{cd} b a = 0.85 \cdot 20 \cdot 300 \cdot 234.5 \cdot 10^{-3} = 1196 \text{ kN}$$

$$F_{s1} = A_{s1} f_{yd} = 1257 \cdot 365 \cdot 10^{-3} = 458.8 \text{ kN}$$

$$\frac{\epsilon_{s2}}{c - h/2} = \frac{\epsilon_{cu}}{c} \rightarrow \frac{\epsilon_{s2}}{286 - 250} = \frac{0.003}{286} \rightarrow \epsilon_{s2} = 0.000378 < \epsilon_{yd} = 0.001825$$

$$\sigma_{s2} = E_s \cdot \epsilon_{s2} = 200000 \cdot 0.000378 = 75.6 \text{ MPa}$$

$$F_{s2} = A_{s2} \sigma_{s2} = 628 \cdot 75.6 \cdot 10^{-3} = 47.5 \text{ kN}$$

$$\frac{\epsilon_{s3}}{c - d'} = \frac{\epsilon_{cu}}{c} \rightarrow \frac{\epsilon_{s3}}{286 - 40} = \frac{0.003}{286} \rightarrow \epsilon_{s3} = 0.00258 > \epsilon_{yd} = 0.001825$$

$$F_{s3} = A_{s3} f_{yd} = 1257 \cdot 365 \cdot 10^{-3} = 458.8 \text{ kN}$$

$$M_r = F_c \left( \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + F_{s1} \left( \frac{h}{2} - d' \right) + F_{s3} \left( \frac{h}{2} - d' \right)$$

$$N_r = F_c + F_{s3} + F_{s2} - F_{s1}$$

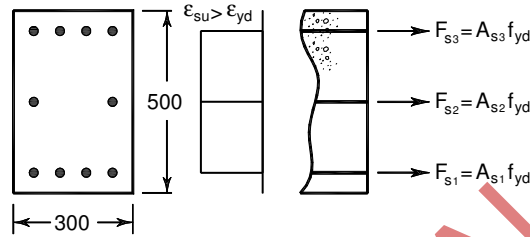
$$M_r = 1196 \left( 0.25 - \frac{0.2345}{2} \right) + 458.8 (0.25 - 0.04) + 458.8 (0.25 - 0.04) = 351.5 \text{ kNm}$$

$$M_r = F_c \left( \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + F_{s1} \left( \frac{h}{2} - d' \right) + F_{s3} \left( \frac{h}{2} - d' \right)$$

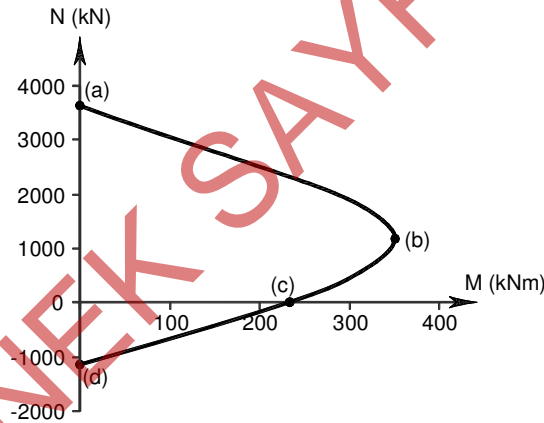
$$M_r = 323.6 \cdot \left( 0.25 - \frac{0.0635}{2} \right) + 458.7 \cdot (0.25 - 0.04) + 364.4 \cdot (0.25 - 0.04) = 243.5 \text{ kNm}$$

$$N_r = 0$$

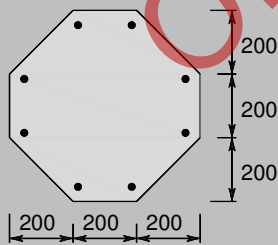
d) Basit Çekme



$$N_r = F_{s1} + F_{s2} + F_{s3} = A_{st} \cdot f_{yd} = 3142 \cdot 365 \cdot 10^{-3} = 1146.7 \text{ kN} \quad M_r = 0$$



### Örnek 7-6



Şekilde geometrisi ve donatı yerleşimi verilen kesitin aşağıdaki taşıma gücü durumlarını esas alarak, taşıyabileceği  $M_r$  ve  $N_r$  kesit etkilerini eşdeğer dikdörtgen gerilme kabulü ile hesaplayınız ve bu değerleri kullanarak kesitin karşılıklı etki diyagramını çiziniz. Donatı: 8φ24 Malzeme C30 / S420

$$d' = 40 \text{ mm}$$

a) Basit basınç

b) Dengeli durum

$$c) \varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = 0.003, \varepsilon_s = 0.010$$

d) Basit çekme

$$F_{c2} = 0.85 \cdot 20 \cdot 200 \cdot 200 \cdot 10^{-3} = 680kN$$

$$F_{c4} = 0.85 \cdot 20 \cdot 80.4 \cdot 600 \cdot 10^{-3} = 820.08kN$$

$$F_{s4} = 905 \cdot 365 \cdot 10^{-3} = 330.325kN$$

$$F_{s3} = 905 \cdot 196.6 \cdot 10^{-3} = 177.923kN$$

$$F_{s2} = 905 \cdot 49.2 \cdot 10^{-3} = 44.526kN$$

$$F_{s1} = 905 \cdot 365 \cdot 10^{-3} = 330.325kN$$

$$N_r = F_{c1} + F_{c2} + F_{c3} + F_{c4} + F_{s4} + F_{s3} - F_{s2} - F_{s1}$$

$$N_r = 340 + 680 + 340 + 820.08 + 330.325 + 177.923 - 44.526 - 330.325 = 2313.48kN$$

Kesit ağırlık merkezine göre moment

$$M_r = F_{c1} \left( 0.3 - \frac{2}{3} \cdot 0.2 \right) + F_{c2} (0.3 - 0.1) + F_{c3} \left( 0.3 - \frac{2}{3} \cdot 0.2 \right) + F_{c4} (0.3 - 0.2402) + \dots$$

$$+ F_{s4} (0.3 - 0.05) + F_{s3} (0.3 - 0.23) + F_{s2} (0.37 - 0.3) + F_{s1} (0.3 - 0.05)$$

$$M_r = 340 \cdot \left( 0.3 - \frac{2}{3} \cdot 0.2 \right) + 680 \cdot (0.3 - 0.1) + 340 \cdot \left( 0.3 - \frac{2}{3} \cdot 0.2 \right) + 820.08 \cdot (0.3 - 0.2402) + \dots$$

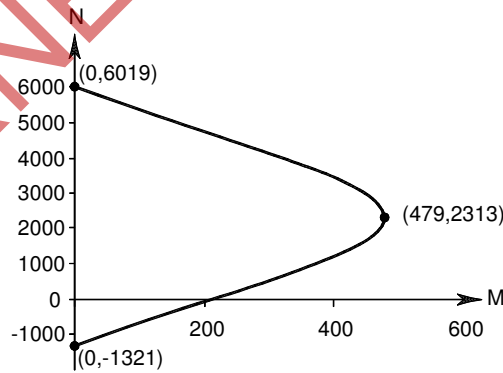
$$+ 330.325 \cdot (0.3 - 0.05) + 177.923 \cdot (0.3 - 0.23) + 44.526 \cdot (0.37 - 0.3) + 330.325 \cdot (0.3 - 0.05) = 479.12kNm$$

Basit çekme

$$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{s2} = \varepsilon_{s3} = \varepsilon_{s4} = \varepsilon_{su} > \varepsilon_{yd} = 0.001825$$

$$\sigma_{s1} = \sigma_{s2} = \sigma_{s3} = \sigma_{s4} = f_{yd} = 365MPa$$

$$N_r = F_{st} = A_{st} \cdot f_{yd} = 3620 \cdot 365 \cdot 10^{-3} = 1321.3kN \quad (\text{Çekme}) \quad M_r = 0$$

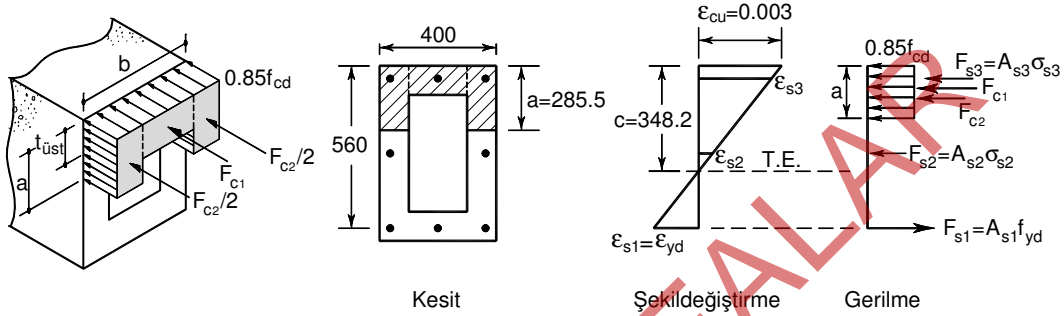


$$\sigma_{s2} = E_s \varepsilon_{s2} = 200000 \cdot 0.000415 = 83 \text{ MPa}$$

$$F_{s2} = A_{s2} \sigma_{s2} = 628 \cdot 83 \cdot 10^{-3} = 52.1 \text{ kN}$$

$$\frac{\varepsilon_{s3}}{c-d'} = \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \rightarrow \frac{\varepsilon_{s3}}{348.2-40} = \frac{0.003}{348.2} \rightarrow \varepsilon_{s3} = 0.00266 > \varepsilon_{yd} = 0.001825$$

$$F_{s3} = A_{s3} f_{yd} = 942 \cdot 365 \cdot 10^{-3} = 343.8 \text{ kN}$$



$$M_r = F_{c1} \left( \frac{h}{2} - \frac{h_{üst}}{2} \right) + F_{c2} \left( \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + F_{s1} \left( \frac{h}{2} - d' \right) + F_{s3} \left( \frac{h}{2} - d' \right)$$

$$M_r = 340 \left( 0.30 - \frac{0.10}{2} \right) + 970.7 \left( 0.30 - \frac{0.2855}{2} \right) + 343.8 (0.30 - 0.04) + 343.8 (0.30 - 0.04) = 416.4 \text{ kNm}$$

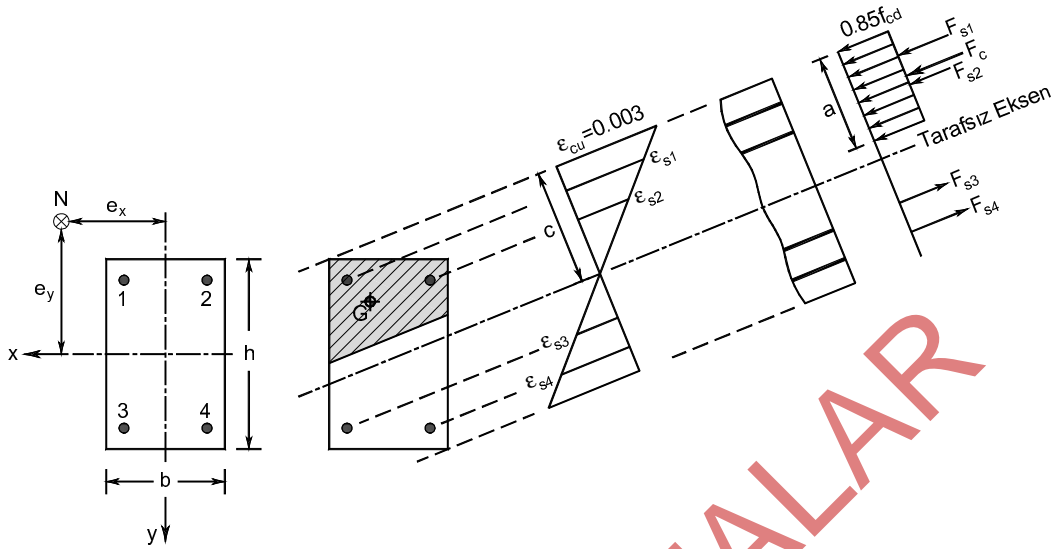
$$N_r = F_c + F_{s3} + F_{s2} - F_{s1} \quad N_r = 1310.7 + 343.8 + 52.1 - 343.8 = 1362.8 \text{ kN}$$

d) Basit Çekme

$$N_r = F_{s1} + F_{s2} + F_{s3} = A_{st} f_{yd} = 2512 \cdot 365 \cdot 10^{-3} = 916.9 \text{ kN} \quad M_r = 0$$

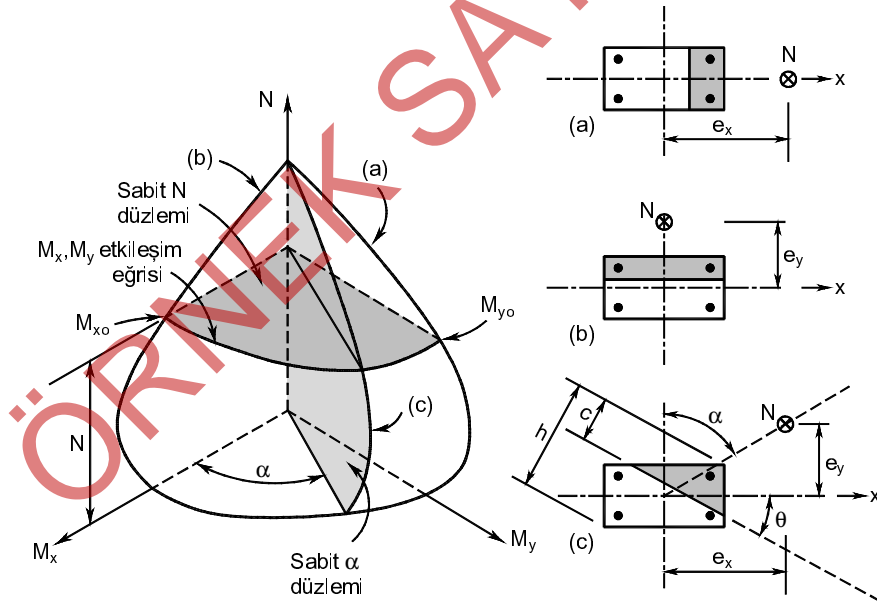
### 7.7 Dikdörtgen kesitte $M_x + M_y + N$ etkisi

Betonarme kolon kesitlerinde deprem ve rüzgar gibi yatay yükler nedeniyle genellikle iki eksende  $M_x$  ve  $M_y$  momentleri ile beraber normal kuvvet  $N$  bulunur. Bu üç etkinin birbirine göre durumu tarafsız eksenin yerini ve basınç bölgesinin şeklini belirler. İki eksende moment etkimesi özellikle köşe kolonlarda önem kazanmaktadır.



Şekil 7-17 Eğik eğilme etkisinde dikdörtgen kolon kesiti

Şekil 7-18'de belirli bir donatı düzenine sahip, eksenel yük  $N$  ve  $M_x = Ne_y$ ,  $M_y = Ne_x$  eğilme momentleri etkisinde bulunan dikdörtgen kolon kesiti gösterilmektedir.



Şekil 7-18 Eğik eğilmede karşılıklı etki yüzeyi

Tarafsız eksenin konumuna göre beton basınç bölgesini gösteren bölgenin şekli değişecektir. Tarafsız eksenin varsayılan her durumu için elde edilecek değerler dikey eksen  $N$ , yatay eksenler  $M_x$  ve  $M_y$  olacak şekilde bir eksen takımında gösterilirse bir yüzey elde edilir. Bu yüzeyi oluşturan noktalar kesitin



$$\frac{e_x}{b} = \frac{200}{400} = 0.5 \quad \frac{e_y}{h} = \frac{150}{500} = 0.3$$

Abaktan  $\frac{N_{rx}}{bh f_{cd}} = 0.35$   $\frac{N_{ry}}{bh f_{cd}} = 0.56$  olarak belirlenir.

$$N_{rx} = 0.35 \cdot 20 \cdot 400 \cdot 500 \cdot 10^{-3} = 1400kN \quad N_{ry} = 0.56 \cdot 20 \cdot 400 \cdot 500 \cdot 10^{-3} = 2240kN$$

$$N_{ro} = (0.85 \cdot 20 \cdot 400 \cdot 500 + 1810 \cdot 365) \cdot 10^{-3} = 4061kN$$

$$\frac{1}{N_r} = \frac{1}{N_{rx}} + \frac{1}{N_{ry}} - \frac{1}{N_{ro}} = \frac{1}{1400} + \frac{1}{2240} - \frac{1}{4061} = 0.000914$$

Taşınabilecek eksenel kuvvet  $N_r = 1094kN > 0.1N_{ro} = 406.1kN$  olarak belirlenir.

### 7.8.2 Çakıroğlu-Özer Yöntemi

Bu yöntemde eğik eğilme etkisindeki kesitlerin taşıma gücü yaklaşık denklemler ile tanımlanmıştır. Aşağıda donatı türünün S420 olması durumu için bu yöntemle ait denklemler verilmektedir. Yöntemin ayrıntıları için [20] incelenmelidir.

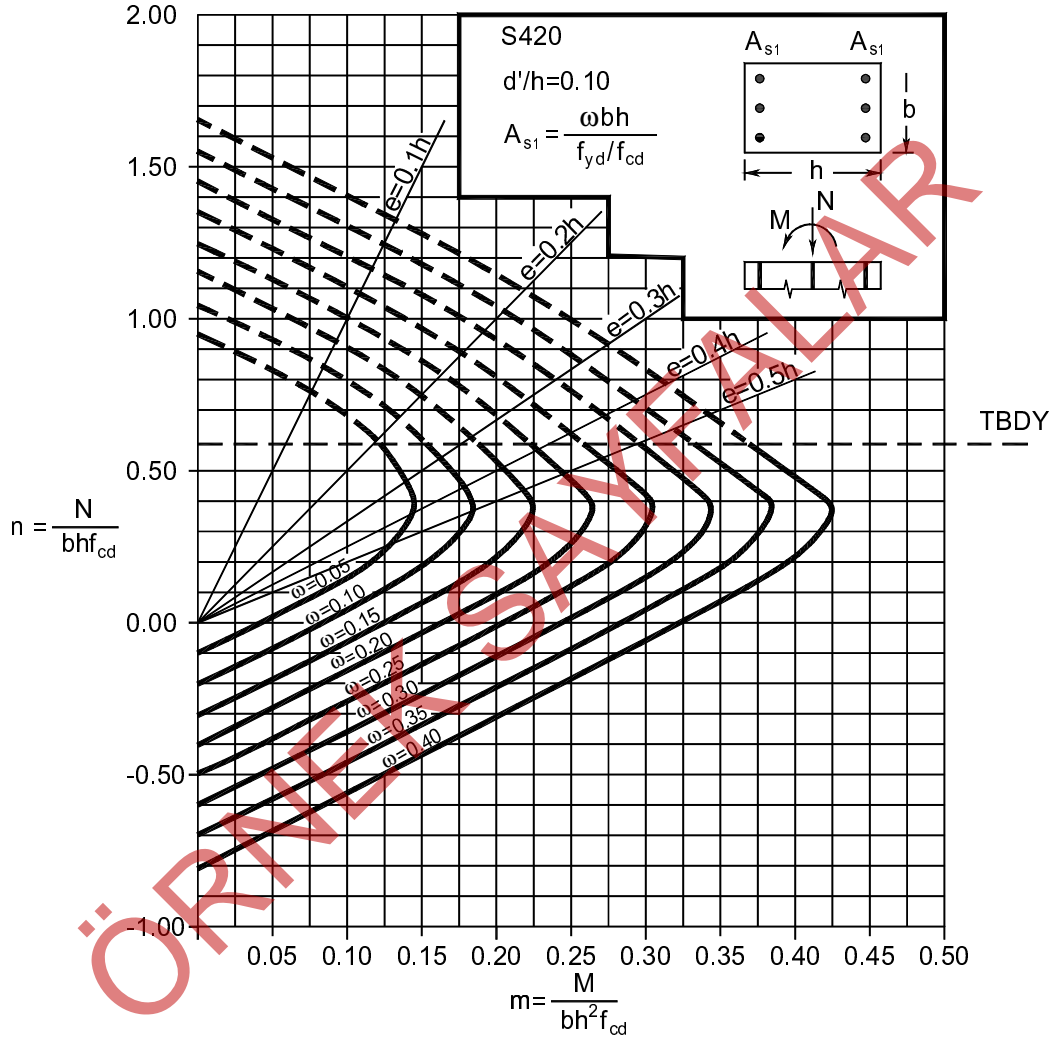
$$n = \frac{N}{bh f_{ck}} \quad , \quad m_x = \frac{M_{xd}}{bh^2 f_{ck}} \quad , \quad m_y = \frac{M_{yd}}{b^2 h f_{ck}}$$

$$m_k = \min(m_y, m_x) \quad m_b = \max(m_y, m_x) \quad m = m_b + km_k$$

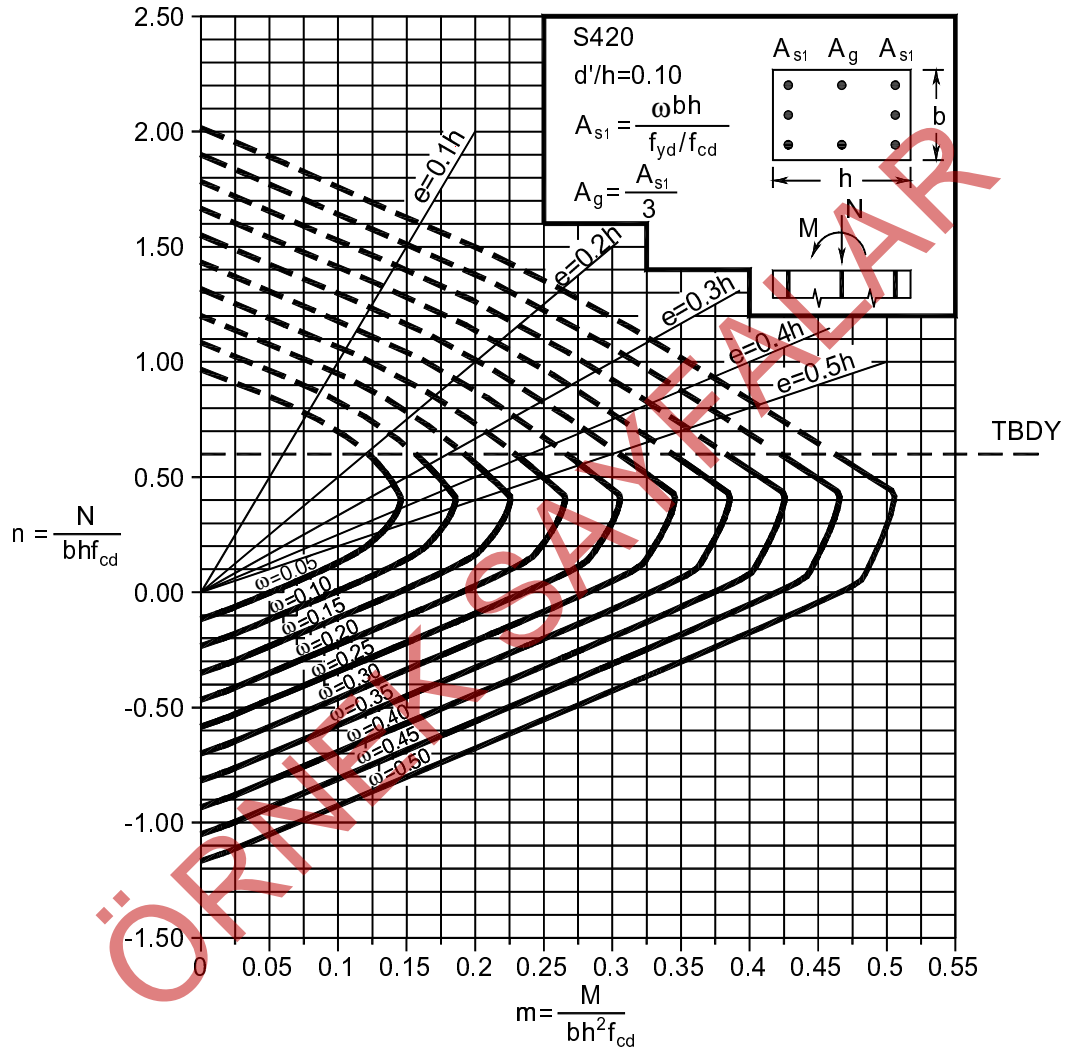
$$n < 0.20 \text{ ise} \quad k = (2 - 6.65n)m_k + 2.65n + 0.20 \quad \xi = 2.86m + 2.92n^2 - 1.48n$$

$$n \geq 0.20 \text{ ve } n \leq 0.30 \quad k = (-4.33 + 25n)m_k - 2.05n + 1.14 \quad \xi = 2.92m - 0.192$$

$$n > 0.30 \text{ ise} \quad k = (3.67 - 1.67n)m_k - 0.75n + 0.75 \quad \xi = 2.92m + 0.62n^2 + 0.254n - 0.32$$

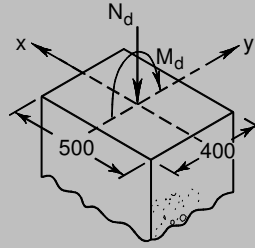
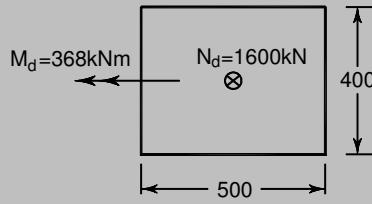


Şekil 7-20 Bileşik eğilme abağı



Şekil 7-21 Bileşik eğilme abağı

## Örnek 7-10



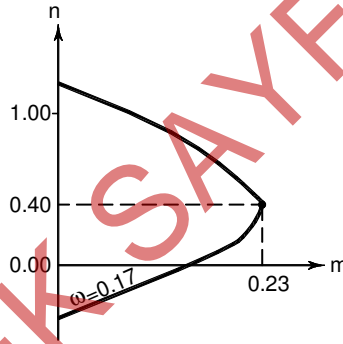
Şekilde verilen kolon kesiti için gerekli donatıyı hesaplayınız.  
C30 / S420  $d' / h = 0.10$

Çözüm:

$$b = 500\text{mm} \quad h = 400\text{mm}$$

$a_i \leq 25\phi_h$  koşulunu sağlamak amacıyla gövde donatılı yerleşim tercih edilecektir.

$$n = \frac{N}{bh f_{cd}} = \frac{1600000}{500 \cdot 400 \cdot 20} = 0.40 \quad , \quad m = \frac{M}{bh^2 f_{cd}} = \frac{368 \cdot 10^6}{500 \cdot 400^2 \cdot 20} = 0.23$$

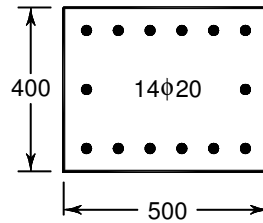


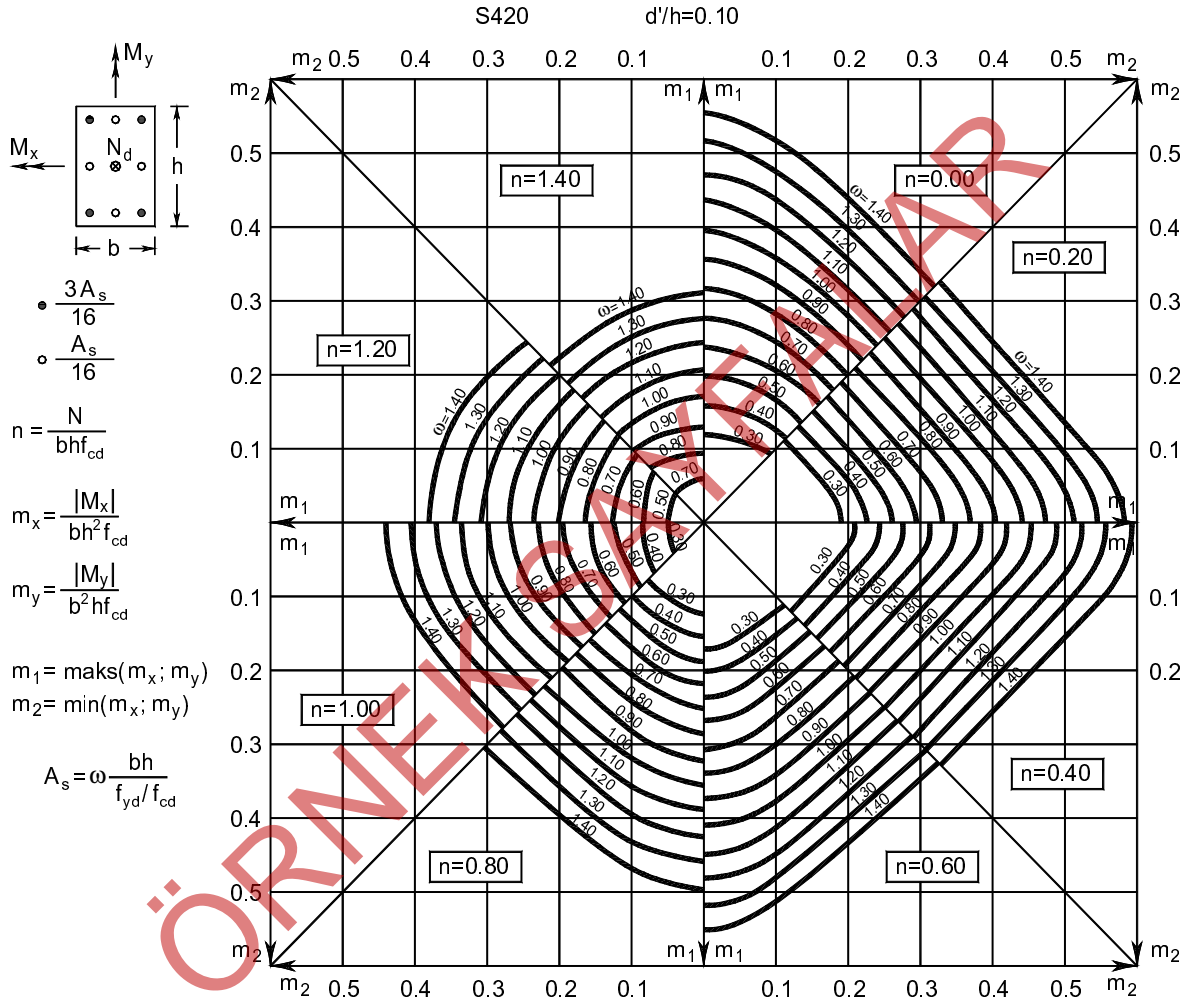
$\omega \cong 0.17$  olarak belirlenir.

$$A_{s1} = \omega \frac{bh}{f_{yd} / f_{cd}} = 0.17 \frac{500 \cdot 400}{365 / 20} = 1863\text{mm}^2 \quad 6\phi 20 \quad 1885\text{mm}^2$$

$$A_{sg} = \frac{A_{s1}}{3} = 621\text{mm}^2 \quad 2\phi 20 \quad 628\text{mm}^2$$

$$\text{Toplam donatı alanı } A_{st} = 1885 + 1885 + 628 = 4398\text{mm}^2 \quad 14\phi 20$$

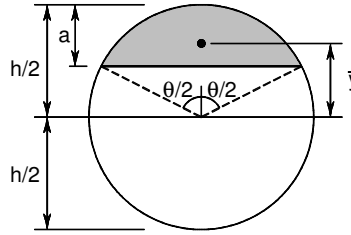




#### 7.8.4 Dairesel Kolonlar

Dikdörtgen kesitler için kullanılan denge ve uygunluk denklemleri dairesel kesitler için de benzer şekilde kullanılabilir. Dikdörtgen kesit ile dairesel kesit hesabının arasındaki temel fark basınç bölgesi şekli arasındaki farklılıktan kaynaklanmaktadır. Dairesel kesitte basınç bölgesi daire parçası şeklinde ortaya çıkacağından basınç bölgesi yüksekliğine bağlı olarak iki farklı durum söz konusu olacaktır.

Birinci durum eşdeğer gerilme bloğu yüksekliğinin kesit yarıçapına eşit veya küçük ( $a \leq h/2$ ) olduğu durumdur. Bu durumda basınç bölgesi Şekil 7-24'de gösterildiği gibi yüksekliği  $a$  olan daire parçası şeklinde olacaktır.



Şekil 7-24 Eşdeğer gerilme bloğu yüksekliğinin kesit yarıçapından küçük olması durumu Daire parçasının alanı Denk.(7.40) ile hesaplanabilir.

$$A = \frac{h^2}{8} (\theta - \sin \theta) \quad (7.40)$$

$\theta$  açısı trigonometrik bağıntılar kullanılarak Denk.(7.41) ile

$$\theta = 2 \cos^{-1} \left( 1 - \frac{2a}{h} \right) \quad (7.41)$$

Daire parçasının ağırlık merkezinin dairenin merkezinde uzaklığı Denk.(7.42) ile hesaplanır.

$$\bar{y} = \frac{2h \sin^3 (\theta/2)}{3(\theta - \sin \theta)} \quad (7.42)$$

Bu bağıntılar kullanılarak beton basınç kuvveti

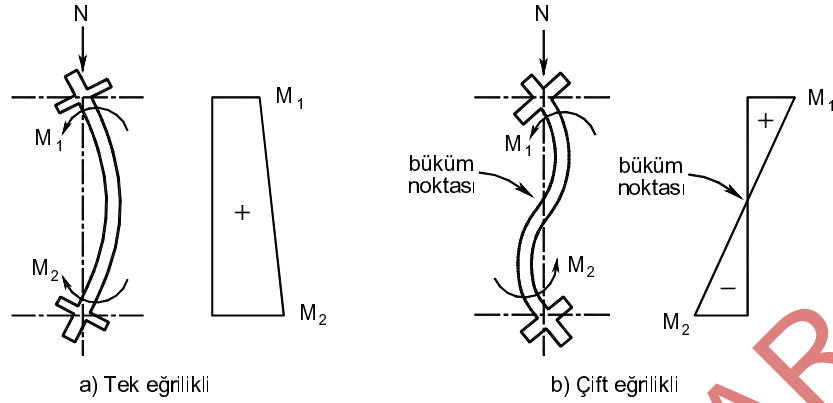
$$F_c = \frac{0.85 f_{cd} h^2 (\theta - \sin \theta)}{8} \quad (7.43)$$

Aksenal kuvvet Denk. (7.44) ile hesaplanır.

$$N_r = F_c + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} \quad (\text{Denge denklemi 1}) \quad (7.44)$$

Kesit ağırlık merkezine göre hesaplanan moment denge denklemi de Denk.(7.45)'de verilmektedir.

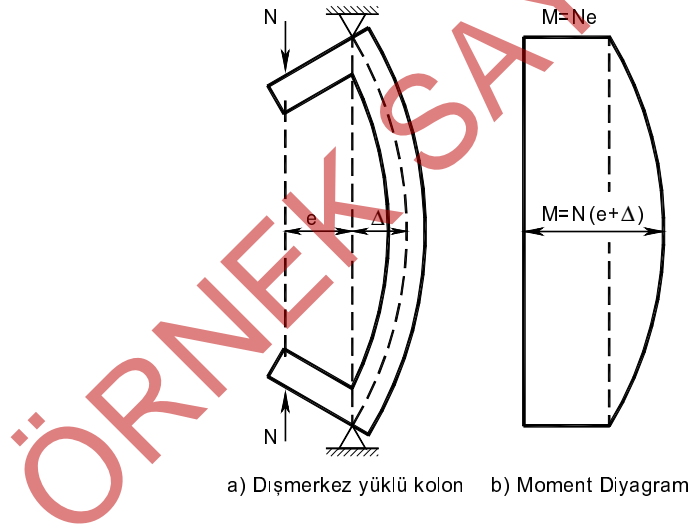
$$M_r = F_c \bar{y} + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} \left( \frac{h}{2} - y_i \right) \quad (\text{Denge denklemi 2}) \quad (7.45)$$



Şekil 7-27 Tek ve çift eğrilikli kolon

### 7.9.3 Narinliğin Davranışa Etkisi

Şekil 7-28'de yanal yerdeğiştirmesi önlenmiş ve her iki ucundan aynı yüzde çekme oluşturacak şekilde dışmerkez olarak yüklenmiş tek eğrilikli bir kolon ve bu yükleme sonucu oluşan birinci mertebeli ( $Ne$ ) ve ikinci mertebeli ( $N\Delta$ ) momentler gösterilmektedir.



Şekil 7-28 Tek eğrilikli kolon davranışı

Bu tür tek eğrilikli bir kolonda, yerdeğiştirme nedeniyle oluşan ikinci mertebeli moment her noktada momenti arttırıcı yöndedir ve en büyük moment kolon ortasında oluşur. Şekilde gösterilen kolon davranışındaki ikinci mertebeli etkilerden oluşan  $N\Delta$  momenti, narinliğin artması ile artar. Narin olmayan kolonlarda yerdeğiştirmeler, dolayısıyla ikinci mertebeli etkiler, küçük değerlere sahip olacağından  $N\Delta$  ikinci mertebeli moment ihmal edilebilir.

Narinliğin ihmal edilebildiği durumda  $M$  maksimum momenti, bütün aşamalarda  $Ne$  momentine eşit olur,  $e = M / N$  dışmerkezliği sabit kalacak şekilde yüklenen kolonun kritik orta kesiti Şekil 7-29'de

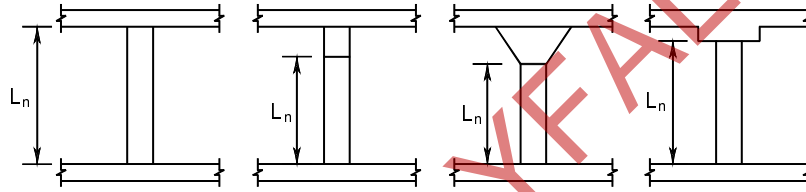
tanımlanabilmesinden kaynaklı belirsizlikler nedeniyle yerdeğiştirmelerin belirlenmesi de yaklaşık olarak içerecektir.

#### 7.9.4 Kolon Etkili Boyu ve Narinlik Oranı

Narinlik oranı  $L_k$  kolon etkili (burkulma) boyu,  $i$  eylemsizlik yarıçapı olmak üzere  $L_k / i$  olarak tanımlanmaktadır. Kolon etkili boyu  $L_k$  bir elemanın iki büküm noktası (moment sıfır noktası) arasında kalan uzaklık olarak tanımlanabilir ve daha güvenilir bir çözümleme yönteminin kullanılmadığı durumlarda Denk.(7.52) ile hesaplanabilir.

$$L_k = kL_n \quad (7.52)$$

Burada  $L_n$  kolon serbest boyunu ve  $k$  kolon uçlarındaki dönmenin engellenmesi ile ilişkili kolon etkili boyu katsayısını göstermektedir. Kolon serbest boyu, döşemeler, kirişler veya kolona yanal destek sağlayan diğer elemanlar arasındaki uzaklıktır. Kolon başlığı veya guse bulunan durumlarda, kolon serbest boyu, başlık veya guse alt yüzünden ölçülür, Şekil 7-32.

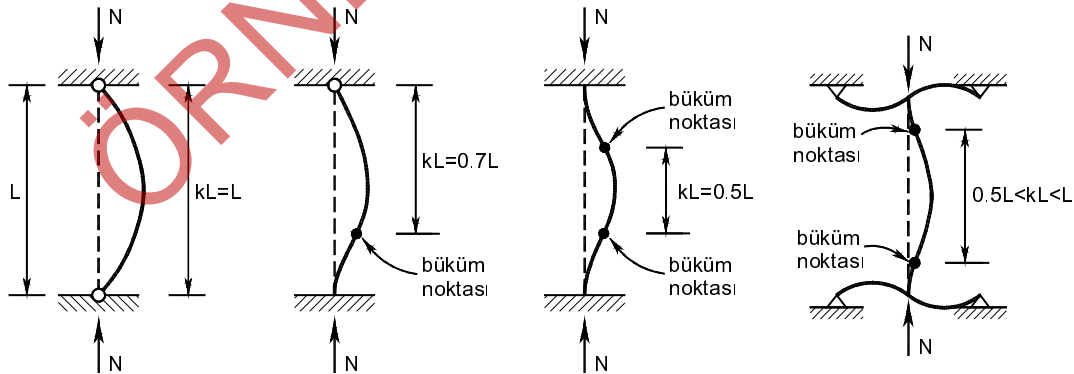


Şekil 7-32 Kolon serbest boyu

Narinlik oranının hesaplanmasında kullanılan eylemsizlik yarıçapı  $i$  ise Denk.(7.53) ile hesaplanır.

$$i = \sqrt{I / A} \quad (7.53)$$

Denk.(7.53)'de  $I$  eylemsizlik (atalet) momentini, kesit alanını göstermektedir. Eylemsizlik yarıçapı  $i$ , dikdörtgen kesitler için eğilme yönündeki kesit boyutunun %30 u ( $i \cong 0.3h$ ), dairesel kolonlar için çapın %25 i ( $i \cong 0.25D$ ) kadar alınabilir.



Şekil 7-33 Yanal ötelenmesi önlenmiş kolonların etkili boyları

Yanal ötelenmesi önlenmiş kolonların iki ucu mafsallı, bir ucu mafsallı bir ucu ankastre ve iki ucu ankastre olması durumunda oluşan etkili boyları Şekil 7-33 (a), (b) ve (c)'de gösterilmiştir. İki ucu mafsallı ve iki



Yanal ötelenmesi önlenmemiş kat kolonlarında etkili boyu katsayısı  $k$  Denk.(7.56) ile belirlenir.

$$\alpha_m < 2 \text{ ise } k = \frac{20 - \alpha_m}{20} \sqrt{1 + \alpha_m} \quad (7.56)$$

$$\alpha_m \geq 2 \text{ ise } k = 0.9 \sqrt{1 + \alpha_m}$$

Burada  $\alpha_m$  Denk.(7.57) ile belirlenir.

$$\alpha_m = \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2} \quad (7.57)$$

Bir ucu mafsallı olan yanal ötelenmesi önlenmemiş kolonlarda,  $k = 2 + 0.3\alpha_2$  alınır ( $\alpha_2 > \alpha_1$ ).

$\alpha$  oranlarının hesabında, yalnızca eğilme doğrultusundaki kirişler dikkate alınır. Kolon kesitlerinin eğilme rijitliğinin hesabında eksenel kuvvetin etkili olması nedeniyle etkili eğilme rijitliği brüt kesit rijitliğine yakın değerlerdedir. Ancak kirişlerde eğilme momentinin etkili olması nedeniyle çatlama nedeniyle etkili eğilme rijitliği değeri azalır ve brüt kesit rijitliğinden daha düşük değere sahip olur. Bu nedenle kolon ucu dönmesi engelleme katsayılarının hesabında kirişler için çatlamış kesit, kolonlar için tüm (çatlamamış) kesit eylemsizlik momentleri kullanılır. Daha kesin bir hesap yapılmamışsa, çatlamış kesit eylemsizlik momenti, çatlamamış kesit eylemsizlik momentinin yarısı kadar alınabilir. Tablalı kiriş eylemsizlik momenti hesabında, tabla da göz önüne alınmalıdır. Tablalı kesitlerin tabla dikkate alınmadan dikdörtgen kesit olarak hesaplanan eylemsizlik momenti yaklaşık olarak çatlamış kesit eylemsizlik momenti olarak alınabilir. Kirişsiz döşemelerde kiriş yerine döşemenin kolon şeridi göz önüne alınmalıdır. Çatlamış kesit eylemsizlik momenti olarak kolon şeridinin brüt eylemsizlik momentinin yarısı alınabilir.

### 7.9.5 Narinliğin İhmal Edilebileceği Durumlar

TS500'de aşağıdaki sınırlar altında kalan kolonlarda narinlik etkisinin göz ardı edilebileceği, yani bu kolonların narin olmayan kolon olarak hesaplanabileceği belirtilmektedir.

a) Yanal ötelenmesi önlenmiş kat kolonlarında,

$$(kL/i) \leq 34 - 12(M_1 / M_2) \leq 40 \quad (7.58)$$

b) Yanal ötelenmesi önlenmemiş kat kolonlarında,

$$(kL/i) \leq 22 \quad (7.59)$$

Burada  $M_1$  ve  $M_2$ , her bir yük birleşimi için yapısal çözümlerden elde edilen kolon uç momentleridir ( $M_1 \leq M_2$ ).  $M_1$  ve  $M_2$  kolonun aynı yüzünde basınç oluşturuyorsa (tek eğrilikli kolon), ( $M_1 / M_2$ ) oranı pozitif, tersi durumlarda (çift eğrilikli kolon) bu oran negatif alınır.

### 7.9.6 Moment Büyütme Yöntemi

Narin kolonların hesabının, ikinci mertebe etkileri içeren yapısal çözümlerden elde edilen iç kuvvetlere göre yapılması gerçekçi bir yaklaşım olur. İkinci mertebe etkileri içeren yapısal çözümlerde iç kuvvetler şekil değiştirmiş sistem üzerinde hesaplanır. Çözümlemede şekil değiştirmeler ve yerdeğiştirmeler, betonarmenin doğrusal elastik olmayan gerçek davranışına göre belirlenir; elemanların gerçek eğilme rijitlikleri kullanılır ve zamanla oluşan şekil değiştirmeler göz önüne alınır. Böyle bir çözümleme sonucu elde edilen momentler yanal yerdeğiştirmelerden oluşan ek momentleri içerdiği için kesit hesapları bu

Yanal ötelenmesi önlenmemiş kat kolonlarının her biri için ayrıca bireysel  $\beta$  değerleri de hesaplanır. Bu hesaplarda  $C_m = 1.0$  alınmalıdır. Hesap momentinin bulunmasında,  $\beta$  ve  $\beta_s$  değerlerinden büyük olanı kullanılır ( $M_d = \beta M_2$  ve  $M_d = \beta_s M_2$  den büyük olanı). Her iki yönde moment etkisindeki kolonlarda, her iki yöndeki momentler de ilgili doğrultudaki  $\beta$  katsayısı ile çarpılmalıdır.

$$\left( \frac{\ell_k}{i} \right) > \frac{35}{\sqrt{\frac{N_d}{f_{ck} A_c}}} \quad (7.65)$$

olan kolonların hesap momentinin bulunmasında,  $\beta$  ve  $\beta_s$  değerlerinin çarpımı kullanılır ( $M_d = \beta\beta_s M_2$ ). Bu bağıntılardaki kolon burkulma yükleri Euler denklemiyle hesaplanır.

$$N_k = \frac{\pi^2 (EI)}{\ell_k^2} \quad (7.66)$$

Betonarme bir kolonun eğilme rijitliğini kesin olarak belirlemek oldukça zordur. Bilindiği gibi  $EI$ 'yi aksenal yükün düzeyi, betonun çatlaması, betonun doğrusal olmayan davranışı ve sünme gibi değişkenler etkilemektedir. Tüm bu nedenlerden dolayı TS500'de, etkili eğilme rijitliği için alt sınır olan ve güvenli yönde sonuçlar vermesi beklenen iki yaklaşık bağıntı verilmektedir.

$$EI = \frac{0.2E_c I_c + E_s I_s}{1 + R_m} \quad (7.67)$$

$$EI = \frac{0.4E_c I_c}{1 + R_m} \quad (7.68)$$

Bu denklemlerde  $E_c$  ve  $E_s$  beton ve donatı çeliğinin elastisite modünü,  $I_c$  ve  $I_s$  brüt beton kesiti ve donatı alanının, kesit ağırlık merkezine göre eylemsizlik momentleridir. Bu iki denklemden birincisi daha doğru sonuçlar vermekle birlikte, boyuna donatı oranının 0.01-0.02 olduğu kolonlar için güvenilir bir alt sınır olan ikinci denklem kullanım kolaylığı nedeniyle tercih edilebilir. Donatı oranının büyük olduğu veya narinliğin büyük olduğu durumlarda eğilme rijitliğinin hesabında donatının da göz önüne alınması uygun olacaktır.

Sünme sonucu eğilme rijitliğindeki azalmayı gösteren  $R_m$  sünme oranı yanal ötelenmenin önlenmiş veya önlenmemiş olmasına göre iki farklı şekilde hesaplanır.

Yanal ötelenmesi önlenmemiş sistemde  $R_m$  tüm kat için kesme kuvvetleri cinsinden Denk.(7.69) ile hesaplanır.

$$R_m = \frac{\sum V_{gd}}{\sum V_d} \quad (7.69)$$

Burada  $\sum V_{gd}$  kat kolonlarında tasarım kesme kuvvetinin kalıcı yükten kaynaklanan bölümünün toplamını,  $\sum V_d$  kat kolonları tasarım kesme kuvvetlerinin toplamını göstermektedir. Eğer kolonlara toprak itkisi gibi

kalıcı bir yatay yük etkimiyorsa  $\sum V_{gd} = 0$  olacağından  $R_m = 0$  olarak elde edilir. Bu durumda güvenli tarafta kalmak üzere  $R_m \geq 0.5$  alınması önerilmektedir [12].

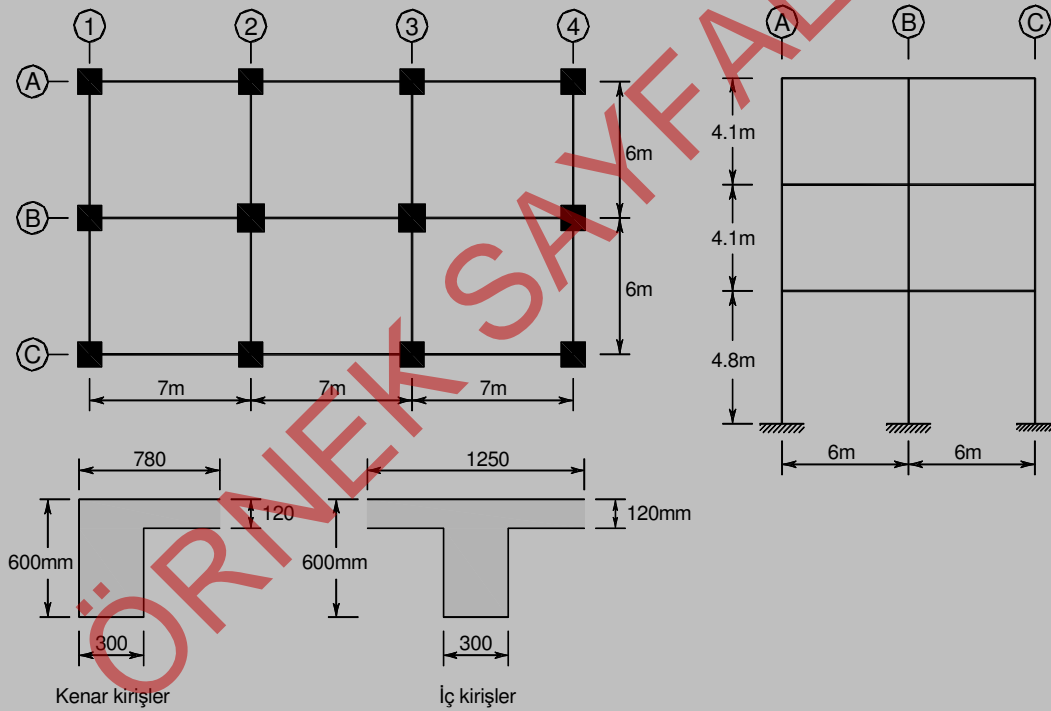
Yanal ötelenmesi önlenmiş kat kolonlarında ise  $R_m$

$$R_m = \frac{N_{gd}}{N_d} = \frac{1.4N_g}{N_d} \quad (7.70)$$

bağıntısı kullanılarak hesaplanır.

İki eksenli doğrultusunda eğilme taşıyan basınç elemanları için her iki doğrultudaki momentler  $\beta$  katsayıları ile ayrı ayrı büyütülmeli ve hesapta bu momentler esas alınmalıdır.

Örnek 7-16



Şekilde gösterilen taşıyıcı sistem  $G + Q + E$  yük birleşimi için çözülmüş ve tabloda verilen iç kuvvetler elde edilmiştir.

Zemin kattaki B2 kolonu için gerekli donatıyı hesaplayınız.

C35 / B420C  $d' = 40mm$

# DÖŞEMELER

# BÖLÜM 8

## 8.1 Genel

Yapılarda, kirişler, taşıyıcı duvarlar, perdeler veya doğrudan doğruya kolonlar arasındaki alanı kapatan, iki boyutlu düzlemsel taşıyıcı elemanlar döşeme olarak adlandırılır. Döşemelerin görevi, belirli bir alanı kapatmanın yanı sıra, üzerlerine etkiyen yükleri mesnetlendikleri taşıyıcı duvarlara, kirişlere, kolonlara veya perdelere güvenli biçimde aktarmaktır. Döşemeler, düşey yükleri taşımanın yanı sıra deprem, rüzgar gibi yatay yüklerden oluşan düzlem içi çeşitli zorlamaları bir elemandan diğerine aktarma görevini de üstlenebilirler.

Betonarme döşemeler çeşitli ölçütlere göre sınıflandırılabilir. Uygulamada kullanılan başlıca döşeme türleri

- Kirişli plak döşemeler
- Kirişsiz plak döşemeler
- Dişli Döşemeler

olarak sınıflandırılabilir, Şekil 8-1.

Döşeme kalınlıkları döşeme üzerindeki yüklere, açıklıklara ve döşeme taşıyıcı sistemlerinin türüne bağlı olarak belirlenmektedir.

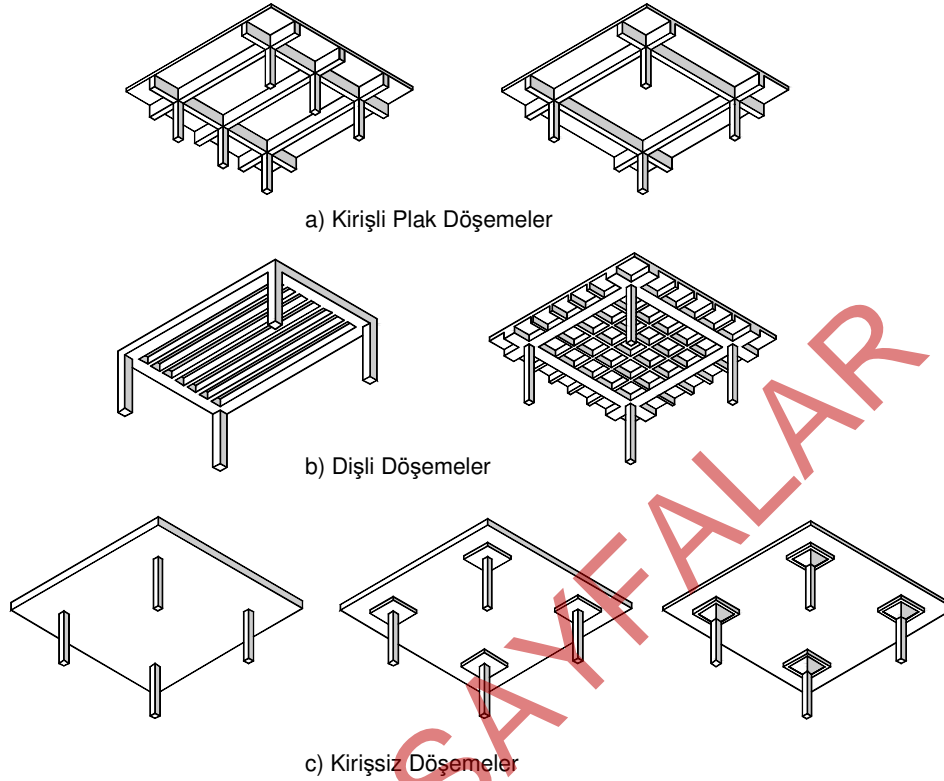
## 8.2 Kirişli Plak Döşemeler

Plak döşemeler, uzunluğu ve genişliği kalınlıklarına göre oldukça büyük olan dolu gövdeli yüzeysel taşıyıcılardır. Döşemeye mesnetlik yapan elemanların kirişler olduğu plak döşemelere, kirişli plak döşeme adı verilmektedir. Bu tür döşemeler, döşeme çevresinde bulunan ve mesnetlik yapan kirişler, kolonlar ile çerçeve oluşturduklarından yatay ve düşey yüklerin taşınmasında tercih edilirler.

Düzgün yayılı yük etkisindeki kirişlere mesnetli bir plak döşemede, yük her iki doğrultuda iletilerek mesnetlik yapan kirişlere aktarılır. Yükün birbirine dik olan iki doğrultuda dağılmasına döşemenin mesnetlenme koşulları ve kenarlarının oranı etkili olur.

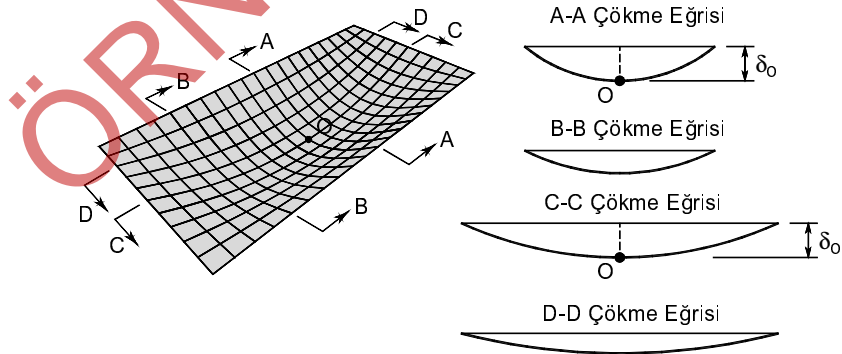
Plak döşemeler yüksek dereceden hiperstatik iki boyutlu sistemler olduğundan iç kuvvetlerin kesin olarak elde edilmesi pratik olmamaktadır. Uygulamada, mühendislik bakımından yeterli yaklaşıklıkta sonuç veren yaklaşık ve daha kolay yöntemler kullanılır.

Döşemeler genellikle dört kenarlarından mesnetli olurlar. Dikdörtgen şekilli, dört kenarı boyunca mesnetlenmiş, düzgün yayılı yük taşıyan plak döşemelerde çökme yüzeyi Şekil 8-2'dekine benzer olarak oluşur. Bu çökme yüzeyi incelendiğinde uzun doğrultuda eğriliklerin küçük olduğu, kısa doğrultuda ise eğriliklerin daha büyük olduğu gözlemlenir.



Şekil 8-1 Döşeme Türleri

Eğilme momentleri eğrilik ile orantılı olduğundan eğilme momentlerinin kısa doğrultuda daha büyük olacağı sonucuna ulaşılır. Şekil 8-2 üzerinde A-A ile B-B ve C-C ile D-D kesitlerinin karşılaştırılmasından kısa ve uzun açıklık boyunca oluşan momentlerin döşeme ortasından mesnetlere doğru azaldığı gözlemlenir.



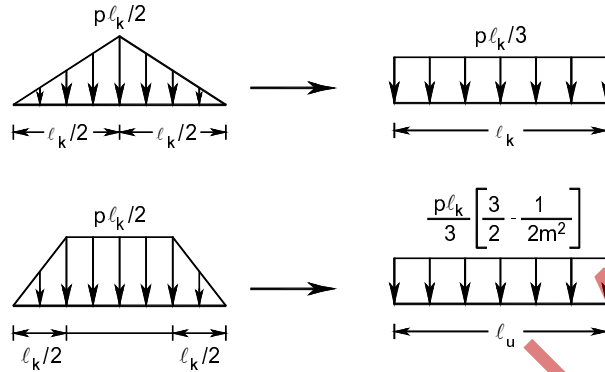
Şekil 8-2 Düzgün yayılı yük etkisinde plak döşemede çökme yüzeyi

Tablo 8-2 Dört Kenarından Oturan Çift Doğrultuda Donatılı Dikdörtgen Plakların  $\alpha$  Moment Katsayıları

Döşemenin mesnetlenme koşulları ve Momentin yeri		Kısa Açıklık								Uzun Açıklık
		1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.75	2.0	Her m için
1	DÖRT KENAR SÜREKLİ									
	Sürekli kenarda negatif moment	0.033	0.040	0.045	0.050	0.054	0.059	0.071	0.083	0.033
2	BİR KENAR SÜREKSİZ									
	Sürekli kenarda negatif moment	0.042	0.047	0.053	0.057	0.061	0.065	0.075	0.085	0.042
3	İKİ KOMŞU KENAR SÜREKSİZ									
	Sürekli kenarda negatif moment	0.049	0.056	0.062	0.066	0.070	0.073	0.082	0.090	0.049
4	İKİ KISA KENAR SÜREKSİZ									
	Sürekli kenarda negatif moment	0.056	0.061	0.065	0.069	0.071	0.073	0.077	0.080	----
5	İKİ UZUN KENAR SÜREKSİZ									
	Sürekli kenarda negatif moment	----	----	----	----	----	----	----	----	0.056
6	ÜÇ KENAR SÜREKSİZ									
	Sürekli kenarda negatif moment	0.058	0.065	0.071	0.077	0.081	0.085	0.092	0.098	0.058
7	DÖRT KENAR SÜREKSİZ									
	Açıklık ortasında pozitif moment	0.044	0.049	0.054	0.058	0.061	0.064	0.069	0.074	0.044
7	DÖRT KENAR SÜREKSİZ									
	Açıklık ortasında pozitif moment	0.050	0.057	0.062	0.067	0.071	0.075	0.081	0.083	0.050

Kirişli döşeme sisteminde açıklıkların birbirinden çok farklı olmadığı ve hesap yükünün düzgün yayılı yük kabul edilebildiği durumda TS500 de verilen yaklaşık yöntem kullanılarak kesit eğilme momentleri hesaplanabilir. Bu yaklaşık yöntemde döşemeler tek tek ele alınmaktadır. Bu yöntemde önemli olan döşeme kenarlarının sürekli olup olmamasıdır ve hesaplanan açıklık momentleri komşu döşeme açıklıklarından bağımsız olarak hesaplanmaktadır. Döşemenin kısa doğrultuda net açıklığı  $\ell_{sn}$  olmak üzere

bağıntılar Şekil 8-10'de gösterilmektedir. Mesnet momentlerini yeter doğrulukta veren bu dönüştürme bağıntıları, açıklık momenti ve kesme kuvveti için üçgen ve yamuk yükten elde edilenlere göre farklı sonuç verirler.



Şekil 8-10 Yük dönüştürme

Tablo 8-3 Çift doğrultuda çalışan plalarda  $\chi_k$  katsayıları [11]

$m$									
1.0	0.500	0.714	0.286	0.500	0.833	0.167	0.667	0.333	0.500
1.1	0.594	0.785	0.369	0.594	0.880	0.226	0.745	0.423	0.594
1.2	0.675	0.838	0.453	0.675	0.912	0.293	0.806	0.509	0.675
1.3	0.741	0.877	0.533	0.741	0.935	0.364	0.851	0.588	0.741
1.4	0.793	0.906	0.606	0.793	0.951	0.434	0.885	0.658	0.793
1.5	0.835	0.927	0.669	0.835	0.962	0.503	0.910	0.717	0.835
1.6	0.868	0.942	0.724	0.868	0.970	0.567	0.929	0.766	0.868
1.7	0.893	0.954	0.770	0.893	0.977	0.626	0.944	0.807	0.893
1.8	0.913	0.963	0.808	0.913	0.981	0.677	0.955	0.840	0.913
1.9	0.929	0.970	0.839	0.929	0.985	0.723	0.963	0.867	0.929
2.0	0.941	0.976	0.865	0.941	0.988	0.762	0.970	0.889	0.941

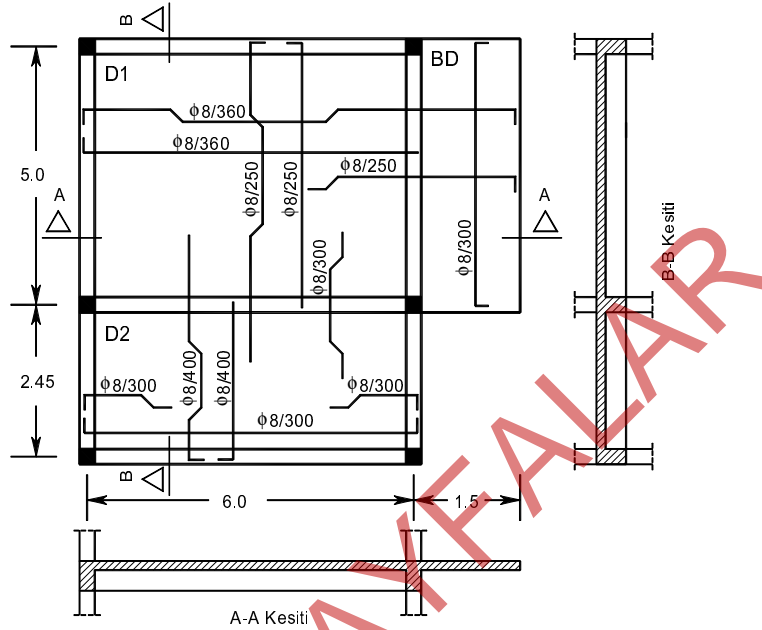
### 8.2.2.1 Donatıyla İlgili Kurallar

TS500'de iki doğrultuda çalışan döşemelerin donatıları için öngörülen koşullara göre her bir doğrultuda 0.0015'den az olmamak koşuluyla iki doğrultudaki donatı oranları toplamı S220 için 0.004, S420 ve S500 için 0.0035'den az olamaz.

Donatı gerilmelerinde düzgün bir yayılış elde edilmesi için donatı aralıkları  $s \leq 1.5h_f$ , 200mm (kısa açıklık doğrultusunda), 250mm (uzun açıklık doğrultusunda) koşullarını sağlamalıdır.

$$A_{sd} = \frac{A_s}{5} = \frac{334}{5} = 67 \text{ mm}^2$$

Seçilen donatı  $\phi 8 / 300 \text{ mm}$  ( $168 \text{ mm}^2$ ) (Kesitin üstüne yerleştirilecek)



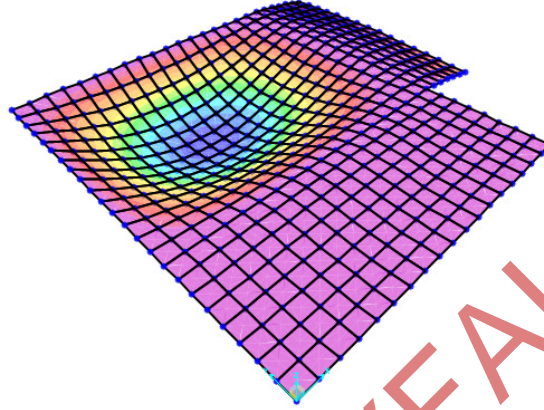
SAP2000

Örnek 8-2'de verilen sistem SAP2000 programı ile çözülecektir.

- SAP2000 programını çalıştırınız.
- Birim bölümünden kN,m,C seçiniz.
- Menüde File-New Model seçeneğini seçiniz.
- Ekranı gelen ileti kutusunda Grid Only seçeneğini seçiniz.
  - Number of Grid Lines bölümünde
    - X Direction kutucuğuna 3 yazınız.
    - Y Direction kutucuğuna 3 yazınız.
    - Z Direction kutucuğuna 1 yazınız.
  - Grid Spacing bölümünde
    - X Direction kutucuğuna 6 yazınız.
    - Y Direction kutucuğuna 5 yazınız ve OK düğmesine basınız
- Menüde Define-Coordinate System/Grids seçeneğini seçiniz.
- Ekranı gelen ileti kutusunda Modify/Show System... düğmesine basınız.
- Display Grids as bölümünde Spacing seçeneğini seçiniz.
- X Grid Data bölümünde ikinci satırdaki Spacing değerini 1.5 olarak değiştiriniz.
- Y Grid Data bölümünde ilk satırdaki Spacing değerini 2.45 olarak değiştiriniz ve OK düğmesine basınız.
- X-Y Plan görünümünün bulunduğu sol pencereye tıklayarak aktif duruma getiriniz.
- Menüde Define-Materials... seçeneğini seçiniz.
  - Add New Material... düğmesine basınız.
  - Region açılır listesinden User seçeneğini,
  - Material Type açılır listesinden Concrete seçeneğini seçiniz ve OK düğmesine basınız.
  - Material Name and Display Color kutucuğuna C20 yazınız.
  - Weight per Unit Volume kutucuğuna 25 yazınız.
  - Modulus of Elasticity, E kutucuğuna 28000000 yazınız

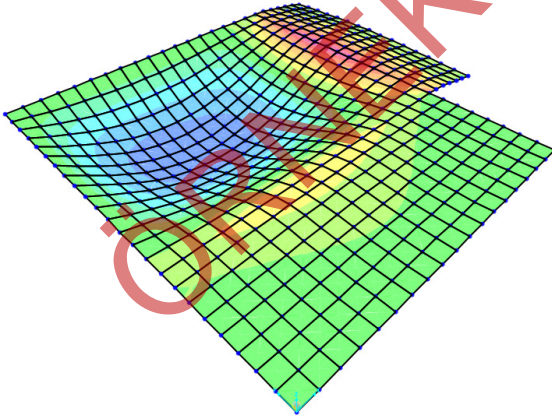


- Ekranaya gelen ileti kutusunda Case/Combo Name açılır listesinden 1.4G+1.6Q seçeneğini seçiniz.
- Contour Options bölümünde Draw Contours on Objects seçeneğini seçiniz.
- Scaling bölümünde User Defined seçeneğini seçiniz ve kutucuğa 250 yazınız.
- Contour Component açılır listesinden Resultant seçeneğini seçiniz ve OK düğmesine basınız.
- Ekranaya renk ölçekleri ile şekildeğiştirilmiş durum gelecektir.

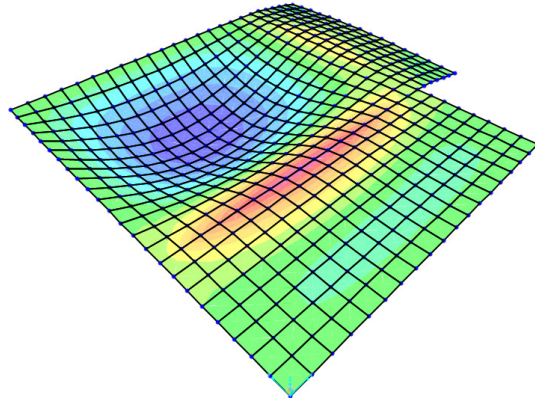


Şekildeğiştirilmiş durum

- Menüde Display>Show Forces/Stresses–Shells seçeneğini seçiniz.
- Ekranaya gelen ileti kutusunda
  - Case/Combo Name açılır listesinden 1.4G+1.6Q seçeneğini seçiniz.
  - X yönündeki eğilme momentlerini görmek için Component bölümünde M11 seçeneğini seçiniz.
  - Miscellaneous Options bölümünde Show Deformed Shape seçeneğini seçili duruma getiriniz ve OK düğmesine basınız.



M11 (X yönü eğilme momentleri)



M22 (Y Yönü eğilme momentleri)

Bu çözümde mesnetlerin çökmediği varsayımı ile sonlu eleman modeli oluşturulmuştur. Klasik çözümde de bu varsayım kullanılmaktadır. Döşemelerin sistemin diğer elemanları (kolon, kiriş vb.) ile birlikte modellenmesi durumunda iç kuvvetlerin dağılımında farklılıklar oluşabileceği hatırdta tutulmalıdır. Aşağıdaki tabloda klasik çözüm

sonuçları ile SAP2000 sonuçları verilmiştir. Sonuçların yakın olduğu görülmektedir. SAP2000 sonuçları mesnetlerde mesnet yüzündeki değerler olarak alınmıştır.

Döşeme	Yön	Yer	Moment (kNm/m)	Moment (kNm/m) SAP2000
D1	X	Açıklık	10.5	10.4
D1/BD	X	Mesnet	13.9	16.3
D1	Y	Açıklık	13.4	13.9
D2	Y	Açıklık	5.32	3.2
D1/D2	Y	Mesnet	15.8	16.2

### 8.3 Bir doğrultuda çalışan dişli döşemeler

Dişli döşemeler serbest aralıkları 700mm'yi geçmeyen kirişler ve ince bir tabladan oluşan döşeme sistemidir. Bu tür döşemelerde dişlerin arası boş bırakılabileceği gibi, taşıyıcı olmayan dolgu malzemesi ile de doldurulabilir. Döşemedeki dişler ve üzerlerindeki tabla birlikte döküldüklerinde bu iki eleman birlikte çalışacağından, dişli döşemelerin açıklık kesitleri tablalı kesit olarak boyutlandırılabilir. Tabla genişliği olarak iki diş eksenindeki uzaklık alınmalıdır.

Sürekli dişli döşemelerin tasarım momentleri, mesnetlerinde serbestçe dönebilen sürekli kiriş gibi hesaplanabilir. Komşu iki açıklık için  $\ell_{\min} / \ell_{\max} \geq 0.8$  ve  $q / g \leq 2.0$  olduğu durumlarda Şekil 8-6'de bir doğrultuda çalışan döşemeler için verilen moment katsayıları kullanılabilir. Benzer şekilde mesnet momenti  $\Delta M = Va / 3$  kadar azaltılarak mesnet yüzü eğilme momenti hesaplanır. Bu hesapta göz önüne alınacak  $a$  mesnet genişliği değeri dişli döşeme toplam yüksekliğinin iki katından fazla olamaz ( $a \leq 2h$ ).

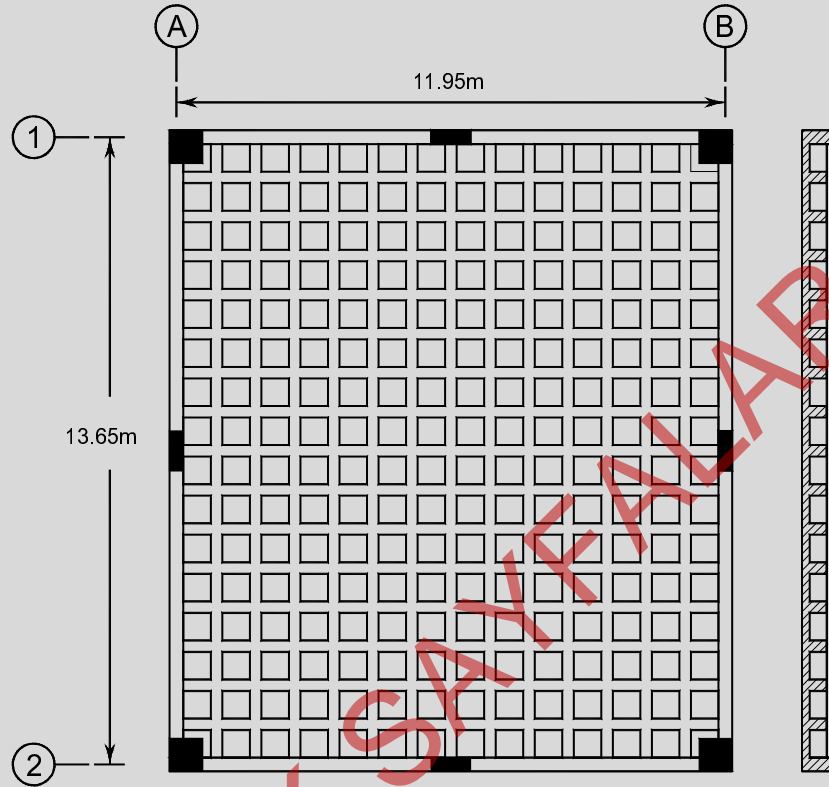
Bir doğrultuda çalışan dişli döşemelerin açıklığı 4 m den fazla ise, taşıyıcı dişlere dik, en az aynı boyutta enine dişler düzenlenmesi gereklidir. Açıklığın 4 m ile 7 m arasında olduğu durumlarda bir enine diş, açıklığın 7 m den büyük olduğu durumlarda ise iki enine diş düzenlenmelidir. Enine dişler, açıklığı olabildiğince eşit bölmelidir. Diğer dişlerle aynı kesite ve donatıya sahip olan bu enine dişler, esas dişlerin birlikte çalışmalarını sağlarlar. Dişlere dik doğrultudaki şerit yükler (bölme duvar vb) hesaplarda her bir diş üzerinde tekil yük olarak dikkate alınmalıdır. Bu tür yükün büyüklüğü fazla olduğunda, yük altında enine bir diş yapılmalıdır.

Dişli döşemelerde en büyük tasarım kesme kuvveti  $V_d$  nin, kesit kesme çatlama dayanımı  $V_{cr}$  değerini aşmaması amaçlanmalıdır. Bu kuralın sağlanamadığı durumlarda, kirişlerin kesme dayanımı ile ilgili olarak öngörülen bütün kurallara uyulmalıdır.

Bir doğrultuda çalışan dişli döşemelerde dişler arasındaki serbest Aralık 700 mm den fazla olamaz. Tablanın kalınlığı serbest diş Aralığının 1/10 undan ve 50 mm den, diş genişliği ise 100 mm den az olamaz. Toplam diş yüksekliğinin (plakla birlikte) serbest açıklığa oranı, basit mesnetli tek açıklıklı döşemelerde 1/20, sürekli döşemelerde 1/25, konsollarda ise 1/10 dan az olamaz.

Dişli döşemelerde yük aktarımı dişlerin olduğu doğrultudadır. Dişlere mesnetlik yapan kirişlerin yüksekliği en az diş yüksekliği kadar olmalıdır. Dişlerin döşemenin uzun kenarına paralel yerleştirilmesi tercih edilir. Burada amaç kısa açıklığa sahip kirişlerin mesnetlik yapması sağlanarak kiriş iç kuvvetlerinin daha düşük çıkmasının sağlanmasıdır. Böylece küçük yüklere sahip dişin açıklığı büyük olurken, dişlerin mesnetlendiği ve döşeme yükünü taşıyan kirişlerin açıklıkları küçük olur ve daha az zorlanırlar. Ancak, bir döşeme sisteminde dişlerin doğrultusunu döşeme gözünden gözüne değiştirmek, dişlerin sürekliliğini bozacağından ve mesnetlik yapan kirişlerde ek burulma momenti oluşturacağından önerilmemektedir.

## Örnek 8-5



Şekilde verilen iki doğrultuda çalışan dışı döşeme sisteminde gerekli donatıları belirleyiniz.

Malzeme: C30/S420

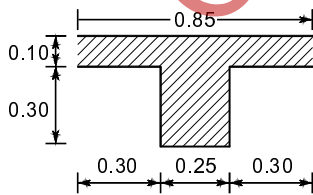
$d' = 30\text{mm}$

$g_{\text{kaplama+sıva}} = 1.5\text{kN/m}^2$

Hareketli yük  $q = 3.5\text{kN/m}^2$

Çözüm:

Dişler arası net açıklık 0.6m, dişlerin üzerindeki plak kalınlığı 0.10m, diş toplam yüksekliği 0.4m, diş gövde genişliği 0.25m olarak seçilecektir. Bu durumda etkili tabla genişliği 0.85m olarak oluşur.



Yüklerin belirlenmesi:

Döşeme plağı  $0.85 \cdot 0.58 \cdot 0.10 \cdot 25 = 1.81\text{kN}$

Denklemden  $p_d = 1.4g + 1.6q$  arttırılmış yükünü,  $\ell_2$  hesap yönüne dik açıklığı,  $\ell_n$  hesap yapılan doğrultudaki serbest açıklığı ifade etmekte olup, kolon yüzünden kolon yüzüne olan uzaklıktır. Bu değer hiçbir zaman  $0.65\ell_1$  değerinden az alınmaz.

Verilen  $M_o$  momentinin açıklık ve mesnet momentleri olarak paylaşılması aşağıdaki gibi yapılır.

İç Açıklıklarda,	Açıklık momenti	$= 0.35M_o$
	Mesnet momenti	$= 0.65M_o$
Kenar Açıklıklarda,	Dış mesnet momenti	$= 0.30M_o$
	İç mesnet momenti	$= 0.70M_o$
	Açıklık momenti	$= 0.50M_o$

Tasarımda göz önüne alınacak mesnet momenti, mesnet yüzünde hesaplanır.

Çözümleme yapılan doğrultuya dik doğrultuda, perde gibi elemanlar kullanılarak döşemenin dış mesnedinde ankastrelik sağlanıyorsa, o açıklığa ait mesnet momentleri  $0.65M_o$ , açıklık momenti de  $0.35M_o$  alınır. Mesnedin iki yüzündeki momentlerin farklı olduğu durumlarda, kesit hesapları için büyük olan moment kullanılır.

Hesaplanan momentlerin kolon şeridine dağıtılması aşağıdaki gibi yapılmalıdır.

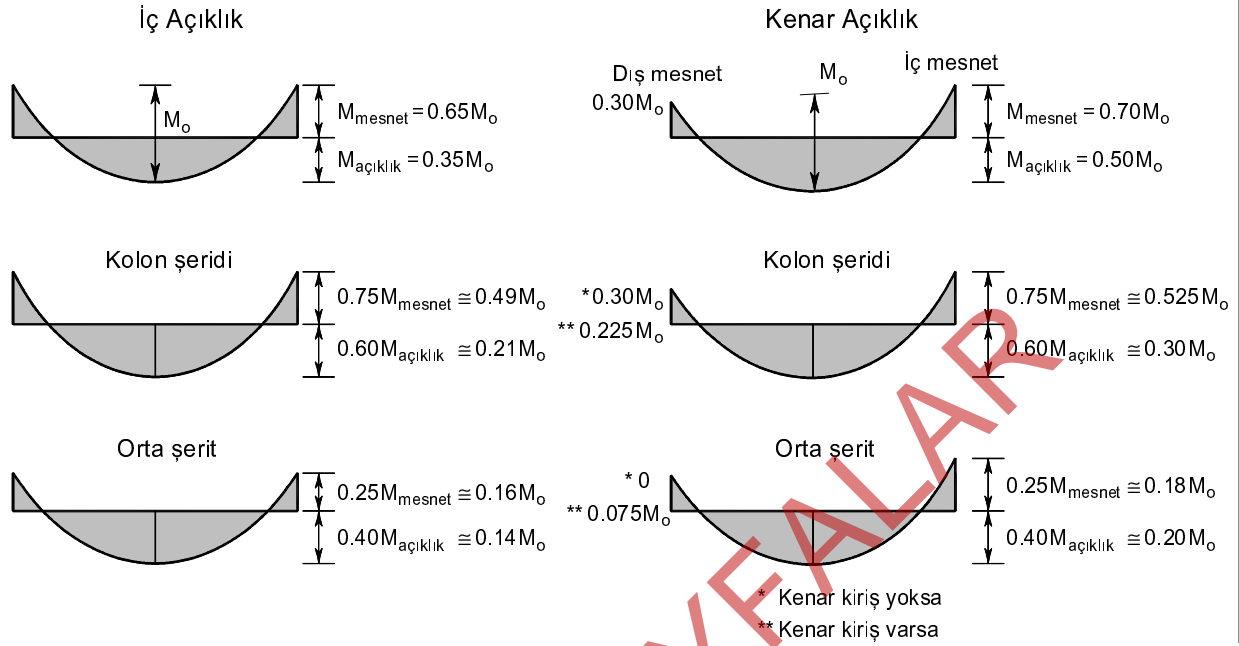
- İç mesnetlerde, yukarıda hesaplanan toplam mesnet momentinin % 75 i kolon şeridine verilmelidir.
- Kenar mesnetlerde, çözüm yapılan doğrultuya dik kenar kirişi yoksa yukarıda hesaplanan toplam kenar mesnet momentinin tümü kolon şeridine aktarılmalıdır.
- Kenar kiriş varsa, kolon şeridine toplam mesnet momentinin % 75 i aktarılmalıdır.
- Açıklıklarda, yukarıda hesaplanan toplam açıklık momentinin % 60 ı kolon şeridine aktarılmalıdır.

Hesaplanan momentlerin orta şerite dağıtılması aşağıdaki gibi yapılmalıdır.

- Orta şerit momentleri, toplam moment ile kolon şeridi momentleri arasındaki fark olarak alınmalıdır.
- Yukarıdaki yöntem kullanılarak bulunan kolon ve orta şeride ait mesnet ve açıklık momentlerinde en çok  $\pm 10$  oranında değişiklik yapılabilir. Ancak, yapılan bu değişiklikler sonucu döşeme plağı için hesaplanan toplam statik momentinde hiçbir değişikliğe neden olunmamalıdır.
- Birdöküm sistemlerde, döşeme mesnetini oluşturan kolon ve duvarlar, döşeme üzerine etkileyen tasarım yüklerinden oluşacak momentlere karşı yeterli dayanıma sahip olmalıdır. Bu momentler, zımbalama hesabında göz önüne alınmalıdır. İç mesnetlerde daha kesin hesap yapılmadığı durumlarda, Denk.(8.7) ile belirlenen moment, o mesnetteki alt ve üst kolonlar arasında eğilme rijitliklerine göre paylaşılmalıdır.

$$M = 0.07 \left[ (p_g + 0.5p_q) \ell_2 \ell_n^2 - p'_g \ell'_2 \ell_n'^2 \right] \quad (8.7)$$

Bu denklemden,  $p'_g$ ,  $\ell'_2$  ve  $\ell_n'^2$  komşu açıklıklardan kısa olanına ait değerleri göstermektedir.



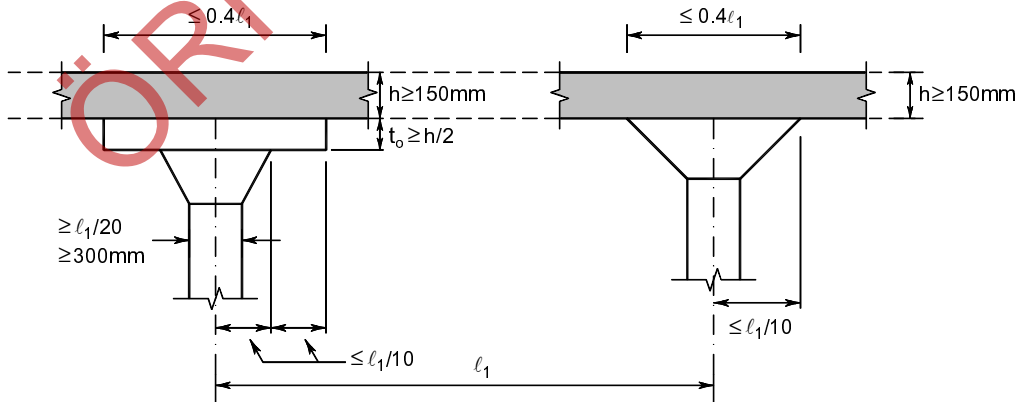
Şekil 8-14 Kirişsiz döşemelerde basitleştirilmiş yöntem moment katsayıları

Kirişsiz döşemeler diğer döşemeler gibi aşırı sehim önlemek amacıyla belirli bir rijitliğe sahip olmalıdır. Bu amaçla kirişsiz döşeme kalınlığı Denk (8.8) verilen koşulları sağlamalıdır.

$$h \geq \frac{\ell_\ell}{30}; 200\text{mm} \quad (8.8)$$

Burada  $\ell_\ell$  döşemenin uzun doğrultuda, mesnet eksenleri arasında kalan açıklığını göstermektedir.

Kirişsiz döşemelerde plak ve kolonların moment aktaracak bağlantısını sağlamak için kolon kesitinin açıklık doğrultusundaki genişliği, aynı doğrultudaki eksen açıklığının 1/20'sinden ve 300 mm'den az olmamalıdır. Tabla ve başlık için gerekli koşullar Şekil 8-15'de gösterilmiştir.



Şekil 8-15 Kirişsiz döşemede kolon ve başlık boyutları

### 8.5.1 Donatıyla İlgili Kurallar

Kirişsiz döşemelerde, her bir doğrultuda 0.0015 den az olmamak koşuluyla, iki doğrultudaki donatı oranlarının toplamı, S220 için 0.004, S420 ve S500 için 0.0035 den az olamaz. Donatı aralığı ise, tablasız döşeme kalınlığının 1.5 katından ve kısa doğrultuda 200 mm, uzun doğrultuda 250 mm den fazla olamaz.

### 8.5.2 Zımbalama Dayanımı:

Kirişsiz plak döşemelerde, döşeme kalınlığının belirlenmesinde genellikle döşeme ile kolon birleşiminde yükün döşemeden kolona aktarılması sırasında oluşan gerilmelerin büyüklüğü belirleyici olmaktadır. Eğer döşeme çevresinde kenar kirişi yoksa bu durum kenar bölgelerde daha da kritik olur. Kolon yakına bölgede döşeme içerisinde oluşan kayma gerilmeleri ve dolayısıyla asal çekme gerilmeleri betonun çekme dayanımını aşarak zımbalama adı verilen ani ve gevrek bir kırılmaya neden olabilir. Gerekli güvenlik, zımbalama çevresinde zımbalama dayanımının ( $V_{pr}$ ), tasarım zımbalama kuvvetine ( $V_{pd}$ ) eşit veya ondan daha büyük olması ile sağlanır.

Zımbalama sonucu oluşacak kırılma yüzeyi Şekil 8-16'de gösterilmektedir. Hesaplarda zımbalama yüzeyi, kırılma yüzeyinin basitleştirilerek başlıksız durumda kolon yüzünden  $d/2$  uzaklıktaki döşeme kesit alanı olarak alınmaktadır. Zımbalama çevresi  $u_p$  bu alanın plan görünümü çevresidir.

$$V_{pr} \geq V_{pd} \quad (8.9)$$

Zımbalama kuvveti  $V_{pd}$ , çevresi  $u_p$  olan kesite etkiyen kesme kuvvetidir. Bu durumda

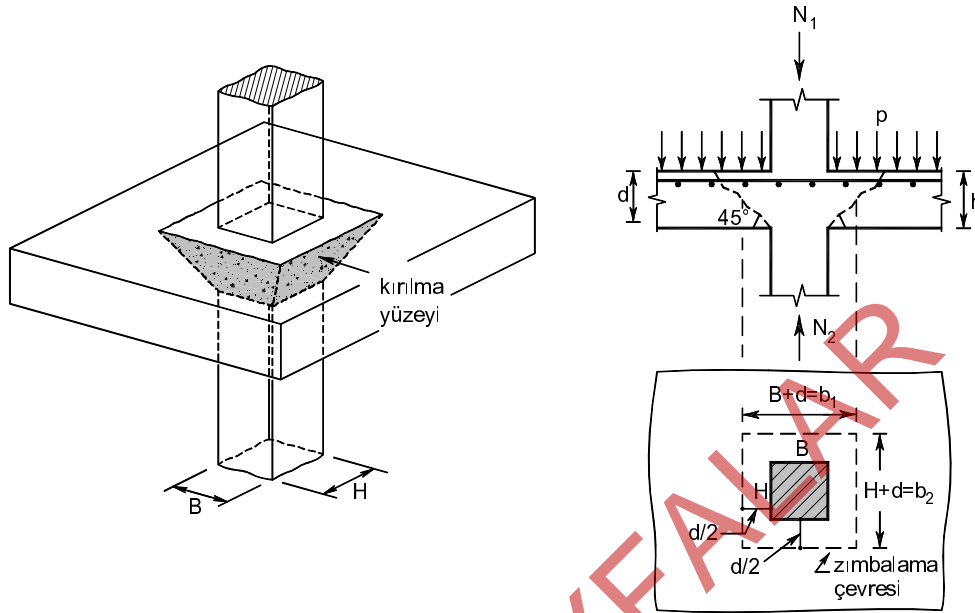
$$V_{pd} = F_d - F_a = F_d - p \cdot (b + d) \cdot (h + d) \quad (8.10)$$

olarak hesaplanır. Bu denklemde  $F_d = N_2 - N_1$  ilgili katta alt ve üst kolon eksenel kuvvetleri farkını,  $F_a$  zımbalama çevresinin ( $u_p$ ) içinde kalan plak yüklerinin toplamını göstermektedir.  $F_d$  değeri hesaplarda kolon etkili yük alanındaki yüklerin toplamı olarak alınabilir. Söz konusu kesitin zımbalama dayanımı (taşıyabileceği kesme kuvveti) ise

$$V_{pr} = \gamma f_{ctd} u_p d \quad (8.11)$$

olarak hesaplanır. Bu denklemde  $\gamma$  zımbalamada eğilme etkisini gösteren katsayıdır.

Şekil 8-18'de iç kolon ve kenar kolonda kesme kuvveti ve eğilme momenti etkisinde zımbalama çevresinde oluşan kayma gerilmelerinin değişimi gösterilmiştir. Eğilme momentinin kayma gerilmesiyle aktarılan kısmı kritik kesitin bir tarafında gerilmeleri artırırken diğer tarafta azaltmaktadır. Deneysel çalışmalarda dengelenmemiş momentin yaklaşık %40'ının kayma gerilmeleri, geri kalan %60'ının ise eğilme nedeniyle döşeme kesitinde oluşan normal gerilmeler ile kolona aktarıldığı belirlenmiştir.



Şekil 8-16 Zımbalamada kırılma yüzeyi

Plağa aktarılan dengelenmemiş kolon momenti etkisinin daha güvenilir yöntemlerle hesaplanmadığı durumlarda, eğilme etkisi aşağıdaki  $\gamma$  katsayılarıyla hesaba katılır.

Eksenel yükleme durumunda

$$\gamma = 1.0 \quad (8.12)$$

Dışmerkezli yükleme durumunda

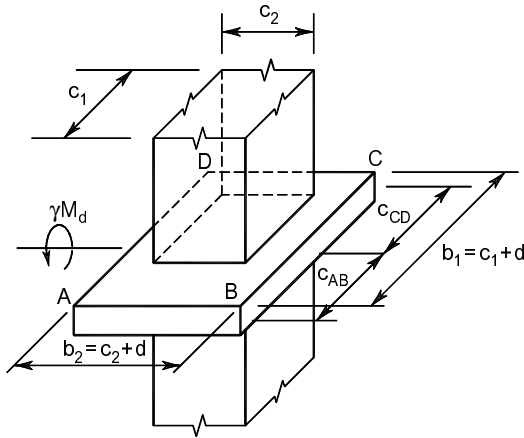
$$\gamma = \frac{1}{1 + \eta \frac{e}{W_m} u_p d} \quad \eta = \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{b_2}{b_1}}}$$

Burada  $W_m$ ,  $u_p$  zımbalama çevresinin içinde kalan alanın dayanım momentini,  $b_1$  ve  $b_2$ ,  $b_1$  dışmerkezlik yönünde boyut olmak üzere  $u_p$  zımbalama çevresini içine alan en küçük dikdörtgen boyutlarını,  $d$  iki doğrultudaki yararlı yüksekliklerin ortalamasını göstermektedir.

Döşeme kenarında veya köşesinde olmayan kolonlar için  $\gamma$  dikdörtgen yük alanları veya kolonlar için Denk.(8.13), dairesel kolonlar için Denk.(8.14) ile daha basit olarak ifade edilebilir.

$$\gamma = \frac{1}{1 + 1.5 \frac{e_x + e_y}{\sqrt{b_x b_y}}} \quad (8.13)$$

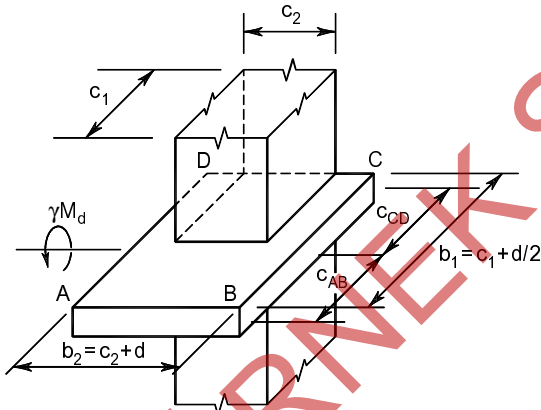
$$\gamma = \frac{1}{1 + \frac{2e}{d + d_o}} \quad (8.14)$$



Şekil 8-19 İç kolon kritik kesit özellikleri

$$J_c = J_{c1} + J_{c2} \quad J_c = \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d)d^3}{6} + \frac{(c_2 + d)(d)(c_1 + d)^2}{2}$$

Kenar kolon için (Şekil 8-20 (Moment vektörü kenara paralel))

Şekil 8-20 Kenar kolon kritik kesit özellikleri  
(Moment kenara paralel)

$$1 \text{ adet } (c_2 + d) \text{ yüzeyi için } J_{c2} = I_{xx} \quad I_{xx} = (c_2 + d)(d)(c_{AB})^2 \quad J_c = J_{c1} + J_{c2}$$

İç kolon için (Şekil 8-19)

$$\text{Kritik kayma alanı } A_c = (2c_1 + 2c_2 + 4d)d$$

$$\text{Ağırlık merkezi } c_{AB} = c_{CD} = \frac{c_1 + d}{2}$$

Kutupsal atalet momenti

$$2 \text{ adet } (c_1 + d) \text{ yüzeyi için } J_{c1} = I_{xx} + I_{yy}$$

$$I_{xx} = \frac{2d(c_1 + d)^3}{12} \quad I_{yy} = \frac{2(c_1 + d)d^3}{12}$$

$$2 \text{ adet } (c_2 + d) \text{ yüzeyi için } J_{c2} = I_{xx}$$

$$I_{xx} = 2(c_2 + d)d \left( \frac{c_1 + d}{2} \right)^2$$

$$\text{Kritik kayma alanı } A_c = (2c_1 + c_2 + 2d)d \quad \text{Ağırlık}$$

$$\text{merkezi } c_{AB} = \frac{d \left( c_1 + \frac{d}{2} \right)^2}{A_c}$$

Kutupsal atalet momenti

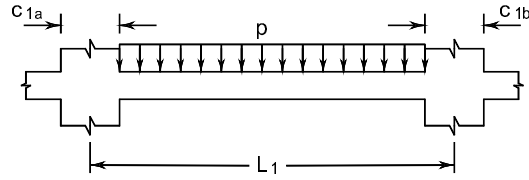
$$2 \text{ adet } \left( c_1 + \frac{d}{2} \right) \text{ yüzeyi için } J_{c1} = I_{xx} + I_{yy}$$

$$I_{xx} = \frac{d \left( c_1 + \frac{d}{2} \right)^3}{6} + 2d \left( c_1 + \frac{d}{2} \right) \left[ \frac{\left( c_1 + \frac{d}{2} \right)}{2} - c_{AB} \right]^2$$

$$I_{yy} = \frac{2 \left( c_1 + \frac{d}{2} \right) d^3}{12} = \frac{\left( c_1 + \frac{d}{2} \right) d^3}{6}$$



Tablo 8-4 Başlıksız döşeme plakları için moment dağıtma sayıları



Kolon Boyutu		Ankastrelik $M^A = \alpha p \ell_2 \ell_1^2$		Rijitlik Katsayısı		Taşıma Katsayısı	
$c_{1a} / \ell_1$	$c_{1b} / \ell_1$	$\alpha_a$	$\alpha_b$	$k_{ab}$	$k_{ba}$	$TK_a$	$TK_b$
0.00	0.00	0.083	0.083	4.00	4.00	0.500	0.500
	0.05	0.083	0.084	4.01	4.04	0.504	0.500
	0.10	0.082	0.086	4.03	4.15	0.513	0.499
	0.15	0.081	0.089	4.07	4.32	0.528	0.498
	0.20	0.079	0.093	4.12	4.56	0.548	0.495
	0.25	0.077	0.097	4.18	4.88	0.573	0.491
	0.30	0.075	0.102	4.25	5.28	0.603	0.484
0.05	0.05	0.073	0.107	4.33	5.78	0.638	0.478
	0.10	0.084	0.084	4.05	4.05	0.503	0.503
	0.15	0.083	0.086	4.07	4.15	0.513	0.503
	0.20	0.081	0.089	4.11	4.33	0.528	0.501
	0.25	0.080	0.092	4.16	4.58	0.548	0.499
	0.30	0.078	0.096	4.22	4.89	0.573	0.494
	0.35	0.076	0.101	4.29	5.30	0.603	0.489
0.10	0.10	0.074	0.107	4.37	5.80	0.638	0.481
	0.15	0.085	0.085	4.18	4.18	0.513	0.513
	0.20	0.083	0.088	4.22	4.36	0.528	0.511
	0.25	0.082	0.091	4.27	4.61	0.548	0.508
	0.30	0.080	0.095	4.34	4.93	0.573	0.504
	0.35	0.078	0.100	4.41	5.34	0.602	0.498
0.15	0.15	0.075	0.105	4.50	5.85	0.637	0.491
	0.20	0.086	0.086	4.40	4.40	0.526	0.526
	0.25	0.084	0.090	4.46	4.65	0.546	0.523
	0.30	0.083	0.094	4.53	4.98	0.571	0.519
	0.35	0.080	0.099	4.61	5.40	0.601	0.513
0.20	0.20	0.078	0.104	4.70	5.92	0.635	0.505
	0.25	0.088	0.088	4.72	4.72	0.543	0.543
	0.30	0.086	0.092	4.79	5.05	0.568	0.539
	0.35	0.083	0.097	4.88	5.48	0.597	0.532
0.25	0.25	0.081	0.102	4.99	6.01	0.632	0.524
	0.30	0.090	0.090	5.14	5.14	0.563	0.563
	0.35	0.088	0.095	5.24	5.58	0.592	0.556
0.30	0.30	0.085	0.100	5.36	6.12	0.626	0.548
	0.35	0.092	0.092	5.69	5.69	0.585	0.585
0.35	0.35	0.090	0.097	5.83	6.26	0.619	0.576
0.35	0.35	0.095	0.095	6.42	6.42	0.609	0.609

$$b_1 = b_2 = c_1 + d = 450 + 220 = 670 \text{ mm}$$

$$u_p = 2(b_1 + b_2) = 2680 \text{ mm}$$

$$f_{ctd} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$e = 0.4 \frac{M_2 - M_1}{N_2 - N_1} = 0.4 \frac{24}{695} = 0.014 \text{ m} \quad e_{\min} = 15 \text{ mm} + 0.03h = 15 + 0.03 \cdot 450 = 28.5 \text{ mm} > e = 14 \text{ mm}$$

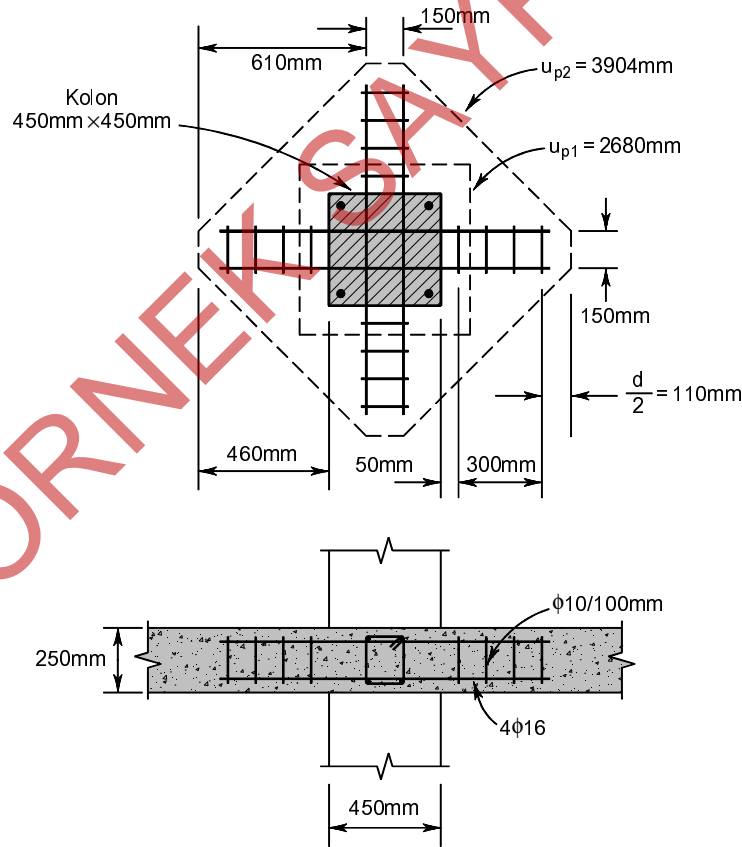
$$\gamma = \frac{1}{1 + 1.5 \frac{e_x + e_y}{\sqrt{b_x b_y}}} = \frac{1}{1 + 1.5 \frac{28.5 + 28.5}{\sqrt{670 \cdot 670}}} = 0.88$$

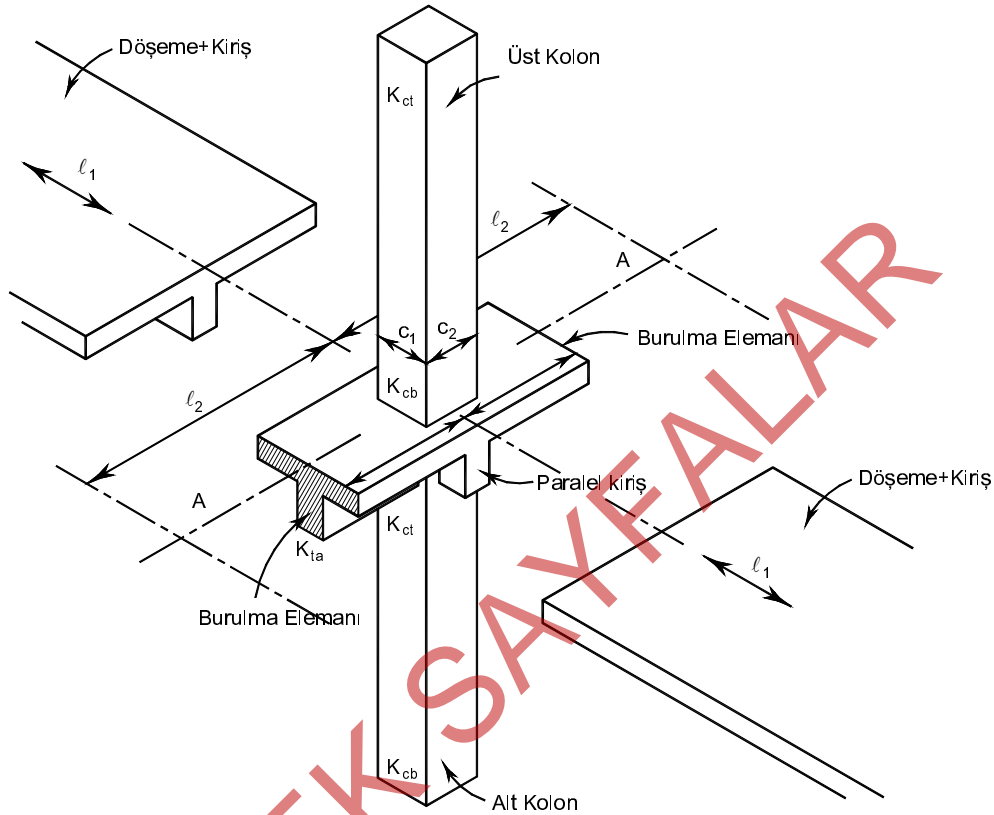
$$V_{pr} = \gamma f_{ctd} u_p d = 0.88 \cdot 1.25 \cdot 2680 \cdot 220 \cdot 10^{-3} = 648.8 \text{ kN} < 688 \text{ kN}$$

Zımbalama dayanımı yetersiz olduğundan zımbalama donatısı kullanılacaktır.

Zımbalama donatısı kullanıldığında izin verilen en büyük dayanım

$$1.5V_{pr} = 1.5 \cdot 648.8 = 973 \text{ kN} > 688 \text{ kN}$$

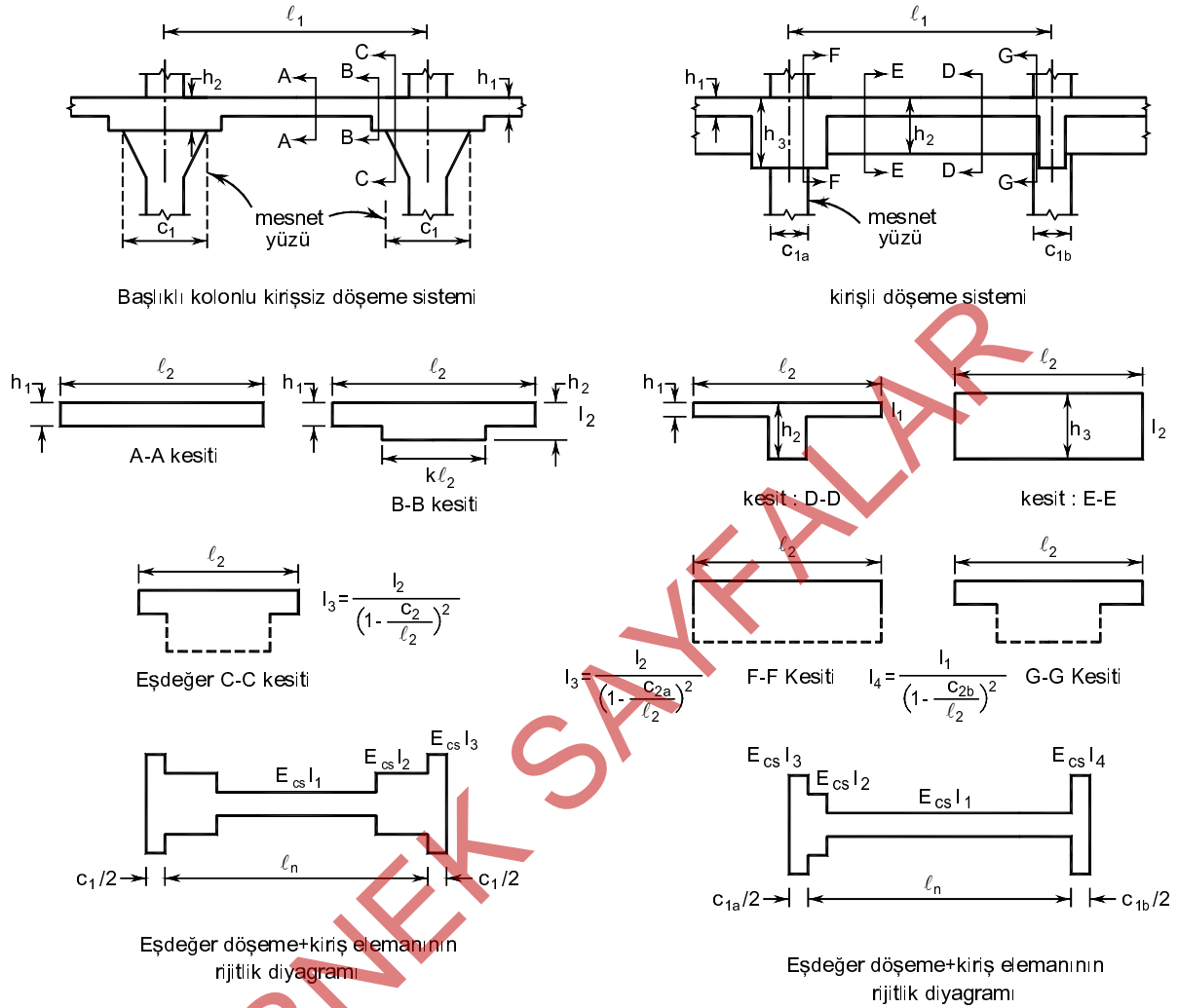




Şekil 8-29 Eşdeğer çerçeve elemanları [14]

Yatay olan döşeme+kiriş elemanları kirişli plak döşemelerde döşeme ve kirişlerden, kirişsiz döşemelerde yalnızca döşemeden oluşurlar. Şekil 8-30 ve Şekil 8-31'da sık karşılaşılan kirişli ve kirişsiz sistemlerde yatay taşıyıcı sistemin eksenı boyunca rijitlik değişimi ve ilgili kesitler gösterilmiştir. Döşeme-kiriş sisteminin Eşdeğer rijitlik değişimini gösteren diyagramlar moment dağıtma katsayılarının ve ankastrel momentlerinin belirlenmesinde kullanılmaktadır. Eşdeğer rijitlik değişimi hesaplanırken

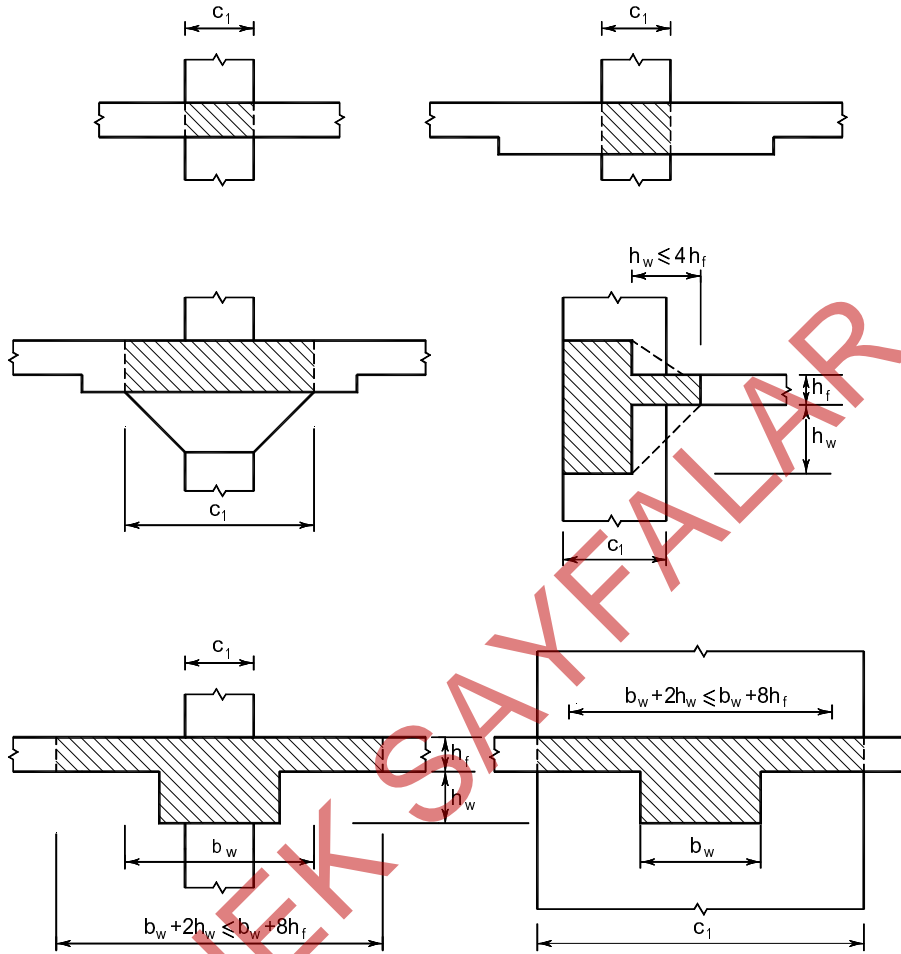
- Kesitlerin atalet momenti hesabında, donatı dikkate alınmayarak brüt beton kesit göz önüne alınmalı ve atalet momentinin taşıyıcı sistemin eksenı boyunca değişimi hesaba katılmalıdır.
- Yatay taşıyıcı sistemde kolon ve perde mesnet olarak kabul edilir. Eşdeğer çerçevede kiriş mesnet olarak kabul edilmez.
- Döşeme-kiriş elemanının mesnet yüzünden mesnet eksenine kadar olan bölgede atalet momenti, mesnet yüzündeki atalet momenti  $(1 - c_2 / l_2)^2$  katsayısına bölünerek artırılmalıdır. Burada  $c_2$  kolon veya perde kesitinin çerçeve yönüne dik boyutu,  $l_2$  ise eşdeğer çerçevenin genişliğini göstermektedir. Döşeme-kiriş elemanı boyunca atalet momenti sabit olmadığından, değişken kesitli çubuklara ait moment dağıtma katsayıları ve ankastrel momentleri kullanılır. Bu



Şekil 8-31 Döşeme ve kiriş elemanının rijitliğinin hesabı için kesitler [14]

Eşdeğer rijitlik değişimini gösteren diyagramlar, moment dağıtma katsayılarının ve ankastrelik momentlerinin hesabında kullanılmaktadır. Eşdeğer rijitlik değişimi hesaplanırken

- Kesitlerin atalet momenti hesabında donatı dikkate alınmayarak brüt beton kesit göz önüne alınmalı ve atalet momentinin kolon eksenini boyunca değişimi hesaba katılmalıdır. Başlıklı kolonlarda, atalet momentinin iki uçtaki değeri hesap edilip, ara değişim doğrusal varsayılabilir.
- Kolonun, döşeme-kiriş taşıyıcı elemanı içerisinde kalan bölümünde atalet momenti sonsuz büyük kabul edilmelidir.



Şekil 8-33 Burulma elemanının hesabında esas alınacak kesitler [14]

Bu şekilde tanımlanan kesitlerin burulma rijitlikleri Denk.(8.18) ile hesaplanmaktadır.

$$K_t = \sum \frac{9E_{cs} C}{\ell_2 (1 - c_2 / \ell_2)^3} \quad (8.18)$$

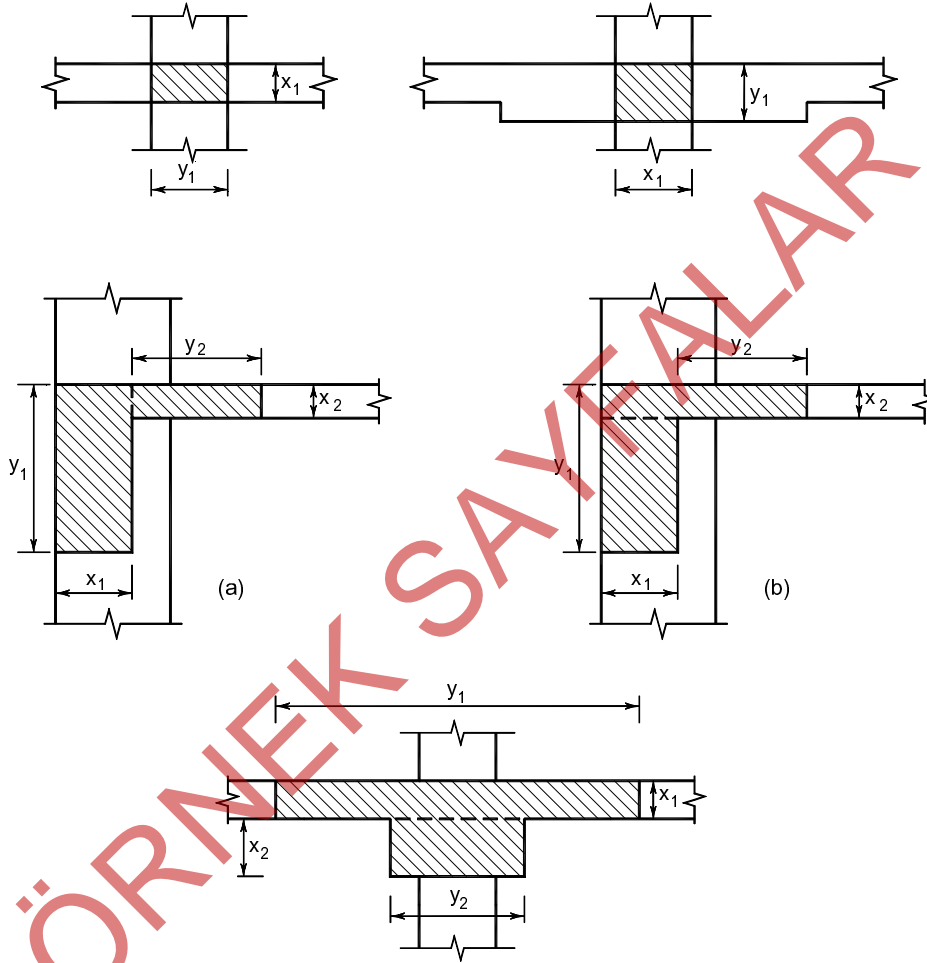
$C$  katsayısı hesaplanırken kesit dikdörtgen parçalara bölünür ve katsayıyı büyük veren bölünme şekli hesaba esas alınır, Şekil 8-34.  $C$  katsayısı  $x$  dikdörtgen kesit parçasının kısa kenarı,  $y$  uzun kenarı olmak üzere Denk. (8.19) ile hesaplanır.

$$C = \sum \left[ 1 - 0.63 \frac{x}{y} \right] \frac{x^3 y}{3} \quad (8.19)$$

Momentin hesaplandığı doğrultu olan çerçeve doğrultusunda kiriş olduğunda eşdeğer burulma rijitliği Denk.(8.20) ile hesaplanarak büyütülmelidir.

$$K_{ta} = K_t \frac{I_{sb}}{I_s} \quad (8.20)$$

Burada  $I_s$  yalnız döşeme kısmın atalet momentini,  $I_{sb}$  ise kiriş-döşeme elemanın tüm atalet momentini göstermektedir.

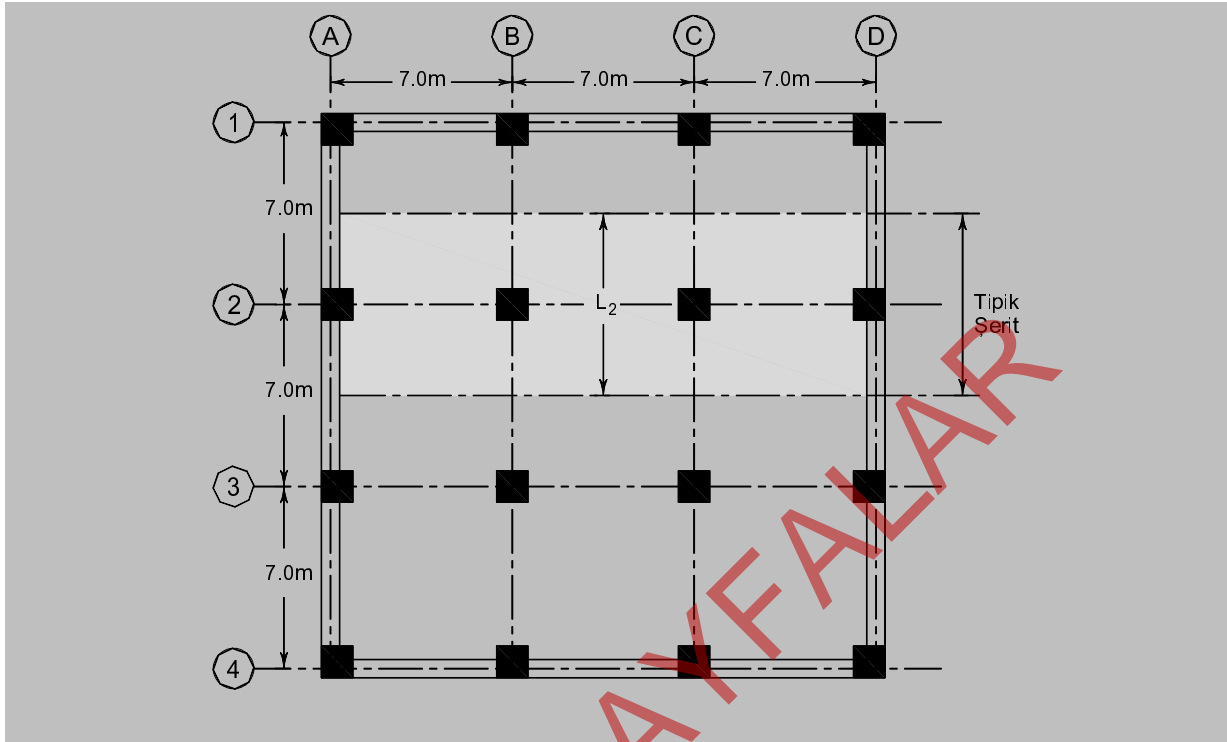


$$C = (1-0.63x_1/y_1)(x_1^3 y_1/3) + (1-0.63x_2/y_2)(x_2^3 y_2/3)$$

Şekil 8-34 Burulma elemanın boyutlarının belirlenmesi [14]

Eşdeğer Kolon Elemanları:

Eşdeğer çerçevenin hesabında burulma elemanlarının eğilme momenti dağılımına etkisi göz önüne alındığından kolon rijitlikleri bu etkileri göz önüne alacak şekilde düzenlenerek eşdeğer kolon tanımlanır. Eşdeğer kolon, düğüm noktasındaki üst ve alt kolonlar ile çerçeve düzlemine dik olarak düğüm noktasına bağlanan burulma elemanlarının birleştirilmesi ile oluşturulur. Döşeme ile birlikte çerçeve düzleminde giriş bulunması eşdeğer kolon rijitliğini etkileyecektir.



Çözüm: Başlangıçta döşeme kalınlığı 250mm seçilecektir.

$$L_2 = \frac{7.0 + 7.0}{2} = 7.0m \quad m = \frac{7.0}{7.0} = 1.0$$

$$g_{kendi} = 0.25 \cdot 25 = 6.25kN / m^2 \quad g = 6.25 + 1.0 = 7.25kN / m^2$$

$$p = 1.4 \cdot 7.25 + 1.6 \cdot 3.5 = 15.75kN / m^2$$

Zımbalama çevresi

$$b_1 = b_2 = 700 + 230 = 930mm$$

$$u_p = 4 \cdot 930 = 3720mm$$

Kolon etkili yük alanı  $7.0 \cdot 7.0 = 49m^2$

$$V_{pd} = 15.75(7.0 \cdot 7.0 - 0.93 \cdot 0.93) = 758kN$$

Eğilme etkisiyle dayanımın %20 azalacağı varsayılırsa  $\gamma = 0.8$

$$V_{pr} = 0.8 f_{ctd} u_p d = 0.8 \cdot 1.25 \cdot 3720 \cdot 230 \cdot 10^{-3} = 855.6kN > V_{pd} = 758kN$$

Döşeme kalınlığının 250mm varsayılması uygundur.

Çerçeve çözümü için kullanılacak kesit özellikleri aşağıdaki şekilde gösterilmektedir.

$$C = \sum \left[ 1 - 0.63 \frac{x}{y} \right] \frac{x^3 y}{3} = \left[ 1 - 0.63 \frac{0.25}{0.60} \right] \frac{0.25^3 \cdot 0.6}{3} + \left[ 1 - 0.63 \frac{0.25}{0.35} \right] \frac{0.25^3 \cdot 0.35}{3} = 3.31 \cdot 10^{-3} m^4$$

Kolonun iki tarafında da burulma kirişi bulunduğundan

$$K_t = \sum \frac{9E_{cs}C}{\ell_2(1-c_2/\ell_2)^3} = 2 \cdot \frac{9E_{cs} \cdot 3.31 \cdot 10^{-3}}{7.0(1-0.7/7.0)^3} = 13.6 \cdot 10^{-3} E_c$$

Kenar düğüm noktası eşdeğer rijitliği

$$\frac{1}{K_{ec}} = \frac{1}{\sum K_c} + \frac{1}{\sum K_t} = \frac{1}{2 \cdot 30.7 \cdot 10^{-3}} + \frac{1}{13.6 \cdot 10^{-3}} = \frac{89.74}{E_c}$$

$$K_{ec} = 11.1 \cdot 10^{-3} E_c$$

İç kolonların özellikleri de kenar kolon ile aynı olduğundan

$$K_c = 30.7 \cdot 10^{-3} E_c \text{ dir.}$$

Burulma elemanı

$$C = \left[ 1 - 0.63 \frac{0.25}{0.70} \right] \frac{0.25^3 \cdot 0.7}{3} = 2.83 \cdot 10^{-3} m^4$$

Kolonun iki tarafında da burulma elemanı bulunduğundan

$$K_t = \sum \frac{9E_{cs}C}{\ell_2(1-c_2/\ell_2)^3} = 2 \cdot \frac{9E_{cs} \cdot 2.83 \cdot 10^{-3}}{7.0(1-0.7/7.0)^3} = 9.98 \cdot 10^{-3} E_c$$

İç düğüm noktası eşdeğer rijitliği

$$\frac{1}{K_{ec}} = \frac{1}{\sum K_c} + \frac{1}{\sum K_t} = \frac{1}{2 \cdot 30.7 \cdot 10^{-3}} + \frac{1}{9.98 \cdot 10^{-3}} = \frac{101.82}{E_c}$$

$$K_{ec} = 9.82 \cdot 10^{-3} E_c$$

Dağıtma katsayıları

$$\text{Kenar mesnette } DK = \frac{K_d}{K_d + K_c} = \frac{5.44 \cdot 10^{-3}}{5.44 \cdot 10^{-3} + 11.1 \cdot 10^{-3}} = 0.329$$

$$\text{İç mesnette } DK = \frac{K_d}{K_d + K_c} = \frac{5.44 \cdot 10^{-3}}{5.44 \cdot 10^{-3} + 11.1 \cdot 10^{-3}} = 0.329$$

Ankastrelik momentleri

$$g = 7.25 kN / m^2 \quad p = 15.75 kN / m^2$$

Ankastrelik katsayısı  $\alpha_a = \alpha_b = 0.085$

$$M_g^A = 0.085 \cdot 10 \cdot 15 \cdot 7 \cdot 7^2 = 295.9 kNm$$

$$M_p^A = 0.085 \cdot 15.75 \cdot 7 \cdot 7^2 = 459.2 kNm$$



$$M = \left[ 0.75 + 0.30 \left( \alpha_1 \frac{\ell_2}{\ell_1} \right) \left( 1 - \frac{\ell_2}{\ell_1} \right) \right] M_d = [0.75 + 0.30(0)] = 0.75M_d$$

Kenar mesnetteki kolon şeridi payı

$$M = \left[ 1.0 - 0.1\beta_t + 0.12\beta_t \left( \alpha_1 \frac{\ell_2}{\ell_1} \right) \left( 1 - \frac{\ell_2}{\ell_1} \right) \right] M_d$$

$$M = [1.0 - 0.1 \cdot 0.18 + 0.12 \cdot 0.18(0)] M_d = 0.982M_d$$

Açıklık momenti (kenar açıklık)

$$\text{Kolon şeridi} \quad M = 0.6 \cdot 294.84 = 176.9kNm$$

$$\text{Orta şerit} \quad M = 0.4 \cdot 294.84 = 117.9kNm$$

Açıklık momenti (orta açıklık)

$$\text{Kolon şeridi} \quad M = 0.6 \cdot 258.15 = 154.9kNm$$

$$\text{Orta şerit} \quad M = 0.4 \cdot 258.15 = 103.3kNm$$

Mesnet momenti (dış mesnet)

$$\text{Kolon şeridi} \quad M = 0.982 \cdot 239.5 = 235.2kNm$$

$$\text{Orta şerit} \quad M = 0.018 \cdot 239.5 = 4.3kNm$$

Mesnet momenti (iç mesnet)

$$\text{Kolon şeridi} \quad M = 0.75 \cdot 425.4 = 319.1kNm$$

$$\text{Orta şerit} \quad M = 0.25 \cdot 425.4 = 106.4kNm$$

Hesaplanan bu eğilme momenti değerleri  $\ell_2 / 2 = 3.5m$  genişliğe etkimektedir. Birim genişliğe (1.0m) etkiyecek momentler aşağıdaki gibi elde edilir.

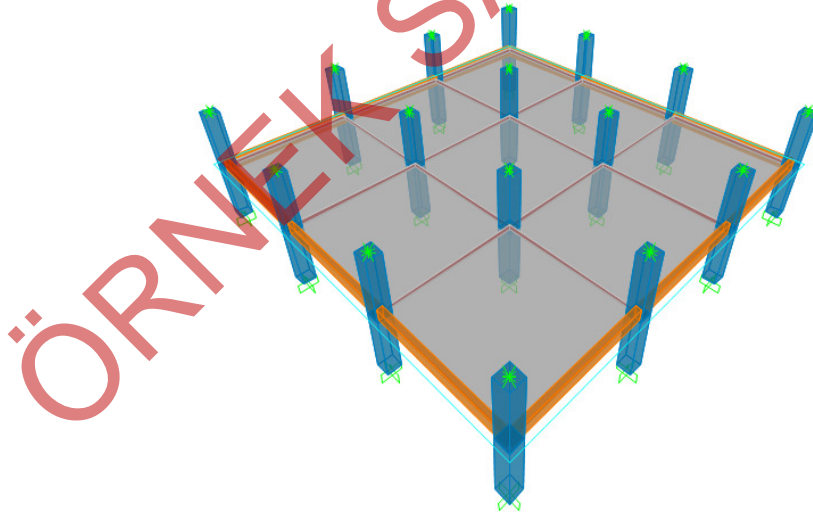
	Kolon şeridi momenti (kNm/m)	Orta şerit momenti (kNm/m)
Kenar açıklık	50.5	33.7
İç açıklık	44.3	29.5
Kenar mesnet	67.2	1.2
İç mesnet	91.2	30.4

**SAP2000**

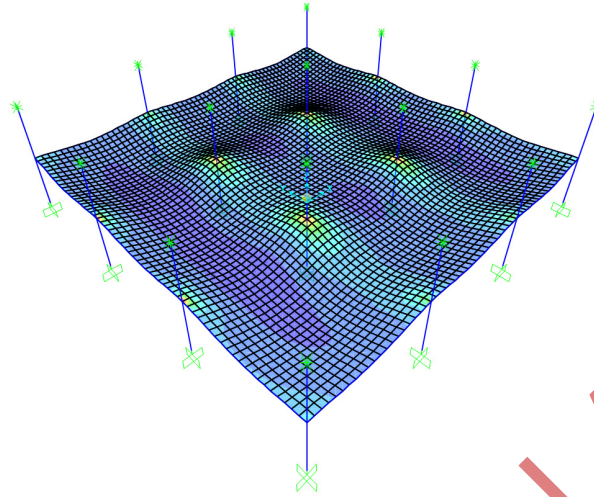
Örnek 8-7'de verilen sistem SAP2000 programı ile çözülecektir.

- SAP2000 programını çalıştırınız.
- Birim bölümünden kN,m,C seçiniz.
- Menüde File-New Model seçeneğini seçiniz.
- Ekranı gelen ileti kutusunda 3D Frames seçeneğini seçiniz.
  - 3D Frame Type açılır listesinden Flat Plate Building (kirişsiz döşemeli bina) seçeneğini seçiniz.
  - Number of Stories kutucuğuna 2 yazınız.
  - Story Height kutucuğuna 3.2 yazınız.
  - Number of Bays, X kutucuğuna 3 , Bay Width, X kutucuğuna 7 yazınız.
  - Number of Bays, Y kutucuğuna 3, Bay Width, Y kutucuğuna 7 yazınız.

- Add New Property düğmesine basınız.
- Frame Section Property Type açılır listesinden Concrete seçeneğini seçiniz.
- Rectangular seçeneğini seçiniz.
- Ekranaya gelen ileti kutusunda
  - Section Name kutucuğunu C70X70 yazınız.
  - Depth (t3) (Kesit yüksekliği) kutucuğuna 0.7
  - Width (t2) (Kesit genişliği) kutucuğuna 0.7
  - Material açılır listesinden C30 malzemesini seçiniz
  - 2 kez OK düğmesine basınız.
- Menüde Select-Select-Properties-Frame Sections seçeneğini seçiniz.
- Ekranaya gelen ileti kutusunda FSEC1 seçeneğini seçiniz ve Select düğmesine basarak tüm kolonları seçili duruma getiriniz. İleti kutusunda Close düğmesine basınız.
- Menüde Assign-Frame-Frame Sections seçeneğini seçiniz.
- Ekranaya gelen ileti kutusunda C70X70 kesitini seçiniz ve OK düğmesine basınız.
- Menüde Define-Section Properties-Area Sections... seçeneğini seçiniz.
- Ekranaya gelen ileti kutusunda Sections bölümünden ASEC1 seçeneğini seçiniz ve Modify/Show Section... düğmesine basınız.
  - Section Name kutucuğuna d25 yazınız.
  - Type bölümünde Shell-Thin seçeneğini seçiniz.
  - Material Name açılır listesinden C30 malzemesini seçiniz.
  - Thickness bölümünde Membrane ve Bending kutucuklarına döşeme kalınlığı olan 0.25 değerini yazınız ve 2 kez OK düğmesine basınız.
- Menüde View-Set Display Options seçeneğini seçiniz.
- Ekranaya gelen ileti kutusunda General Options bölümünde
  - View Type bölümünde Extrude seçeneğini seçiniz.
  - View by Colors of bölümünde Sections seçeneğini seçiniz ve Apply düğmesine basınız.
- Ekranaya sistemin hacimsel görünümü gelecektir.



- Görsel kontrolü yaptıktan sonra ekranda bulunan ileti kutusunda sırasıyla Reset Form to Default Values düğmesine ve OK düğmesine basarak hesap modeli görünümüne geri dönünüz.
- Statik yükleme türlerini tanımlamak için Menüde Define Load Patterns seçeneğini seçiniz.
- Ekranaya gelen ileti kutusunda
  - Load Pattern Name kutucuğuna G yazınız.



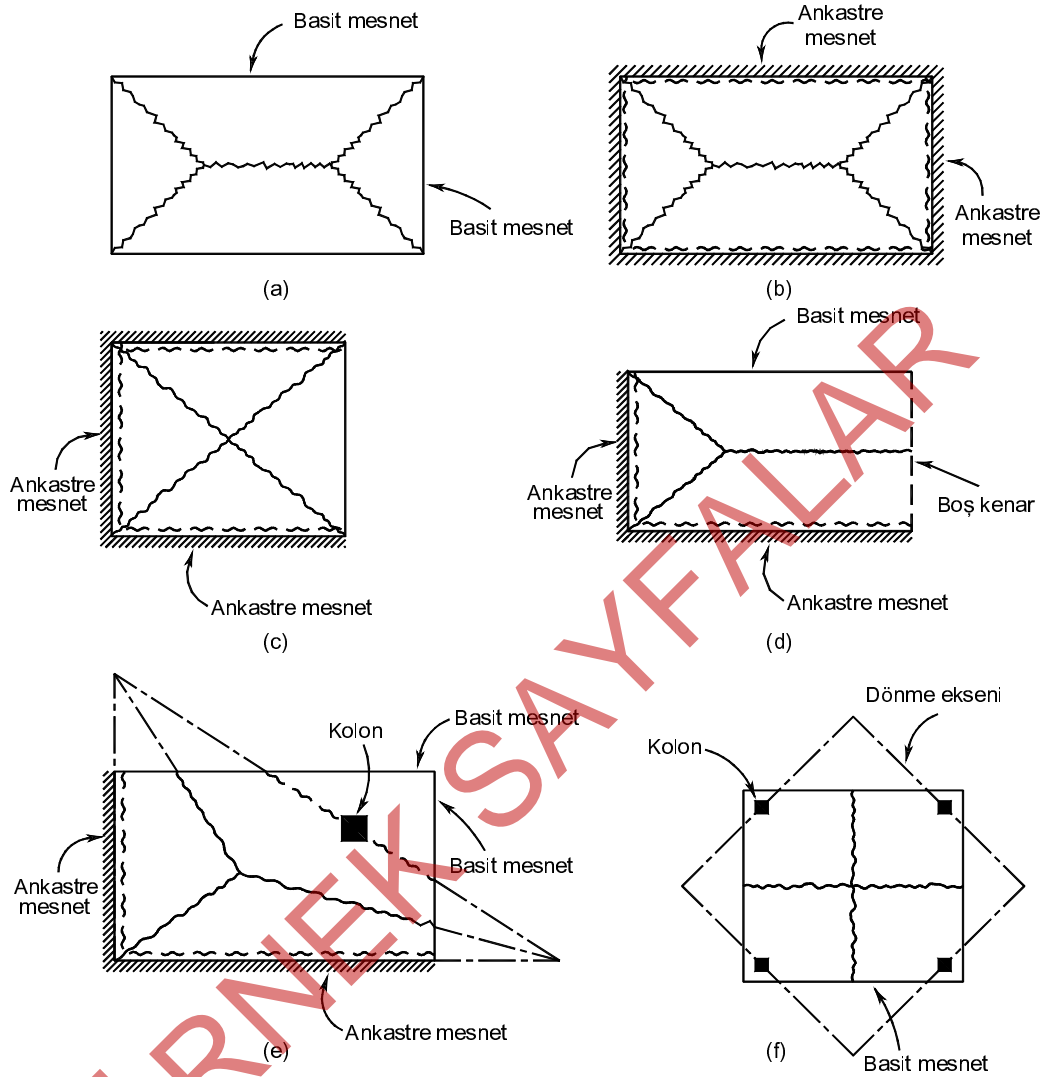
SAP2000 programı ile çözümde sonlu elemanlar yöntemi kullanıldığından kolon dolaylarında büyük iç kuvvet değerleri elde edilmektedir. Tasarımda kolon yüzü dolaylarındaki değerlerin ortalamasının kullanılması uygun olmaktadır. Klasik çözüm ile karşılaştırma amaçlı oluşturulan aşağıdaki tablodaki SAP2000 sonuçları da ilgili şerit genişliğindeki değerlerin yaklaşık ortalaması olarak belirlenmiştir.

	Kolon şeridi momenti ( $kNm / m$ )	SAP2000 kolon şeridi ( $kNm / m$ )	Orta şerit momenti ( $kNm / m$ )	SAP2000 Orta şerit ( $kNm / m$ )
Kenar açıklık	50.5	49.7	33.7	39.7
İç açıklık	44.3	39.4	29.5	25.6
Kenar mesnet	67.2	66.4	1.2	1.1
İç mesnet	91.2	102	30.4	23.4

### 8.6 Akma Çizgileri Yöntemi

Bu bölüme kadar anlatılan döşeme hesap yöntemlerinde elastik teori esas alınmaktadır. Elastik teori ile yapılan hesaplar belirli geometriye ve sınır koşullarına sahip döşemeler için mümkündür. Yapılardaki döşemeler ise genellikle bu özelliklere sahip olmadığından, tasarımlarında elastik teoriye dayalı yöntemler bazı basitleştirmeler ile yaklaşık yöntemlere dönüştürülerek kullanılmaktadır. Ayrıca elastik teoriye dayanan plak çözümünden elde edilen iç kuvvetler çatlamamış betonarme döşemeler için geçerlidir. Çatlakların oluşması ve özellikle donatının akmaya başlaması ile iç kuvvetlerin yeniden dağılımı nedeniyle döşemedeki moment dağılımı elastik plak teorisindeki dağılımdan farklılaşacaktır. Deneysel gözlemlerde güç tükenmesi durumuna yakın olan döşemelerdeki momentlerin elastik plak teorisinden elde edilenlerden oldukça farklı olduğu gözlenmiştir.

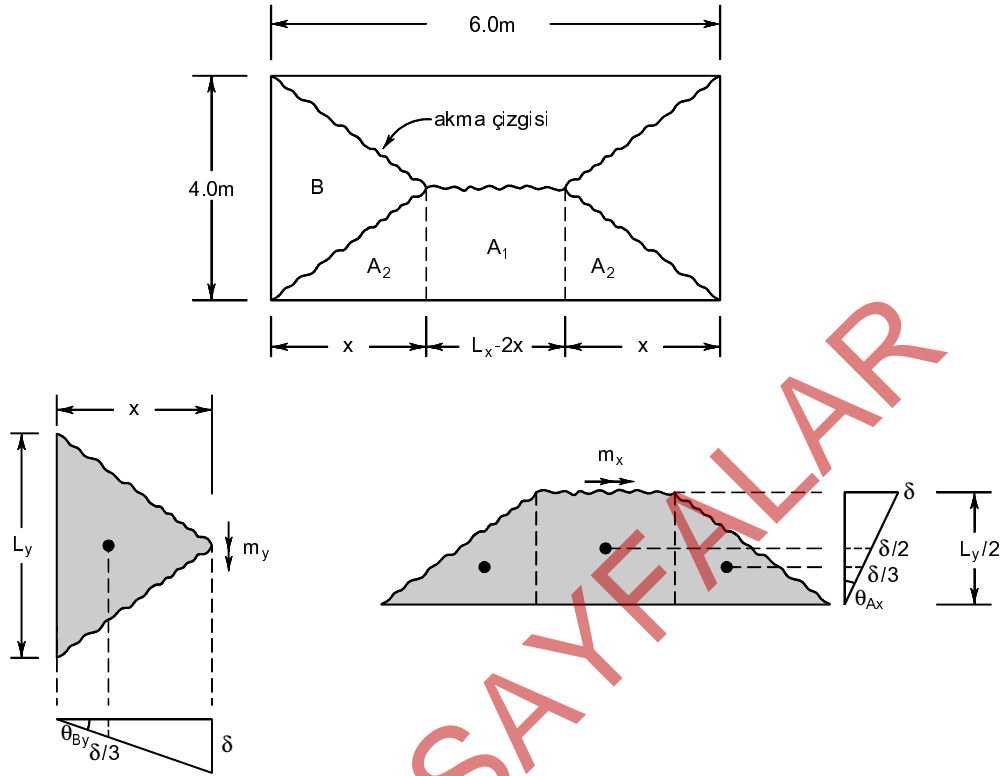
Akma çizgileri yöntemi; döşemenin güç tükenmesi durumundaki taşıma gücünü esas alan ve plastisite teorisine dayanan, deneyler ile uyumlu gerçekçi sonuçlar veren, farklı geometri ve sınır koşullarına kolaylıkla uygulanabilen bir limit analiz yöntemidir.



Şekil 8-37 Tipik akma çizgisi şekilleri

Akma çizgileri deseni belirlendikten sonra, döşemenin uygun bir noktasına birim yerdeğiştirme uygulanır. Kenarlar ve akma çizgileri arasındaki döşeme parçasının rijit cisim hareketi yaparak dönme eksenleri etrafında döndüğü varsayılır. Her bir parça için birim yerdeğiştirme nedeni ile akma çizgileri boyunca oluşan dönme açısı hesaplanır ve bu açı akma çizgisi boyunca oluşan plastik momentle çarpılarak iç kuvvetlerin işi belirlenir. Dış kuvvetlerin işi ise o parça üzerinde etkiyen toplam yük, parçanın ağırlık merkezindeki çökme ile çarpılarak belirlenir.

Döşemelere iki doğrultuda donatı yerleştirildiğinden her iki yönde birim genişlik için hesaplanan taşıma gücü momentinin belirlenmesi gerekir. Donatıya dik yönde oluşan akma çizgilerinde birim genişlikteki plastik moment kesitin taşıma gücüne eşittir ve Denk. (8.22) ile hesaplanabilir.



$$W_{iç} = W_{dış}$$

$$2 \left[ p_d (L_x - 2x) \frac{L_y}{2} \frac{\delta}{2} + 2 p_d \left( \frac{x L_y}{4} \right) \frac{\delta}{3} + p_d \left( \frac{x L_y}{2} \right) \frac{\delta}{3} \right] = 2 \left[ m_x L_x \theta_{Ax} + m_y L_y \theta_{By} \right]$$

Sayısal değerler yerine yerleştirilirse

$$\delta = 1, L_x = 6.0m, L_y = 4.0m, m_x = 14.84kNm/m, m_y = 21.96kNm/m$$

$$\frac{2}{3} p_d (18 - 2x) = 2 \left[ 14.84 \cdot 6 \cdot \frac{2}{4} + 21.96 \cdot 4 \cdot \frac{1}{x} \right] \quad p_d = \frac{131.76 + 66.78x}{9x - x^2}$$

Güç tükenmesi yükünün minimum değeri için

$$\frac{\partial p_d}{\partial x} = 0 \quad \frac{66.78(x - 2.6799)(x + 6.626)}{x^2(x - 9)^2} = 0 \quad \text{elde edilir.}$$

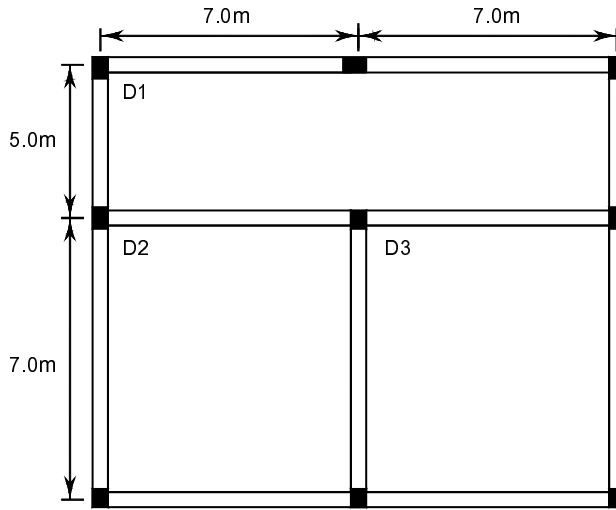
Buradan  $x = 2.68m$  ve  $p_d = 18.34kN/m^2$  olarak hesaplanır.

Benzer sonuç  $x$  uzunluğuna değerler verilerek  $p_d$ 'nin minimum olduğu durum belirlenerek ardışık yaklaşım ile de hesaplanabilir.

Diş arasındaki dolgu malzemesi birim hacim ağırlığı:  $12kN / m^3$

Ana kirişler  $b / h = 300mm / 600mm$

### Problem 8.3



Şekilde plak döşeme kalıp planı verilen sistemde döşemeler için gerekli donatıları belirleyiniz.

Malzeme: C25/S420

Kiriş boyutları  $b / h = 250mm / 600mm$

$h_{döşeme} = 140mm$   $d' = 30mm$

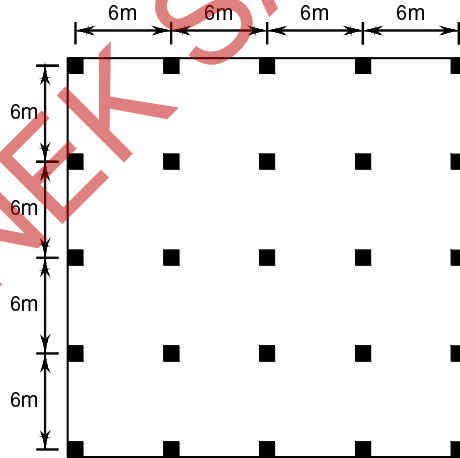
$g_{kaplama+sıva} = 1.5kN / m^2$

Hareketli yük  $q = 3.5kN / m^2$

Ana kirişler  $b / h = 300mm / 600mm$

### Problem 8.4

Verilen kirişsiz döşeme kalıp planında zımbalama kontrolünü de yaparak gerekli donatıları belirleyiniz.

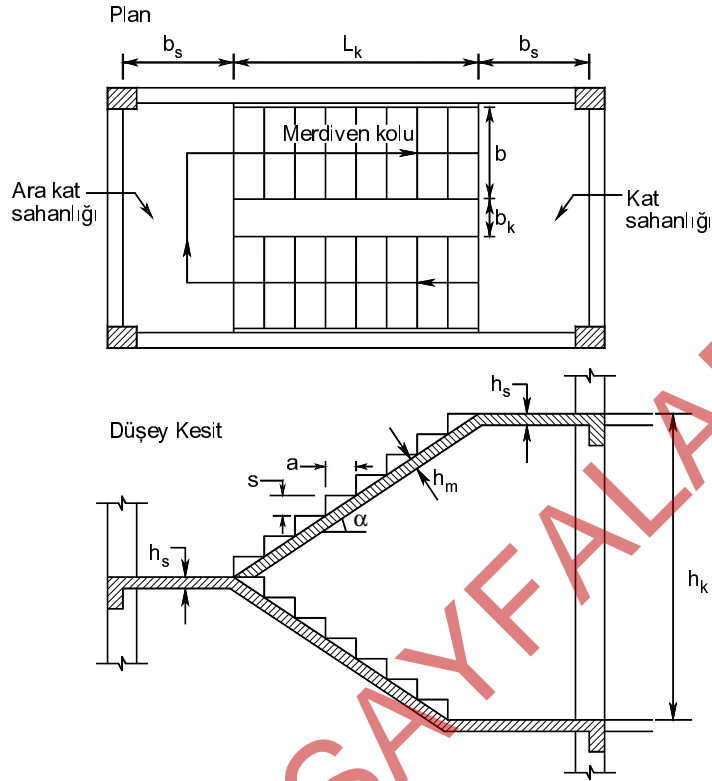


Malzeme: C30 / S420

$h_f = 250mm$   $d' = 30mm$

$g_{kaplama+sıva} = 1.5kN / m^2$

Hareketli yük  $q = 2kN / m^2$

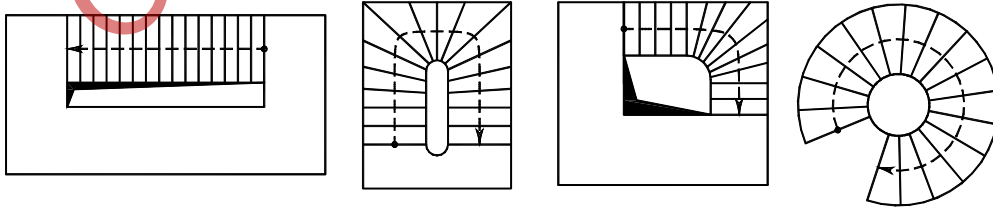


Şekil 9-1 Merdiven bölümleri

Merdiven genişliği merdivenin bir kolunun iki kenarı arasındaki uzunluktur. Merdiven genişlikleri yapının türüne bağlı olarak Tablo 9-1'den alınabilir.

Tablo 9-1 Merdiven Genişlikleri

Yapı Türü	Uygun genişlik (mm)	En küçük genişlik (mm)
Konut	1400	1200
Okul, hastane, tiyatro binaları	1500	1200
Sinemalar, toplantı salonları	2500	2200



Şekil 9-2 Merdiven türleri

Hareketli yük:  $q_m = 3.5kN / m^2$

Sahanlık Plağında;

Plak kendi ağırlığı  $0.15 \cdot 25 = 3.75kN / m^2$

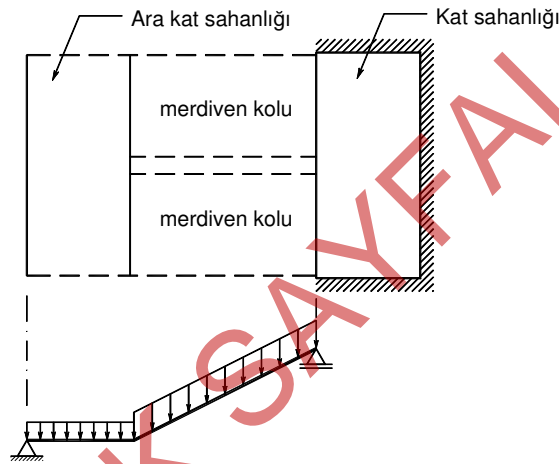
Kaplama ağırlığı  $0.05 \cdot 22 = 1.10kN / m^2$

Sıva ağırlığı  $0.02 \cdot 20 = 0.40kN / m^2$

Sabit yük:  $g_s = 5.25kN / m^2$

Hareketli yük:  $q_s = 3.5kN / m^2$

Merdiven plağı ve ara sahanlık statik ve betonarme hesabı:



Hesap Yükleri:  $p_s = 1.4 \cdot 5.25 + 1.6 \cdot 3.5 = 12.95kN / m^2$

$p_m = 1.4 \cdot 7.48 + 1.6 \cdot 3.5 = 16.07kN / m^2$

$$\sum M_A = 0 \quad V_B \cdot 4.75 = 16.07 \cdot 3.1 \cdot \left(1.65 + \frac{3.1}{2}\right) + 12.95 \cdot 1.65 \cdot \frac{1.65}{2} \quad V_B = 37.27kN / m$$

Düşey dengeden  $V_A + V_B = 16.07 \cdot 3.10 + 12.95 \cdot 1.65 = 71.19kN / m \quad V_A = 33.92kN / m$

Maksimum eğilme momentinin (kesme kuvvetinin sıfır olduğu noktanın) merdiven kolu üzerinde olduğu varsayılırsa bu noktanın sahanlık ucundan uzaklığı

$x_m = \frac{V_B}{p_m} = \frac{37.27}{16.07} = 2.32m$  olarak belirlenir.  $2.32m < 3.10m$  olduğundan varsayım geçerlidir.



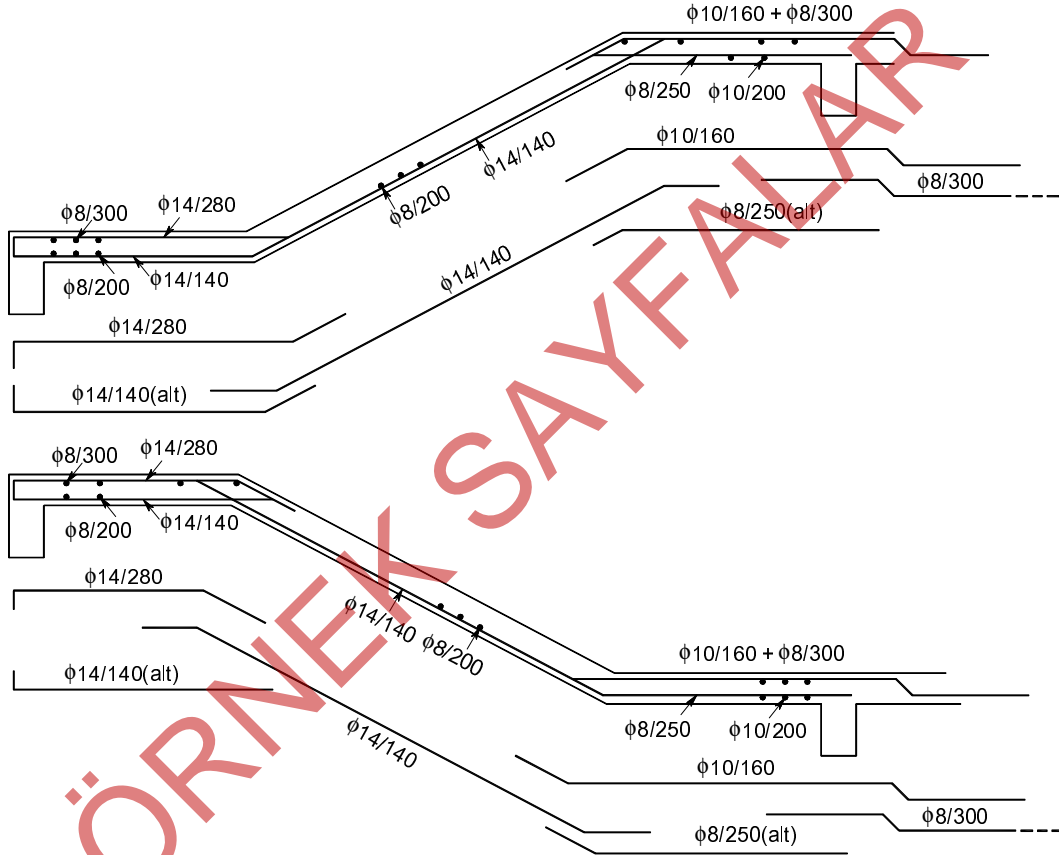
$$K = \frac{1 \cdot 0.125^2}{58.54} = 26.7 \cdot 10^{-5} \rightarrow k_s = 3.17 \rightarrow A_s = 1510 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

Mevcut donatı:

$\phi 10 / 400 \text{ mm}$  (pilye) +  $\phi 10 / 400 \text{ mm}$  (komşu döşeme pilyesi) +  $\phi 8 / 250 \text{ mm}$  (dağıtma donatısı)

$$A_{s, \text{mevcut}} = 197 + 197 + 201 = 595 \text{ mm}^2$$

Ek donatı:  $1510 - 595 = 915 \text{ mm}^2 / \text{m}$  Seçilen ek donatı  $\phi 14 / 160 \text{ mm}$  ( $962 \text{ mm}^2 / \text{m}$ )



# PERDELER

# BÖLÜM 10

## 10.1 Genel

Bina yüksekliği arttıkça, rüzgar ve deprem gibi yatay yükleri karşılamak ve yatay yerdeğiştirmeleri sınırlandırabilecek yeterli rijitliğe sahip olunmasının önemi artmaktadır. Yeterli rijitliğin sağlanmadığı yapılarda yatay yükler etkisinde oluşacak büyük yerdeğiştirmeler hem ikinci meretebe etkileri artıracak hem de yapısal olmayan elemanlarda hasarlara neden olacaktır. Gerekli olan yeterli dayanım ve rijitlik; bina içerisinde uygun şekilde yerleştirilmiş, düzlem içi rijitlikleri yüksek olan betonarme perdeler kullanılarak ekonomik olarak sağlanabilir.

Deprem Yönetmeliğinde planda uzun kenarının kısa kenarına oranı en az 6 olan düşey taşıyıcı elemanlar perde olarak adlandırılmaktadır. Taşıyıcı sistem yalnızca perdelerden oluşabildiği gibi çerçeve sistemler ile perdeler birlikte de kullanılabilir. Perdeler kolonlara göre çok daha rijit elemanlar olduklarından kolonlar ile birlikte kullanıldıkları yapı sistemlerinde rüzgar veya deprem gibi yatay yüklerin çok önemli bir kısmını karşılar. Bu nedenle perdelerin davranışları yapının genel deprem davranışının belirlenmesinde önemli olmaktadır.

Perdelerin ana görevinin yatay yükleri taşımak ve yapının yatay ötelenmesini sınırlandırmak olduğu yukarıda belirtilmişti. Bu görevleri yerine getirirken perdeler eğilme dayanımlarına kesme dayanımlarından önce ulaşarak sünek davranmalıdır.

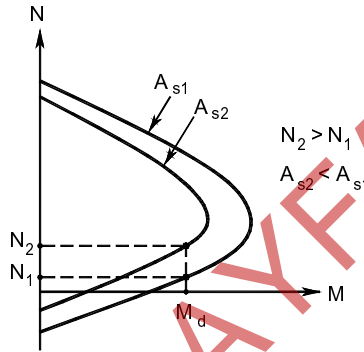
Deprem davranışı bakımından perdelerin tersinir çevrimsel yükler etkisinde doğrusal olmayan davranışı önem kazanmaktadır. Yön değiştiren ve donatıyı akma sınırına kadar zorlayan düzeydeki iç kuvvetler altında perdenin her iki uç bölgesinde donatılarda kalıcı şekildeğiştirmeler ortaya çıkacak, betondaki çatlakların genişliği artmış olacaktır. Bu çatlaklar yükün kalkması durumunda tam olarak kapanmayacağından yük yeniden ters yönde etkidiğinde kesitteki beton basınç gerilmesi alamayacaktır. Bu durum tüm basınç kuvvetini karşılamak zorunda kalan donatının akma sınırına ulaşmasına kadar sürecektir. Tekrarlanan ve yön değiştiren yük etkisi altında bu davranış yinelenecektir. Beton kesitin her iki uç bölgesinde kapanmayan geniş çatlakların oluşması, perdenin kesme kuvvetini aktarma kapasitesini de önemli ölçüde azaltacaktır.

Yüksek basınç gerilmeleri etkisinde kalacak olan düşey donatıların burkulmasını önlemek amacıyla bu donatıları saran enine sargı donatılarının bulundurulması gerekmektedir. Ayrıca çatlak genişliklerini sınırlandırmak ve kayma gerilmelerini karşılayabilmek amacıyla perde gövde bölgesinde belirli aralıklarla yerleştirilen düşey ve yatay donatıya gereksinim vardır.

Yapı planı esas alınarak perdelerin rijitlikleri olabildiğince simetrik duruma getirilmeli ve bulunduğu yapıya yeterli burulma rijitliği sağlamalıdır. Burulma rijitliği sağlamak için perdeler yapı planının dış çevresine yerleştirilmeye çalışılmalıdır. Perdelerin kat planı içerisinde bir bölgede yoğunlaştırılmasından kaçınılmalı, olabildiğince kat planı içerisinde simetriyi de bozmayacak şekilde dağıtılmalıdır.

Perdelerin kat planı içerisinde her iki yönde de bulunması uygun olmaktadır. Tek yönde perde kullanılması durumunda burulma stabilitesi bozuk bir taşıyıcı sistem oluşturulmuş olacaktır.

Düşey yüklerin perde elemanlarda oluşturacağı aksenal basınç gerilmeleri kolonlar ile karşılaştırıldığında daha düşük düzeylerde kalmakta ve sünek davranışı olumsuz yönde etkilememektedir. Aksenal basıncın perde dayanımına katkısı olacağından yapının tasarımı aşamasında perde elemana yönetmelikte belirtilen sınırları aşmayacak şekilde olabildiğince fazla düşey yük aktarılmasını sağlayan eleman yerleşimi tercih edilmeye çalışılmalıdır.



Şekil 10-3 Karşılıklı etki diyagramı

Bu düzenleme sonucunda perdelerin tasarımında kullanılacak eğilme momentine karşı gelen donatı miktarı da azalacaktır. Bu durum Şekil 10-3'de gösterilen perde M-N karşılıklı etki diyagramından da görülebilmektedir. Ayrıca, perdelerin temele aktardığı devrilme momentine karşı koyabilecek uygun temel sisteminin oluşturulması da kolaylaşmaktadır.

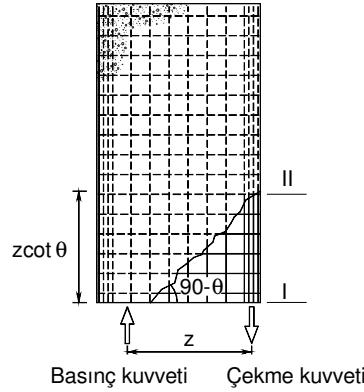
Çok katlı yapılarda, deprem etkilerini karşılamak için az sayıda perde kullanılması, temel sistemini birkaç noktada çok büyük etkileri karşılamak zorunda bırakmakta ve sonucunda ekonomik olmayan ağır temel sistemi kullanımına neden olmaktadır. Bu durumdan kaçınmak için perdeler plan içinde her iki yönde olabildiğince simetriyi sağlayacak şekilde yerleştirilmelidir.

Tek başına bulunan bir perde, konsol kolon gibi davranır. Perdeler, kat seviyelerinde kat döşemeleri ile tutulu olduğundan yeterli yanal rijitlik sağlar ve narin kesitlerine karşın yanal burkulma genellikle ortaya çıkmaz. Perdelerde deprem ve rüzgar gibi yatay yükler etkisinde eğilme momenti ve kesme kuvveti oluşurken, düşey yükler etkisinde de aksenal kuvvet oluşur. Perdelerde en çok zorlanan kesit tabanda olup, eğilme momenti ve aksenal kuvvet etkileşimi göz önüne alınarak tasarım yapılır. Perdelerin kendilerinden beklenen görevi yerine getirebilmeleri için kat döşemelerine bağlantıları ve en çok zorlanan taban kesitindeki etkileri zemine güvenle aktarabilmesi için uygun temel sisteminin seçilmesi önemli olmaktadır.

Bodrum katlarında binanın dış çevresinde zemin etkisini karşılamak amacıyla da perdeler kullanılır. Bu tür perdeler düzlemlerine dik yatay yük etkisinde olacaklarından bina kat döşemelerine benzer şekilde tasarımları yapılabilir.

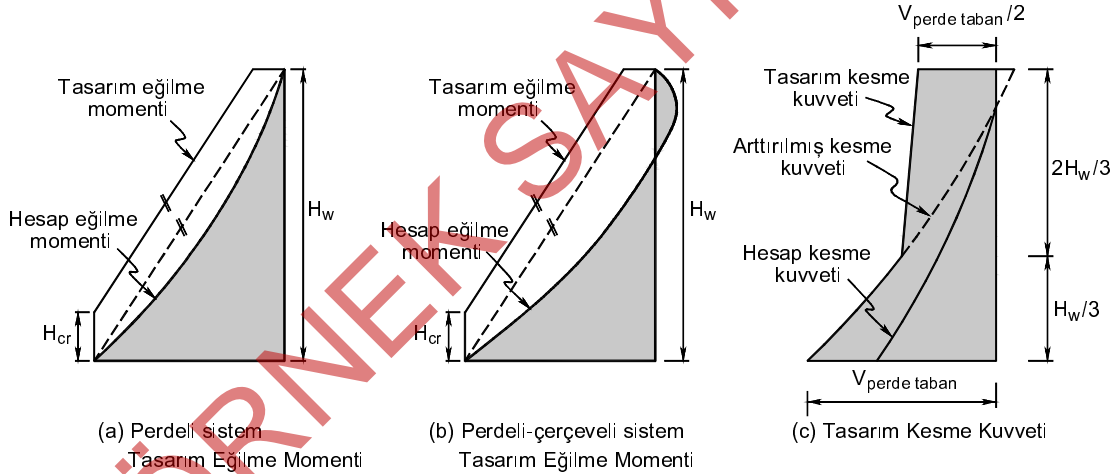
Perdede bulunan boşlukların kenar ve köşelerine ek donatılar yerleştirilerek oluşacak gerilme yığılımları karşılanır.

perdeler bulunan bodrumlu binalarda sabit perde momenti, zemin kat döşemesinden itibaren yukarıya doğru tanımlanan kritik perde yüksekliği boyunca göz önüne alınmalıdır.



Şekil 10-11 Çekme kuvveti ötelemesi

$H_w / \ell_w \leq 2.0$  olan perdelerin bütün kesitlerinde tasarım eğilme momentleri, deprem yükleri etkisinde hesaplanan eğilme momentlerine eşit alınmaktadır.



Şekil 10-12 Perdede tasarım eğilme momentleri ve tasarım kesme kuvvetlerinin belirlenmesi [23]

$H_w / \ell_w > 2.0$  olması durumunda, her bir katta perde kesitlerinin taşıma gücü momentlerinin, perdenin güçlü doğrultusunda kolonlar için verilen kolonların kirişlerden güçlü olması koşulunu sağlaması zorunludur. Sağlanamaması durumunda perde boyutları ve/veya donatıları artırılarak deprem hesabı tekrarlanmalıdır.

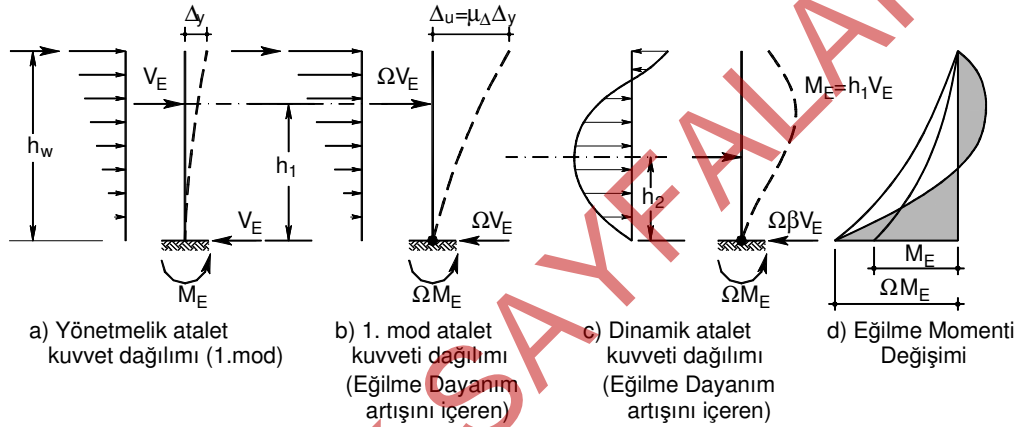
$H_w / \ell_w > 2.0$  koşulunu sağlayan perdelerde yüksek modların titreşim hareketine olan katkısındaki belirsizlikten ve ayrıca bu tür elemanların doğrusal olmayan analiz çözümleri ile elde edilen kesme kuvvetlerinin doğrusal çözümler ile elde edilenlerden büyük olduğu gözlemlendiğinden dolayı göz önüne

alınan herhangi bir kesitte enine donatı hesabında esas alınacak tasarım kesme kuvveti,  $V_e$ , dinamik büyütme katsayısı  $\beta_v = 1.5$  alınarak

$$V_e = \beta_v \frac{(M_p)_t}{(M_d)_t} V_d \quad (10.5)$$

bağıntısı ile arttırılarak hesaplanmaktadır. Deprem yükünün tamamının betonarme perdelerle taşındığı binalarda  $\beta_v = 1.0$  alınabilir.

Şekil 10-13'de birinci mod ve yüksek modların etkisi ile deprem kuvvetlerinin bileşkesinin yerinin değişmesi, perde alt kesitinin eğilme kapasitesine ulaşmasını sağlayacak kesme kuvvetinin artması gerektiği gösterilmektedir.



Şekil 10-13 Perdeler için kesme kuvveti dinamik büyütme katsayısı [24]

Daha kesin hesap yapılmadığı durumlarda perdenin taban kesitindeki moment kapasitesi

$$(M_p)_t \cong 1.25(M_r)_t \quad (10.6)$$

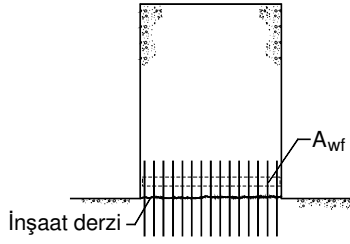
bağıntısı ile hesaplanabilir.

Düşey yükler ile depremden hesaplanan kesme kuvvetinin  $1.2D$  (boşluksuz perdeler) veya  $1.4D$  (bağ kirişli perdeler) katı ile büyütülmesi ile elde edilen değer, Denk. (10.5) ile hesaplanan  $V_e$ 'den küçük olması durumunda,  $V_e$  yerine bu kesme kuvveti kullanılmalıdır.

$H_w / \ell_w \leq 2.0$  olan perdelerin bütün kesitlerinde tasarım kesme kuvvetleri, deprem etkileri altında hesaplanan kesme kuvvetlerine eşit alınır.

### 10.2.8 Kesme güvenliği

Perde kesitlerinin kesme dayanımı belirlenirken eğik asal çekme kırılması, eğik asal basınç gerilmeleri altında betonda ezilme oluşmaması ve perdenin inşaat derzleri nedeniyle zayıflamış kesitlerinde (örneğin temel ile birleşim kesiti) yatay kayma oluşmaması sağlanmalıdır.



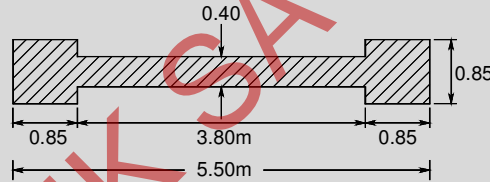
Şekil 10-14 Kesme sürtünmesi

Burada  $A_{wf}$  kesme-sürtünme donatısı kesit alanını,  $\mu$  kesme sürtünme katsayısını göstermektedir. Farklı durumlar için kesme sürtünme katsayısının değerleri 0.6 ile 1.4 arasında değişmekle birlikte deprem etkileri altındaki hesaplarda güvenli tarafta kalmak üzere  $\mu = 0.6$  değerinin kullanımı önerilir. Kesme sürtünmesi hesabında donatının akma gerilmesi  $f_{yk} = 500MPa$  değerini geçmemelidir.

## Örnek 10-1

Deprem etkilerinin moment aktaran süneklik düzeyi yüksek betonarme çerçeveler ile süneklik düzeyi yüksek boşluksuz betonarme perdeler tarafından birlikte taşındığı bir sistemde  $H_w / \ell_w > 2.0$  olan bir perdenin tabandaki kesiti Şekil 10-15'de gösterilmektedir. Bu perdenin taban kesitinde hesap sonucu  $M_d = 31050kNm$ ,  $N_d = 12200kN$ ,  $V_d = 2558kN$  iç kuvvetleri elde edilmiştir. Perde kesiti için gerekli eğilme ve kayma donatılarını belirleyiniz. ( $R = 7$   $D = 2.5$ )

Düşey yükler ile depremden hesaplanan kesme kuvvetinin  $1.2D = 1.2 \cdot 2.5 = 3$  katı ile büyütülmesi ile elde edilen kesme kuvveti  $V = 7400kN$  'dur.



Şekil 10-15 Perde kesiti

Çözüm:

Perde kesitinin ucunda genişletilmiş bir kesit düzenlendiğinden; alanı dikdörtgen kesit için elde edilen alandan küçük olmayacak şekilde perde uç bölgesi belirlenecektir.

Uç bölgesi uzunluğu dikdörtgen kesitli perde için

$$\ell_u \geq \max(2b_w; 0.2\ell_w) \rightarrow \ell_u \geq \max(2 \cdot 0.4 = 0.8m; 0.2 \cdot 5.5 = 1.1m) \rightarrow \ell_u = 1.1m$$

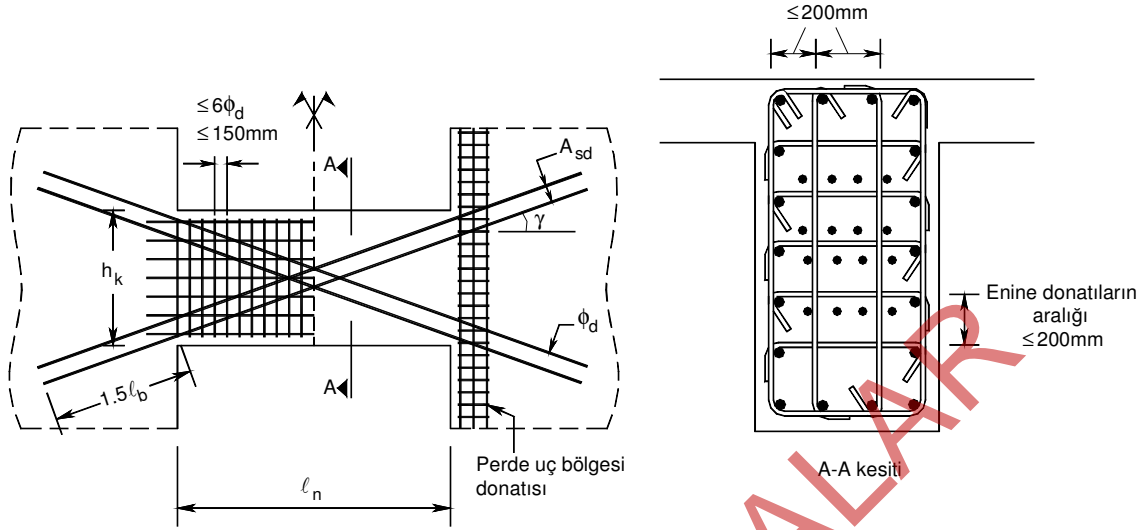
olarak belirlenir.

Uç bölgesi alanı

$$b_w \cdot \ell_u = 0.4 \cdot 1.1 = 0.44m^2$$

Genişletilmiş kesitin alanı  $0.7225m^2$  olduğundan perde uçlarındaki genişletilmiş kesit, uç bölgesi olarak göz önüne alınacaktır. Öncelikle bu bölgeye yönetmelikte verilen donatı koşullarını sağlayan donatı yerleşimi yapılacak ve daha sonra bu donatının uygunluğu araştırılacaktır.

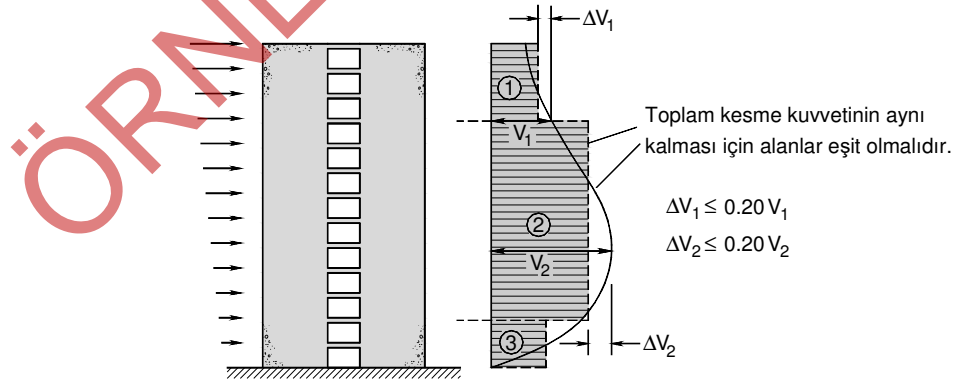
Kritik perde yüksekliği boyunca perde uç bölgelerinin her birinde düşey donatı toplam alanının perde brüt kesit enkesit alanına oranı  $0.002$ 'den az olmamalıdır.



Şekil 10-24 Bağ kirişi donatı düzeni Tip-2


Bağ kirişlerindeki kesme kuvvetleri yüksek değerlere çıkabilmektedir. Tasarımda ve uygulamada kolaylık sağlamak amacıyla bağ kirişlerindeki kesme kuvvetleri, yeniden dağılım ilkesi kullanılarak bağ kirişi grupları arasında dağıtılabilir. Bu dağıtım işleminde aşağıdaki koşullara uyulmalıdır.

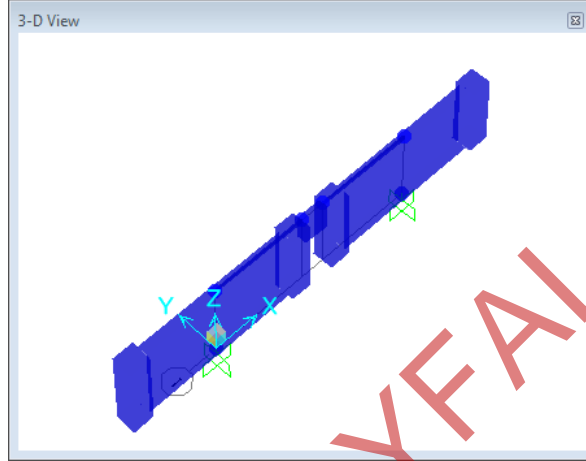
- Bağ kirişleri, kesme kuvvetlerine göre gruplanır.
- Her bir grup içindeki en büyük kesme kuvvetine sahip kiriş belirlenir ve bu kirişteki kesme kuvveti en çok %20 olacak şekilde azaltılır. Azaltılan kesme kuvveti değeri aynı grup içerisindeki diğer kirişlere dağıtılmalıdır.
- Dağıtım işleminde kirişlerin kesme kuvveti en çok %20 oranında azaltılabilir veya artırılabilir.
- Azaltılan kesme kuvvetleri değeri kadar diğer bağ kirişlerindeki kesme kuvvetleri artırılarak toplam kesme kuvvetinin aynı kalması sağlanmalıdır.



Şekil 10-25 Bağ kirişlerinde yeniden dağılım ile kesme kuvvetlerinin dağıtımı

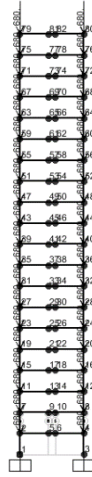
Bağ kirişlerinin yeterli yanal stabilitesinin sağlanabilmesi için kiriş boyutları için tanımlanan kiriş gövde genişliğinin en az 250mm olması ve kiriş yüksekliğinin kiriş gövde genişliğinin 3.5 katından daha fazla

- Tüm sistemi pencereye sığacak duruma getirinceye kadar  simgesine tıklayınız.
- Sol pencereye tıklayarak bu pencereyi aktif duruma getirin.
- 5 ve 6 numaralı düğüm noktaları arasındaki bağ kirişini seçiniz.
- Assign menüsünde Frame→Insertion Point... seçeneğini seçiniz.
  - Cardinal Point açılır listesinden 8 (Top Center) seçeneğini seçiniz ve OK düğmesine basınız ve OK düğmesine basınız.

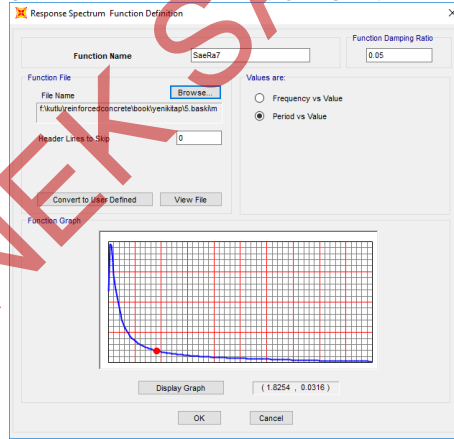


- 1 ve 3 numaralı düğüm noktalarını seçiniz.
- Menüde Assign-Joint-Restraints... seçeneğini seçiniz.
  - Ankastr mesnet tanımı için Translation ve Rotation kutucuklarının tamamını seçili duruma getiriniz ve OK düğmesine basınız.
- Define menüsünde Load Patterns... seçeneğini seçiniz.
  - Ekranı gelen ileti kutusunda Load Pattern Name kutucuğuna G yazınız ve Add New Load Pattern düğmesine basınız.
  - Load Pattern Name kutucuğuna Q yazınız
  - Type açılır listesinden LIVE seçeneğini seçiniz.
  - Add New Load Pattern düğmesine basınız.
  - DEAD Load Pattern Name bölümünde DEAD seçeneğine tıklayınız ve Delete Load Pattern düğmesine basarak bu yüklemeyi siliniz.
  - OK düğmesine basınız.
- 2 ve 4 numaralı düğüm noktalarını seçiniz.
- Menüde Assign Joint Loads→Forces... seçeneğini seçiniz.
  - Load Pattern Name açılır listesinden G'yi seçiniz.
  - Force Global Z kutucuğuna -680 yazınız ve Apply düğmesine basınız.

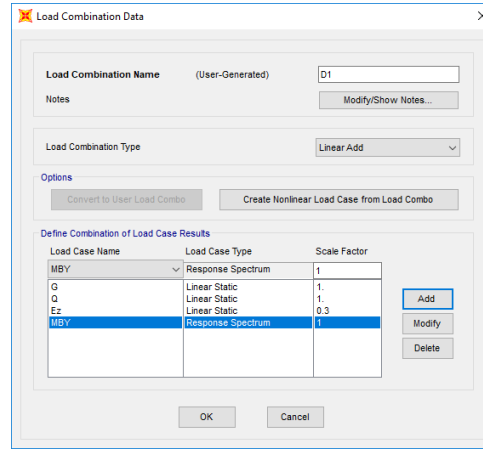




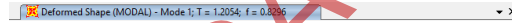
- Define menüsünde Functions→Response Spectrum seçeneğini seçiniz.
  - Choose Function Type to Add bölümünden From File seçeneğini seçiniz.
  - Add New Function... düğmesine basınız.
  - Ekranı gelen ileti kutusunda Function Name kutucuğuna Z2R6 yazınız.
  - Browse düğmesine basınız.
  - SaeR7.txt dosyasını açınız.
  - Values are: bölümünden Period vs Value kutucuğunu seçili duruma getiriniz.
  - Display Graph düğmesine basarak SaR(T) grafiğini çizdiriniz.




- 2 kez OK düğmesine basınız.
- Define menüsünde Load Cases seçeneğini seçiniz.
- Load Case Name bölümünde DEAD seçeneğini seçiniz ve Delete Load Case düğmesine basarak bu yüklemeyi siliniz.
- Add New Load Case... düğmesine basınız.
  - Load Case Name kutucuğuna Ez yazın
  - Loads Applied bölümünde Load Type açılır listesinden Load Pattern seçeneğini seçiniz.
  - Load Name açılır listesinden G seçeneğini seçiniz.
  - Scale Factor kutucuğuna 0.789 yazınız ve sırasıyla Add ve OK düğmelerine basınız.



- Menüde Analyze-Run Analysis... seçeneğini seçiniz.
  - Run Now düğmesine basınız
  - Dosya adı istendiğinde uygun bir dosya adı veriniz
  - Çözümü yapınız.
- Menüde Display-Show Deformed Shape seçeneğini seçiniz.
- Case/Combo Name açılır listesinden MODAL'ı seçiniz.
- Mode Number kutucuğuna 1 yazınız ve OK düğmesine basınız. Ekrana gelen pencerenin başlığında hesaplanan periyot değeri 1.2054s olarak gösterilmektedir.

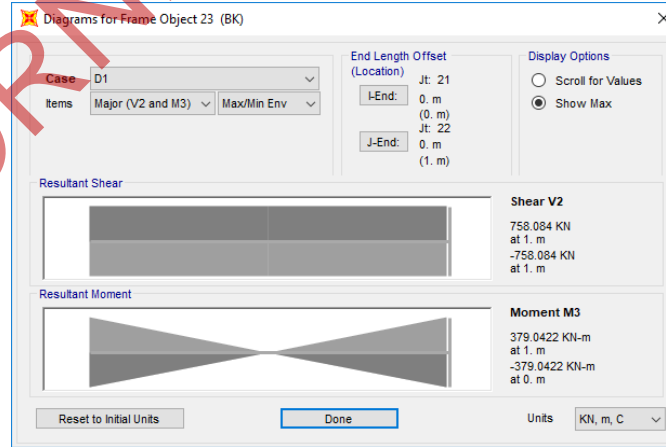


- Diğer mod şekillerini ve periyotları ekranda göstermek için ekranın sağ alt bölümündeki  düğmesine basınız.
- Yeterli titreşim modunun Hesapta gözönüne alınan mod sayısının yeterliliğini kontrol etmek için Display menüsünden Show Tables seçeneğini seçiniz.
  - Ekrana gelen ileti kutusunda ANALYSIS RESULTS bölümünde Structure Output alt bölümünde Modal Information kutucuğunu seçiniz.
  - Load Cases (Results) bölümünde Select Load Cases... düğmesine basınız.
    - Ekrana gelen pencerede MODAL seçeneğini seçiniz ve OK düğmesine basınız.

- OK düğmesine basarak ilgili tabloyu ekrana getiriniz.
- Açılır listeden Modal Participating Mass Ratios seçeneğini seçiniz.
- Program kullanıcı değiştirmedeği sürece 12 modu hesaba katarak çözümü yapmaktadır. Bu örnek için 12 mod sonunda her bir mod için hesaplanan etkin kütlelerin toplamı bina toplam kütlelerinin %99.77'sini oluşturmaktadır.TBDY'ye göre bu değer %95'den büyük olması gerekmektedir. Koşul sağlanmaktadır.
- Done düğmesine basarak tabloyu kapatınız.

OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless
MODAL	Mode	1	1.205399	0.68192	0	0	0.68192	0
MODAL	Mode	2	0.296592	0.19053	0	0	0.87245	0
MODAL	Mode	3	0.139608	0.05317	0	0	0.92562	0
MODAL	Mode	4	0.089407	0.02723	0	0	0.95285	0
MODAL	Mode	5	0.064395	0.0158	0	0	0.96865	0
MODAL	Mode	6	0.050111	0.01001	0	0	0.97866	0
MODAL	Mode	7	0.041	0.00658	0	0	0.98524	0
MODAL	Mode	8	0.034834	0.00448	0	0	0.98971	0
MODAL	Mode	9	0.030434	0.00311	0	0	0.99283	0
MODAL	Mode	10	0.027187	0.0022	0	0	0.99593	0
MODAL	Mode	11	0.02472	0.00157	0	0	0.9966	0
MODAL	Mode	12	0.022811	0.00112	0	0	0.99772	0

- Select menüsünden Select→Properties→Frame Sections seçeneğini seçiniz.
  - Klavyede Ctrl tuşuna basılı tutarak BK ve P kesitlerini seçiniz ve sırasıyla Select ve Close düğmelerine basınız.
- View menüsünden Show Selection Only seçeneğini seçerek yalnızca seçilen elemanların ekranda görünmesini sağlayınız.
- Display menüsünden Show Forces/Stresses→ Frame/Cables/Tendons... seçeneğini seçiniz.
  - Ekrana gelen ileti kutusunda Case/Combo Name listesinden D1 yük birleşimini seçiniz.
  - Component bölümünde Shear 2-2 seçeneğini seçiniz.
  - Options for Diagram bölümünde Show Values seçeneğini seçiniz ve OK düğmesine basınız.
  - 5. kat bağ girişinin kesme kuvveti 758 kN olarak hesaplanmaktadır.





## BİRLEŞİM BÖLGELERİ

## BÖLÜM 11

## 11.1 Genel

Betonarme sistemlerde kolon, kiriş gibi elemanların etkilere karşı koyabilmeleri ve taşıma güçlerine tasarımda öngörülen türde sünek davranış göstererek ulaşabilmeleri için bu elemanların birleştiği bölgelerin gerekli dayanıma sahip olması gerekmektedir. Gerekli dayanımın sağlanması amacıyla bu bölgelerde deprem etkilerinin oluşturduğu gerilmeler incelenerek gerekli donatı detaylandırması yapılmalıdır.

TBDY 2018’de çerçeve türü yapı sistemleri süneklik düzeyi yüksek ve süneklik düzeyi sınırlı olmak üzere iki ayrı sınıfa ayrılmıştır. Bu tür sistemlerin ayrıntılı açıklaması Depreme Dayanıklı Tasarım bölümünde açıklanmıştır. Birleşim bölgeleri ile ilgili olarak açıklamalar süneklik düzeyi yüksek ve sınırlı sistemler için aşağıdaki bölümlerde verilmektedir.

## 11.2 Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçeve Sistemlerde Kolon-Kiriş Birleşim Bölgeleri

Taşıyıcı elemanlara benzer şekilde birleşim bölgeleri de etkiyen iç kuvvetlere karşı koyabilecek şekilde boyutlandırılmalıdır. Birleşim bölgelerinde kesme dayanımının ve donatı kenetlenmesinin yetersiz olması durumunda deprem etkileri altında önemli hasarlar oluşacağı hatırd tutulmalıdır.

Şekil 11-1’de deprem yükleri etkisinde orta birleşim noktası gösterilmektedir. Deprem yüklerinin etkideği durumda birleşim bölgesinin iki tarafındaki kiriş kesitlerinde oluşan momentler aynı yöndedir. Momentleri oluşturan kuvvet çiftleri  $F_s$  ve  $F_c$ ’nin bileşkesi donatıyı birleşim bölgesinden dışarı çıkarmaya zorlamaktadır. Dengenin oluşabilmesi için bu durumda oluşan büyük aderans gerilmelerinin karşılanması gerekecektir.

Deprem yön değiştirmesi durumunda birleşim bölgesine etkiyen kuvvetler Şekil 11-1’de gösterilmektedir. Birleşim bölgesine etkiyen tasarım kesme kuvveti depremin yönüne bağlı olarak birleşim bölgesinin ortasında yatay düzlem üzerinde etkiyen yatay kuvvetlerin dengesinden elde edilebilir. Örneğin Şekil 11-1a’da birleşim bölgesi kesme kuvveti

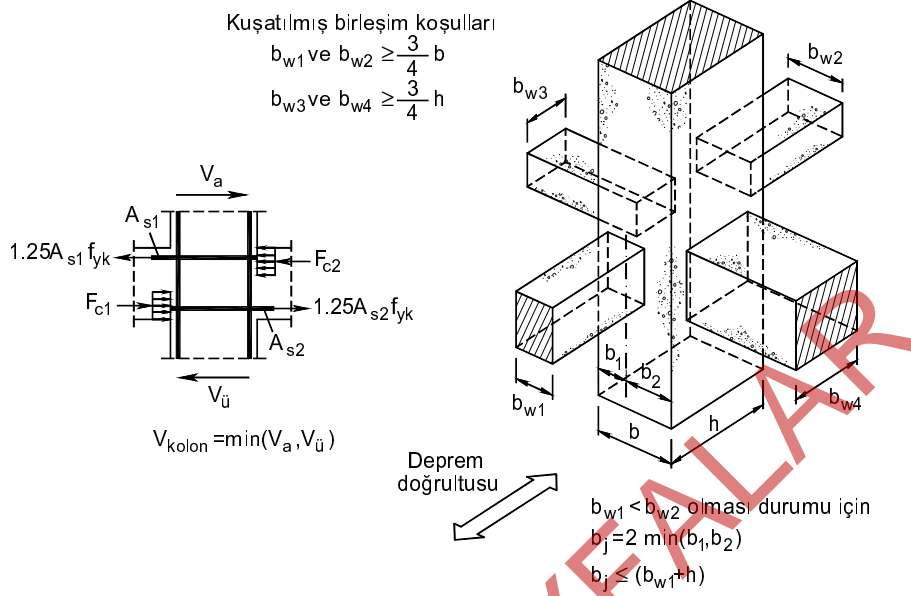
$$V_e = F_{s1} + F_{c2} - V_3 = F_{s1} + F_{s2} - V_3$$

bağıntısıyla hesaplanabilir.

Deprem Yönetmeliğinde göz önüne alınan deprem doğrultusunda birleşim bölgesine etkiyen kesme kuvveti

$$V_e = 1.25 f_{yk} (A_{s1} + A_{s2}) - V_{kol} \quad (11.1)$$

bağıntısıyla hesaplanmaktadır.



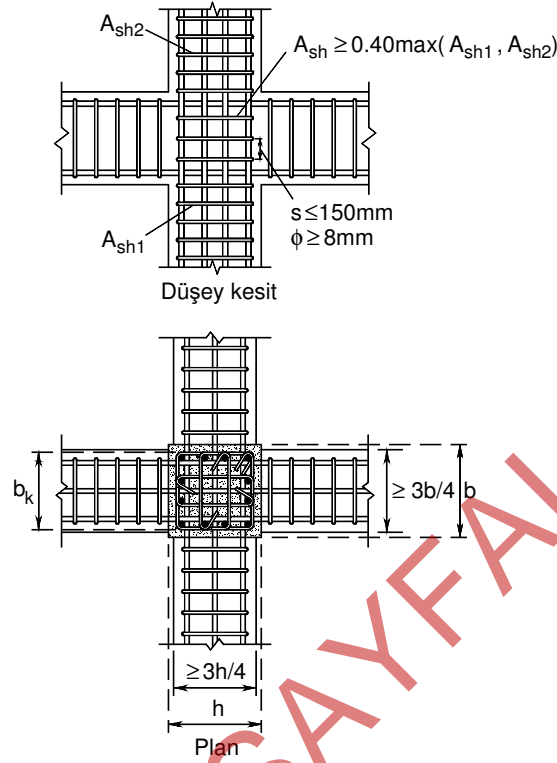
Şekil 11-2 Kuşatılmış birleşim koşulları

Birleşim bölgesine etkiyen kesme kuvveti aşağıdaki sınırları aşmamalıdır. Bu sınırların aşılması durumunda, kolon ve/veya kiriş kesit boyutları büyütülerek deprem hesabı tekrarlanmalıdır.

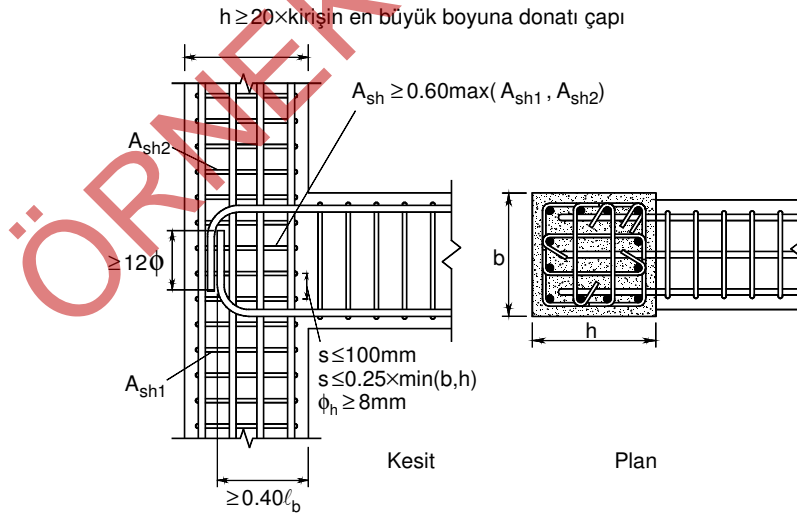
- (a) Kuşatılmış birleşimlerde:  $V_e \leq 1.7 b_j h \sqrt{f_{ck}}$
- (b) Kuşatılmamış birleşimlerde:  $V_e \leq 1.0 b_j h \sqrt{f_{ck}}$
- (11.2)

Burada  $b_j$  göz önüne alınan deprem doğrultusunda, birleşim bölgesine saptanan kirişin kolonla aynı genişlikte olması veya kolonun her iki yanından da taşması durumunda kolon genişliği, aksi durumda kirişin düşey orta ekseninden itibaren kolon kenarlarına olan uzaklıklardan küçük olanının iki katı (Kiriş genişliği ile birleşimin derinliğinin toplamını aşamaz) olan uzunluk,  $h$  kolonun göz önüne alınan deprem doğrultusundaki en kesit boyutudur, Şekil 11-2.

Kolon boyuna donatıları da birleşim bölgesi sınırları içerisinde aderans bakımından oldukça elverişsiz durumdadırlar. Kiriş yüksekliği boyunca aderans gerilmeleri tarafından karşılanması gerekli kuvvet, basınç ve çekme kuvvetlerinin toplamına eşittir. Birleşim bölgesinde etriye bulundurulması aderansı olumlu yönde etkileyecektir.



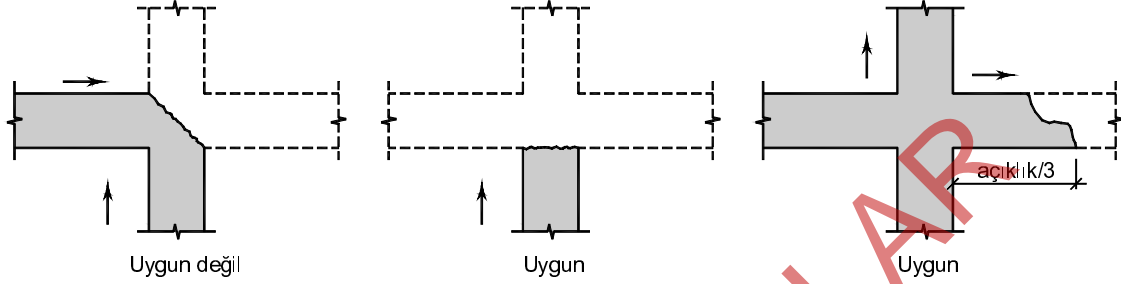
Şekil 11-3 Kuşatılmış birleşim detayı



Şekil 11-4 Kuşatılmamış birleşim bölgesi (Kolon kirişten daha geniş)

olarak düzlemi kesen kolların açısı  $90^\circ$  'den küçük olabileceğinden etkinliği azalmış şekilde kesme kuvvetini karşılayacaktır.

Betonun tek seferde dökülemediği durumda oluşan soğuk derzlerin birleşim bölgesinin dışında oluşturulması ve eğer mümkünse iç kuvvetlerin daha küçük olduğu yerlerde yapılması uygundur, Şekil 11-7.



Şekil 11-7 Beton dökümü ve soğuk derz yerleri

### 11.3 Süneklik Düzeyi Sınırlı Çerçeve Sistemlerde Kolon-Kiriş Birleşim Bölgeleri

Süneklik düzeyi yüksek kolon ve kirişlerin oluşturduğu çerçeve sistemlerinin kolon-kiriş birleşimleri ile ilgili olarak verilen kural ve koşullar, birleşim bölgelerinin kesme güvenliği kontrolü dışında, süneklik düzeyi sınırlı olan sistemlerin kolon-kiriş birleşimleri için de geçerlidir.

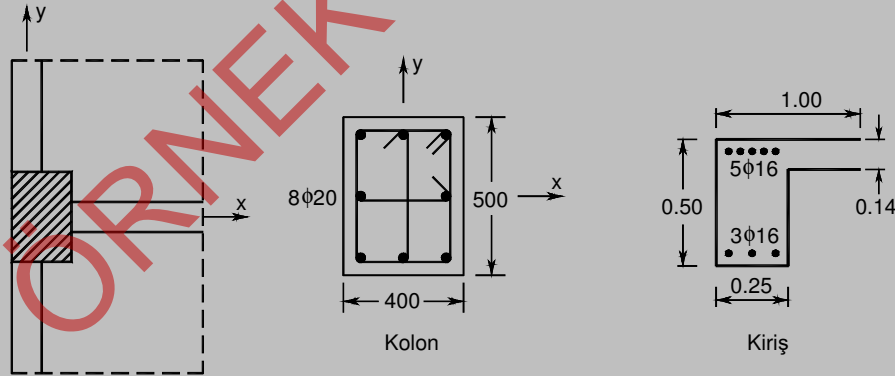
#### Örnek 11-1

Şekilde verilen birleşim bölgesinde y doğrultusunda gerekli kontrolleri yapınız.

Kat yüksekliği  $3.0m$

Malzeme C30 / S420 Etriye: S420

$d' = 40mm$



Çözüm:

Öncelikle kiriş kesitlerinin moment kapasiteleri  $M_p$  değerleri hesaplanacaktır.

$M_p^+$  Pozitif moment kapasitesinin hesaplanmasında göz önüne alınacak donatı  $3\phi 16$  ( $603mm^2$ )

$f_{ck} = 30MPa$      $f_{yk} = 420MPa$      $f_{cd} = 20MPa$      $f_{yd} = 365MPa$



Birleşim bölgesinde tasarıma esas kesme kuvveti

$$V_d = 1.25 f_{yk} (A_{s1} + A_{s2}) - V_{kolon}$$

$$V_d = (1.25 \cdot 420(1005 + 603) - 141500) \cdot 10^{-3} = 703kN$$

Üç tarafında giriş bulunduğu için kuşatılmamış birleşimdir.

$$V_d \leq 1.0 b_j h \sqrt{f_{ck}} = 1.0 \cdot 400 \cdot 500 \sqrt{30} \cdot 10^{-3} = 1095kN$$

Kolon taşıma gücü hesabı

$$N_{d,üst} = 1000kN \quad c = 197.4mm \quad M_r = 330kNm$$

$$N_{d,alt} = 1200kN \quad c = 223.3mm \quad M_r = 341.8kNm$$

Kirişlerde

$$M_r^+ = 99.8kNm \quad M_r^- = 152.9kNm$$

$$\frac{\sum M_{r,kolon}}{\sum M_{r,kiriş}} = \frac{330 + 341.8}{99.8 + 152.9} = 2.65 > 1.2 \quad \text{Kolonlar girişlerden güçlüdür.}$$

#### 11.4 Perde-Döşeme Birleşim Bölgeleri

Deprem etkisinde döşemeler, katlardaki kütlelere etkileyen deprem yüklerini düşey taşıyıcı sistem elemanlarına güvenle dağıtabilecek rijitlik ve dayanıma sahip olmalıdır. Yatay yüklerin önemli bir oranını taşıyacak olan perdeler ile bu perdelerle bağlanan döşemelerin birleşim bölgelerinde gerilme değerleri büyük değerlere ulaşabilmektedir. Bu nedenle yük aktarımının güvenli şekilde gerçekleşmesi sağlanmalıdır.

Döşeme ile perde arasında oluşan düzlem içi kayma gerilmeleri bu kesitlerdeki düzlem içi kesme sürtünmesi dayanımını aşmamalıdır. Kesme sürtünmesi dayanımı gerilme cinsinden, perdeye saplanan, kenetlenme boyu yeterli olan ve eğilme dayanımı için gerekli olandan arta kalan döşeme donatısı oranı  $\rho$  olmak üzere Denk. (11.3) ile hesaplanmalıdır.

$$\tau_r = \mu \rho f_{yd} \quad (11.3)$$

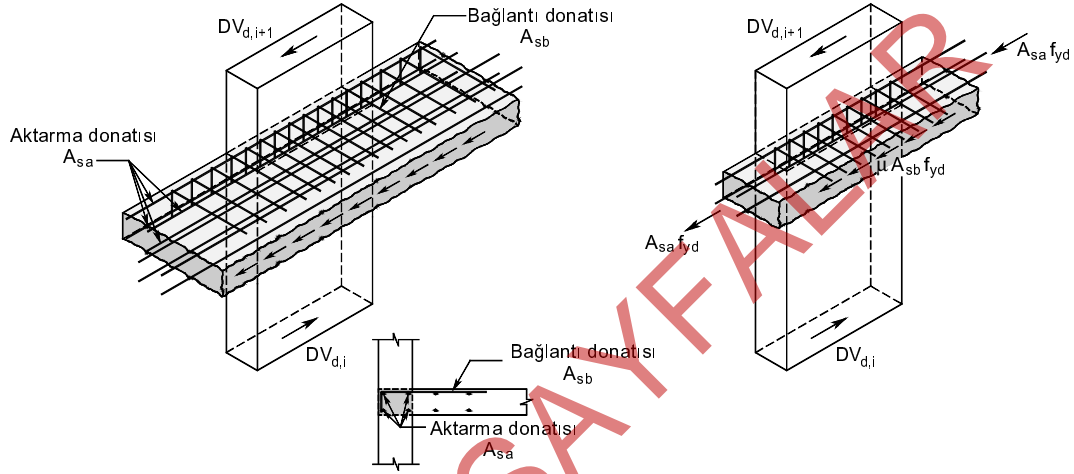
Birdöküm birleşimlerde kesme sürtünmesi katsayısı için  $\mu = 1.0$  değeri kullanılır.

Kirişsiz döşemeli binalarda veya deprem yüklerinin döşemelerden düşey taşıyıcı elemanlara güvenli bir şekilde aktarıldığının hesapla gösterilmesi gereken kirişli döşemeli binalarda, döşemeden perdeye veya perde koluna kuvvetli doğrultuda aktarılacak deprem kuvveti, kat seviyesinin alt ve üst kesitlerinde oluşan ve deprem etkilerinin Dayanım Fazlalığı Katsayısı  $D$  gözönüne alınarak hesaplanan  $DV_d$  perde kesme kuvvetlerinin farkı olarak hesaplanır. Bu kuvvet farkı, perdeye kuvvetli doğrultuda her iki taraftan saplanan ve eğilme dayanımı için gerekli olandan arta kalan kiriş veya döşeme donatılarının oluşturduğu eksenel çekme dayanımlarının toplamı  $2A_{sa}f_{yd}$  ile döşeme ile perde birleşimindeki eğilme dayanımı için gerekli olandan arta kalan döşeme donatısının oluşturduğu kesme sürtünmesi dayanımının  $\mu A_{sb}f_{yd}$  toplamını aşmamalıdır.

Perdeye kuvvetli doğrultuda saplanan aksel donatı (aktarma donatısı) miktarında hesaplandığı perde uzunluğu boyunca azaltma yapılmamalı, kesme sürtünmesi (bağlantı) donatısı, hem perde içinde ve hem de döşeme içinde kenetlenme koşullarını sağlamalıdır, Şekil 11-8.

Döşeme ile perde birleşimlerinde kesme sürtünmesi TS 500'e uygun olarak hesaplanmalı, sürtünme katsayısı için  $\mu \leq 1.0$  değeri kullanılmalıdır. Aktarma donatısı miktarında donatının saplandığı perde yüzeyinden başlayarak perde yüzünden uzaklaştıkça uygun miktarda azaltma yapılabilir.

Bu şekilde oluşturulmuş aktarma elemanları ile döşeme arasında aktarma elemanı uzunluğu boyunca kesme sürtünmesi kontrolü ayrıca yapılmalıdır.



Şekil 11-8 Perde-döşeme birleşimi

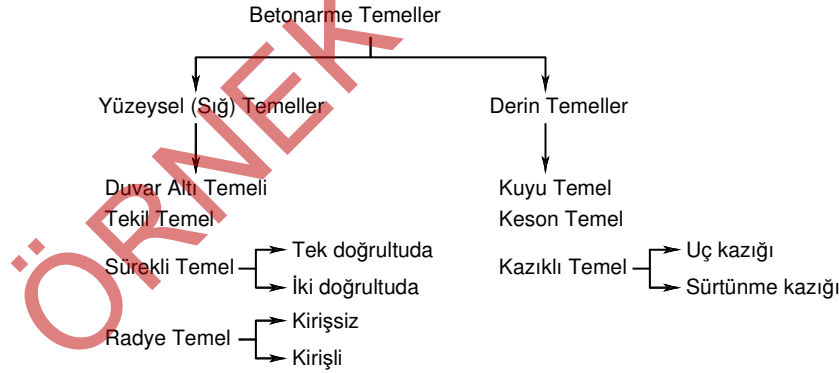
# TEMELLER

# BÖLÜM 12

## 12.1 Genel

Temeller üst yapıdan kolon, duvar, perde v.b. düşey taşıyıcılara gelen etkileri zemine güvenli şekilde iletilmesini sağlayan yapı elemanlarıdır. Zemin, genel olarak, kolon ve duvar gibi yapı elemanlarında kullanılan malzemeden daha düşük dayanıma sahiptir. Bu nedenle kolonlar ve duvarlar yükleri zemine doğrudan doğruya değil, onları daha geniş bir alana yayan temeller aracılığıyla aktarırlar. Bu yük iletiminin güvenli bir şekilde gerçekleşmesi için, temellerde oluşacak çökme ve dönmeler kabul edilebilir sınırlar içinde kalmalıdır. Eğer zeminin üst tabakası yapıdan iletilen etkileri güvenli bir biçimde karşılayacak durumda ise, temeller iklim koşullarına göre 0.60m~1.50m arasında değişen bir donma derinliği de göz önünde tutularak zemin yüzüne yakın düzenlenir ve yüzeysel temeller olarak sınıflandırılır. Yapı yükleri ağır veya zemin üst tabakası üst yapıdan gelen etkileri alt tabakalara iletecek özelliklere sahip değilse, etkileyen yükler kazık, keson v.b. ara elemanlarla zeminin taşıyıcılık özelliğine sahip olan alt tabakalarına iletilir. Bu tür temel sistemleri ise derin temeller olarak adlandırılır.

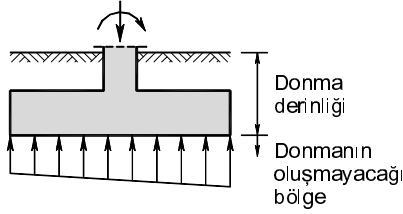
Bu kitapta yüzeysel temeller sırasıyla ele alınarak incelenecek ve hesap esasları açıklanacaktır. Derin temellerin tasarımı bu kitabın kapsamı dışında bırakılmıştır.



Şekil 12-1 Betonarme Temel Türleri

Yüzeysel temeller, üst yapıdaki taşıyıcı sistemin türüne ve zemin durumuna göre farklı şekillerde oluşturulabilir. Bütün yüzeysel temeller, taşıyıcı niteliği olmayan toprak örtüsünün altında bir düzeyde yapılmalı ve bu düzeyin don olayının oluşamayacağı bir derinlikte olmasına dikkat edilmelidir. Kohezyonsuz (kumlu, çakıllı) zeminlerde, zemin çökme olayı çok kısa bir sürede (genellikle inşaat süresinde) oluşur. Kohezyonlu killi zeminlerde ise, zemin çökme ve şişmesine dikkat edilmeli ve tasarımda göz önüne alınmalıdır.

Temelde yapılacak ihmal ve yanlışların sonradan düzeltilmesi çok zor, bazı durumlarda da olanaksızdır. Bu nedenle temel tasarımında gereksiz bir ekonomi sağlama isteğine gidilmemelidir.



Şekil 12-2 Donma derinliği

Temel alt taban seviyesi zemin durumu yanında su seviyesine da bağlı olarak belirlenir. Temeli, en düşük sıcaklığa bağlı olarak zemin yüzünden 0.80m (-5° nin üstünde) ~1.50m (-25°nin altında) arasında değişen hava koşullarından etkilenmeyen zeminin bulunduğu donma derinliği adı verilen derinliğin altına indirmek gerekir. Böylece zemin içerisindeki suyun donmaması sağlanarak zemin taşıma gücü değerinin azalmaması sağlanmış olur, Şekil 12-2.

## 12.2 Geoteknik Tasarım

Temellerin geoteknik tasarımında ve taşıyıcı sistem elemanı olarak tasarımında Taşıma Gücü İlkesi esas alınmaktadır. Buna göre temeller tasarlanırken, yüklerin oluşturacağı tasarım etkilerinin tasarım dayanımını aşmaması sağlanmalıdır.

$$E_t \leq R_t \quad (12.1)$$

Burada  $E_t$  statik ve depremi içeren yükleme durumlarına ilişkin tasarım etkilerini,  $R_t$  ise ilgili göçme mekanizmasına karşı gelen tasarım dayanımını ifade etmektedir.

Yük birleşimleri kullanılarak hesaplanan tasarıma esas aksel kuvvet ve eğilme momenti, temel tabanında düşey doğrultudaki temel taşıma gücü ile karşılanır. Tasarıma esas yatay kesme kuvveti ise zemin ile temel tabanı arası sürtünme direnci ile birlikte temel yan yüzünde oluşan pasif toprak basıncının en fazla %30'u dikkate alınarak karşılanır.

Statik ve depremi içeren yükleme durumlarına ilişkin tasarım dayanımı Denk. (12.2) ile belirlenir.

$$R_t = \frac{R_k}{\gamma_R} \quad (12.2)$$

Burada  $R_t$  tasarım dayanımını,  $R_k$  karakteristik dayanımı ve  $\gamma_R$  dayanım katsayısını göstermektedir. Yüzeysel temeller için dayanım katsayıları Tablo 12-1'de verilmektedir.

Tablo 12-1 Yüzeysel Temeller İçin Dayanım Katsayıları

Dayanımın Türü	Dayanım Katsayısı	Dayanım Katsayısı Değeri
Temel Taşıma Gücü	$\gamma_{Rv}$	1.4
Sürtünme Direnci	$\gamma_{Rh}$	1.1
Pasif Direnç	$\gamma_{Rp}$	1.4

TBDY 2018 de yerel zemin sınıfları Tablo 12-2 verildiği biçimde ZA, ZB, ZC, ZD, ZE ve ZF olarak tanımlanmaktadır. Yerel zemin sınıfının ZF olması durumunda sahaya özel araştırma ve değerlendirme gerekmektedir.

Yüzeeye yakın tabakaların kayma dalgası hızı, deprem etkisinin artmasına neden olan arazi sismik büyütmesi derecesi için oldukça yararlı bir gösterge olarak kabul edilmektedir. Özellikle, en üst 30m

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi'$$

Denk.(12.5)'da boyutsuz düzeltme katsayıları olarak yer alan temel şekli katsayıları  $s_c, s_q, s_\gamma$ ; derinlik katsayıları  $d_c, d_q, d_\gamma$ ; yükleme eğikliği katsayıları  $i_c, i_q, i_\gamma$ ; temel zemini eğimi katsayıları  $g_c, g_q, g_\gamma$  ve temel taban eğimi katsayıları  $b_c, b_q, b_\gamma$  literatüre dayanan ve genel kabul görmüş bağıntılar kullanılarak hesaplanır.

#### 12.4 Yüzeysel Temellerin Yatayda Kayması

Yatayda kayma ile ilgili olarak yük birleşimleri etkisinde Denk.(12.7) verilen eşitsizlik sağlanmalıdır.

$$V_{th} \leq R_{th} + 0.30R_{pt} \quad (12.7)$$

Burada  $V_{th}$  temel tabanında etkiyen tasarım yatay kuvvetini,  $R_{th}$  tasarım sürtünme direncini,  $R_{pt}$  ise tasarım pasif direncini göstermektedir.

Tasarım sürtünme direnci  $R_{th}$  drenajlı durumda Denk.(12.8) ile hesaplanabilir.

$$R_{th} = \frac{P_{tv} \tan \delta}{\gamma_{Rh}} \quad (12.8)$$

Burada,  $P_{tv}$  temel tabanına etkiyen tasarım düşey basınç kuvvetini,  $\delta$  ise temel tabanı ile zemin arasındaki sürtünme açısını göstermektedir.

Sürtünme katsayısı  $\tan \delta$ , saha deneyleri ile aksi belirlenmedikçe, Tablo 12-3'de verilen değerlerden daha büyük alınmamalıdır.

Tablo 12-3 Yüzeysel Temeller ile Zemin Arasındaki Sürtünme Katsayısı

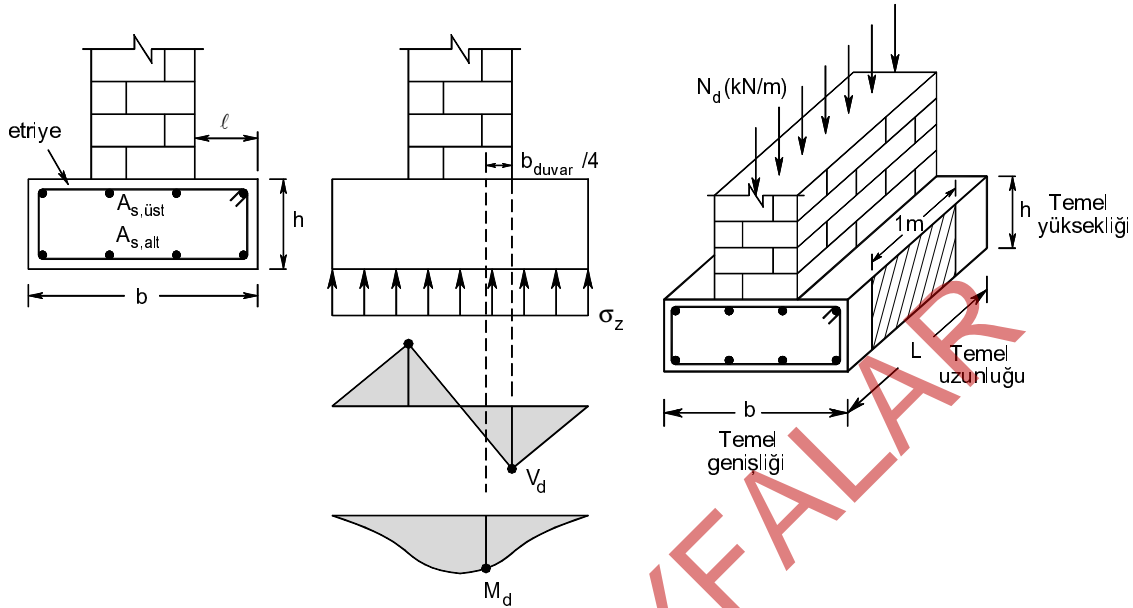
Sürtünme Ara Yüzeyi	$\tan \delta$
Yerinde Dökme Beton – Sıkıştırılmış Temel Taban Zemini	0.6
Önüretimli Beton – Sıkıştırılmış Temel Taban Zemini	0.4
Yerinde Dökme Beton – Beton	0.5
Beton – Taban Kayası	0.5

Tasarım sürtünme direnci  $R_{th}$  kohezyonlu zeminlerde (drenajsız durumda) Denk.(12.9) ile hesaplanabilir

$$R_{th} = \frac{A_c c_u}{\gamma_{Rh}} \quad (12.9)$$

Burada,  $A_c$  temel altında basınç gerilmelerinin olduğu toplam alanı ifade etmektedir.

Tasarım pasif direnci  $R_{pt}$ , karakteristik pasif direnç  $R_{pk}$ 'nin dayanım katsayısına bölünmesi ile hesaplanacaktır



Şekil 12-4 Tekil Temel Türleri

Zemin tasarım taşıma gücü ile karşılaştırılacak zemin gerilmesi temelin ağırlığı da göz önüne alınarak Denk.(12.11) ile belirlenir.

$$q_o = \frac{1.4N_g + 1.6N_q + 1.4N_{1g}}{\text{birim boy} \cdot b} \leq q_t = \frac{q_k}{\gamma_{Rv}} \quad (12.11)$$

Burada  $N_{1g}$  temelin ve temel üzerindeki zeminin ağırlığını göstermektedir. Temel taşıma gücü tasarım dayanımında uygun bir azaltma yapılarak bu ağırlık gerilme hesabında göz önüne alınmayabilir.

$$q_{t,net} = q_t - 1.4\gamma h_{\text{temel+ze min}} \quad (12.12)$$

Bulunan değer, net taşıma gücü tasarım dayanımı olarak adlandırılır. Burada  $\gamma$  temelin ve temel üzerindeki zeminin ortalama birim hacim ağırlığını göstermektedir. Bu durumda Denk.(12.13)

$$q_{o,net} = \frac{1.4N_g + 1.6N_q}{\text{birim boy} \cdot b} \leq q_{t,net} \quad (12.13)$$

şekline gelir. Bu bağıntı kullanılarak, zemin gerilmesinin sınırlar içinde kalabilmesi için gerekli temel genişliği  $b$  belirlenir.

Uzun doğrultuda yüklemenin veya zemin özelliğinin değişmesinden doğabilecek etkileri karşılamak üzere konstrüktif donatı yerleştirilir. Oluşabilecek farklı çökme ve oturmalar dikkate alınarak, bu temellerde duvar boyunca her köşede bir tane olmak üzere en az  $4\phi 10$  boyuna donatı bulundurulmalı ve bunlar, aralığı  $300 \text{ mm}$  yi geçmeyen, en az  $8 \text{ mm}$  çapında etriyelerle sarılmalıdır.

Temel kalınlığı seçilirken, tasarım momentinin homojen çatlamamış kesit varsayımı ile hesaplanan çatlama momentinden, tasarım kesme kuvvetinin de kesmede çatlama dayanımından küçük olması sağlanmaya

çalışılmalıdır. Tablo 12-4'de duvar altı temeli için TS500 koşulları ve farklı yerel zemin sınıfları için önerilen minimum değerler verilmektedir.

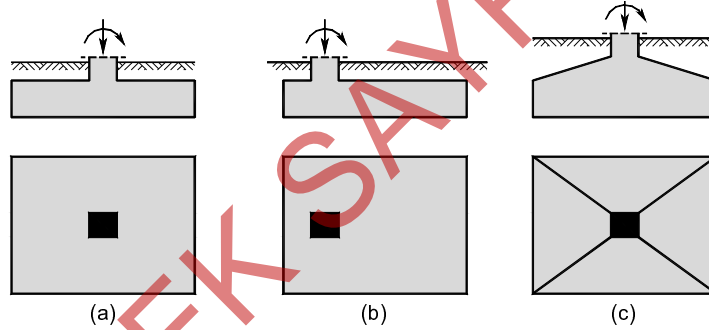
Tablo 12-4 Duvar altı Temel için önerilen değerler

	b (mm)	A <sub>s,üst</sub>	A <sub>s,alt</sub>	h (mm)	L (mm)
TS500	----	2φ10	2φ10	200; L/2	100
ZA,ZB	500	3φ12	3φ12	300; L/2	150
ZC	600	3φ14	3φ14	400; L/2	200
ZD,ZE	700	4φ14	4φ14	400; L/2	200

### 12.7 Tekil Temel

Tekil temel, zemin taşıma gücünün yeterince büyük, yüklerin göreceli hafif ve kolonlar arasında uzaklığın yeterli olduğu durumda her kolonun altında oluşturulan temel türüdür. Deprem etkilerinin önemli olduğu yerlerde bu tür temeller her iki yönde bağ kirişleri ile birbirlerine bağlanmalıdır.

Plandaki şekilleri kare, dikdörtgen veya daire olabilir. Düşey kesitleri dikdörtgen veya yamuk kesitli olabilmektedir. Tekil temeller üzerlerine etkiyen etkilere göre simetrik veya dışmerkez olarak da oluşturulabilir, Şekil 12-5.



Şekil 12-5 Tekil Temel Türleri

Tekil temelin planda en küçük boyutu 0.7m den, alanı 1.0m<sup>2</sup> den, kalınlığı ise 250mm'den ve konsol açıklığının 1/4 ünden az olamaz.

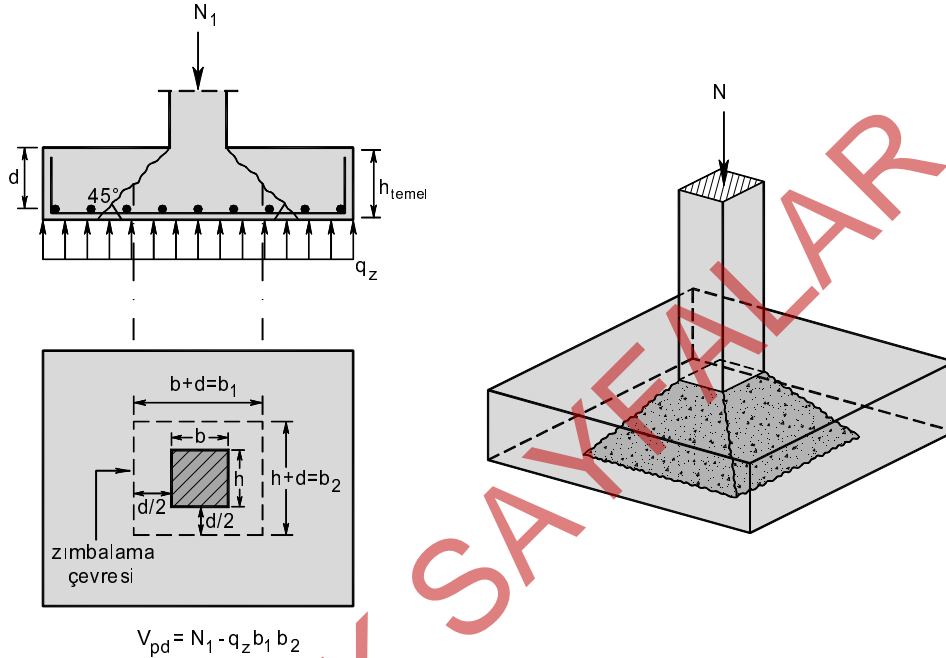
Her iki doğrultu için hesapla bulunan donatılar, temel tabanında bir ızgara oluşturacak biçimde yerleştirilir. Donatı çubukları eşit aralıklı olarak yerleştirilebilir.

Temeldeki çekme donatısı oranı, hesapta göz önüne alınan kesitlere göre her iki doğrultuda ayrı ayrı 0.002 den az olmamalı ve donatı aralığı 250 mm'yi geçmemelidir. Donatının beton örtüsü de 50mm'den az olmamalıdır. Temelin güç tükenmesine yakın durumdaki davranışını olumlu yönde etkilemek amaçlı tekil temelin plandaki dış kenarlarına çember donatısı yerleştirilebilir.

Tekil temel boyutları belirlenirken genellikle, bir boyut seçilir, diğer boyut, etkiyen farklı yükleme durumlarına göre zemin taşıma gücünün aşılmamasını sağlayacak şekilde belirlenir. Genel olarak etkiyen momentlerden büyük olanı doğrultusundaki temel boyutu daha büyük seçilir, Şekil 12-6.

Tekil temelerde ayrıca zımbalama çevresinde kirişsiz döşemelerde verilen ilkelere göre zımbalama güvenliği kontrolü yapılmalıdır. Temelerde zımbalama donatısı genelde kullanılmaz. Bu durumda temel kalınlığı zımbalama dayanımını etkileyen en önemli değişken olacaktır. Bu nedenle temel kalınlığı Denk.(12.17) koşulunu yalnızca betonun katkısı göz önüne alınarak sağlayacak şekilde seçilmelidir.

$$V_{pr} \geq V_{pd} \quad (12.17)$$



Şekil 12-10 Tekil Temelde Zımbalama

#### Zeminde Ayrılma Oluşması

Denk.(12.15) ile elde edilen gerilme değerlerinde  $q_{o,min} < 0$  olması durumu, temel altında çekme gerilmeleri oluşmayacağından temelin belirli bir bölgede zeminden ayrılması anlamına gelecektir. Bu durum istenen bir durum olmamakla birlikte bazı durumlarda zemin ile temel arasında küçük bir bölgede ayrılma oluşmasına izin verilebilir. Bu durumda zeminde oluşacak gerilme dağılımı değişecektir. Yeni gerilme dağılışı momentin  $e$  dışmerkezliği kullanılarak aşağıdaki gibi hesaplanabilir.

Zemin gerilmesi bileşkesinin geçtiği noktaya göre moment ifadesinden  $e$  dışmerkezliği Denk. (12.18) ile belirlenebilir.

$$e = \frac{1.4M_g + 1.6M_q}{1.4N_g + 1.6N_q + 1.4N_{1g}} \quad (12.18)$$

Toplam uzunluk  $3c$  olarak seçilirse aşağıdaki eşitlik yazılabilir.

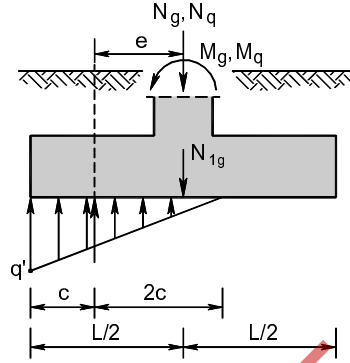
$$c = \frac{L_x}{2} - e \quad (12.19)$$

Düşey dengeden yeni durumdaki gerilme değeri Denk. (12.20) ile hesaplanır.



$$1.4N_g + 1.6N_q + 1.4N_{1g} = \frac{q'_o \cdot 3c}{2} \cdot L_y \quad (12.20)$$

$$q'_o = \frac{2 \cdot (1.4N_g + 1.6N_q + 1.4N_{1g})}{3 \cdot c \cdot L_y} \leq q_t$$



Şekil 12-11 Zeminde ayrılma oluşması durumunda gerilmeler

## Bağ Kirişleri

Tekil temellerin birbirlerinden farklı yatay yerdeğiştirme yapmalarını, dolayısıyla ek zorlamaların oluşmasını engellemek amacıyla bağ kirişleri ile birbirlerine bağlanması gerekir. Bağ kirişlerinin bağladıkları temellerin kolonlarının veya perdelerinin yükleri ile orantılı olarak eksenleri doğrultusunda zorlandığı kabul edilebilir. Bu nedenle Deprem Yönetmeliğinde bağ kirişlerinin karşılaması gerekli olan hesap eksenel kuvvetleri kolon veya perde yüklerinin belirli bir oranı olarak tanımlanmıştır, Denk.(12.21).

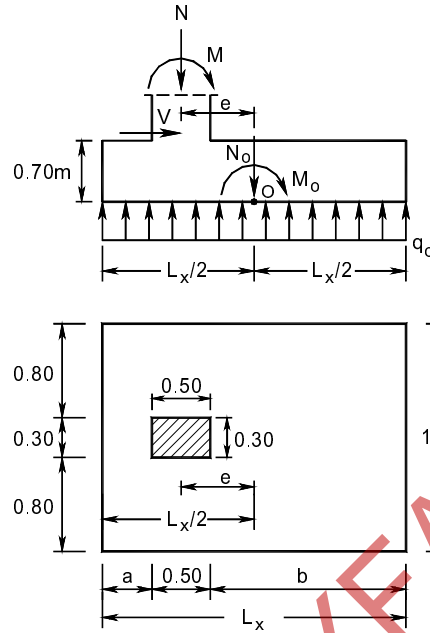
$$N_b = 0.10S_{DS}N_k \quad (12.21)$$

Burada  $N_k$  bağ kirişinin bağlandığı kolon veya perdedeki en büyük eksenel kuvveti,  $S_{DS}$  ise kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısını göstermektedir.

Temeller arasında hareket birbirine yaklaşma ve uzaklaşma şeklinde olabileceğinden kesit hesabında bağ kirişlerinin hem basınç, hem de çekme kuvvetlerini karşılayacağı göz önünde tutulmalıdır.

Zemin ya da taban betonu tarafından sarılan bağ kirişlerinin basınçta çalışması durumunda, burkulma etkisi göz önüne alınmayabilir. Çekme durumunda ise, çekme kuvvetinin sadece donatı tarafından taşındığı varsayılır. Bağ kirişlerinin minimum boyutu  $300 \text{ mm} \times 300 \text{ mm}$ , donatı oranı en az % 0.5, etriye çapı  $8 \text{ mm}$  ve etriye aralığı  $200 \text{ mm}$  olmalıdır.

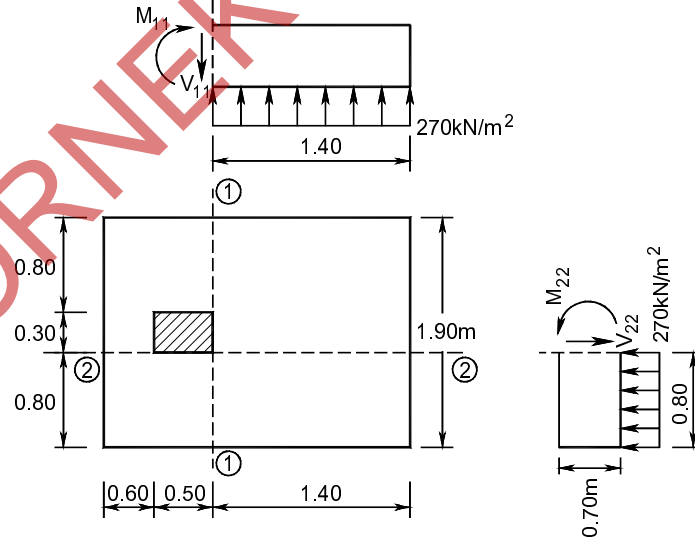
Bağ kirişleri yerine betonarme döşemeler de kullanılabilir. Bu durumda, döşeme kalınlığı  $150 \text{ mm}$ 'den az olmamalıdır. Döşemenin ve içine konulan donatının, bağ kirişleri için verilen eksenel yüklere eşit yükleri güvenli biçimde aktarabildiği hesapla gösterilmelidir.



### Betonarme Hesap

X yönünde tasarım için kritik kesit, konsol boyunun daha büyük olduğu taraftaki kolon yüzü kesiti (1-1 kesiti) olacaktır. Y yönünde konsol boyları eşit olduğundan kolon yüzü kesitlerinden herhangi bir tanesi kritik kesit olarak alınabilir.

$x$  doğrultusundaki donatı için  $d' = 60mm$ ,  $y$  doğrultusundaki donatı için  $d' = 80mm$  olarak seçilecektir.



## Kesit 1-1

Kesitte  $h=0.70\text{m}$  ,  $d=0.64\text{m}$  seçilerek donatı hesabı yapılacaktır.

$$V_{11} = 270 \cdot 1.90 \cdot 1.40 = 718.2\text{kN}$$

$$M_{11} = V_{11} \cdot \frac{1.40}{2} = 502.7\text{kNm}$$

## Eğilme Hesabı

**Tablo 4-2'**den  $K = \frac{bd^2}{M} = \frac{1.90 \cdot 0.64^2}{502.7} = 154.8 \cdot 10^{-5} \quad k_s = 2.84$

$$A_s = k_s \frac{M}{d} = 2.84 \frac{502.7}{0.64} = 2228\text{mm}^2$$

$$A_{s\min} = 0.002bd = 0.002 \cdot 1900 \cdot 630 = 2432\text{mm}^2 > 2228\text{mm}^2$$

Seçilen donatı  $10\phi 18$  ( $2545\text{mm}^2$ )

Aralık  $1900 / 9 = 211\text{mm} < 250\text{mm}$

## Kesme Hesabı:

$$V_{cr,11} = 0.65 f_{cd} bd = 0.65 \cdot 1 \cdot 1900 \cdot 640 \cdot 10^{-3} = 790.4\text{kN} > 718.2\text{kN}$$

## Kesit 2-2

$$V_{22} = 270 \cdot 2.50 \cdot 0.80 = 540\text{kN}$$

$$M_{22} = V_{22} \cdot \frac{0.80}{2} = 216\text{kNm}$$

## Eğilme Hesabı

**Tablo 4-2'**den  $K = \frac{bd^2}{M} = \frac{2.50 \cdot 0.62^2}{216} = 488 \cdot 10^{-5} \quad k_s = 2.79$

$$A_s = k_s \frac{M}{d} = 2.84 \frac{216}{0.622} = 970\text{mm}^2$$

$$A_{s\min} = 0.002bd = 0.002 \cdot 2500 \cdot 62 = 3100\text{mm}^2 > 970\text{mm}^2$$

Seçilen donatı  $13\phi 18$  ( $3308\text{mm}^2$ )

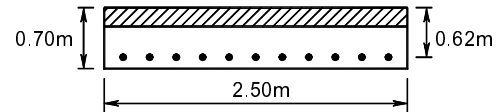
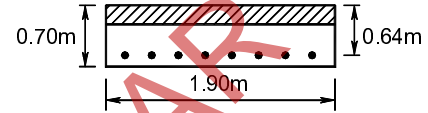
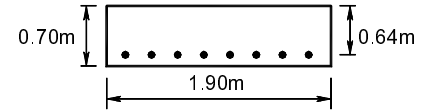
Aralık  $2500 / 12 = 208\text{mm} < 250\text{mm}$

## Kesme Hesabı:

$$V_{cr,22} = 0.65 f_{cd} bd = 0.65 \cdot 1 \cdot 2500 \cdot 640 \cdot 10^{-3} = 1040\text{kN} > 540\text{kN}$$

## Zımbalama kontrolü

$$d_{ort} = (0.64 + 0.62) / 2 = 0.63\text{m}$$



Zemin yüzü temel alt yüzünden 1.70 m yukarıda olduğundan hesapta kullanılacak zemin taşıma gücü gerilmesi, temel ve üst zeminin ortalama birim hacim ağırlığı  $20kN / m^3$  kabul edilerek hesaplanacaktır. Böylece temel ağırlığı da göz önüne alınmış olmaktadır.

$$q_{t,net} = 400 - 1.4 \cdot 20 \cdot 1.7 \cong 350kN / m^2$$

Temel tabanı orta noktasına taşınmış iç kuvvetler  $(N_o, M_o)$ :

$$N_o = N = 1200kN$$

$$M_{oy} = M_y + V_x \cdot h_t = 129 + 35 \cdot 0.6 = 150kNm$$

$$M_{ox} = M_x + V_y \cdot h_t = 109.2 + 18 \cdot 0.6 = 120kNm$$

Zemin gerilmelerinin belirlenmesi

$$q(x, y) = \frac{N_o}{A} + \frac{M_{ox}}{I_x} y + \frac{M_{oy}}{I_y} x$$

$$A = 2.5 \cdot 2.2 = 5.5m^2$$

$$I_x = \frac{L_x L_y^3}{12} = \frac{2.5 \cdot 2.2^3}{12} = 2.22m^4$$

$$I_y = \frac{L_y L_x^3}{12} = \frac{2.2 \cdot 2.5^3}{12} = 2.86m^4$$

$$q_1 = \frac{1200}{5.5} + \frac{120}{2.22} \cdot 1.1 + \frac{150}{2.86} \cdot 1.25 = 343.1kN / m^2$$

$$q_2 = \frac{1200}{5.5} + \frac{120}{2.22} \cdot 1.1 + \frac{150}{2.86} \cdot (-1.25) = 212.2kN / m^2$$

$$q_3 = \frac{1200}{5.5} + \frac{120}{2.22} \cdot (-1.1) + \frac{150}{2.86} \cdot (-1.25) = 93.2kN / m^2$$

$$q_4 = \frac{1200}{5.5} + \frac{120}{2.22} \cdot (-1.1) + \frac{150}{2.86} \cdot 1.25 = 224.1kN / m^2$$

$$q_{maks} = q_1 = 343.1kN / m^2 < 350kN / m^2$$

$$q_{min} = q_3 = 93.2kN / m^2 > 0$$

$$A_s = k_s \frac{M}{d} = 2.84 \frac{264.7}{0.52} = 1430 \text{mm}^2$$

$$A_{s,\min} = 0.002bd = 0.002 \cdot 2500 \cdot 52 = 2600 \text{mm}^2 > 1430 \text{mm}^2$$

Seçilen donatı  $11\phi 18$  ( $2800 \text{mm}^2$ )

$$\text{Aralık } 2500 / 10 = 250 \text{mm} \leq 250 \text{mm}$$

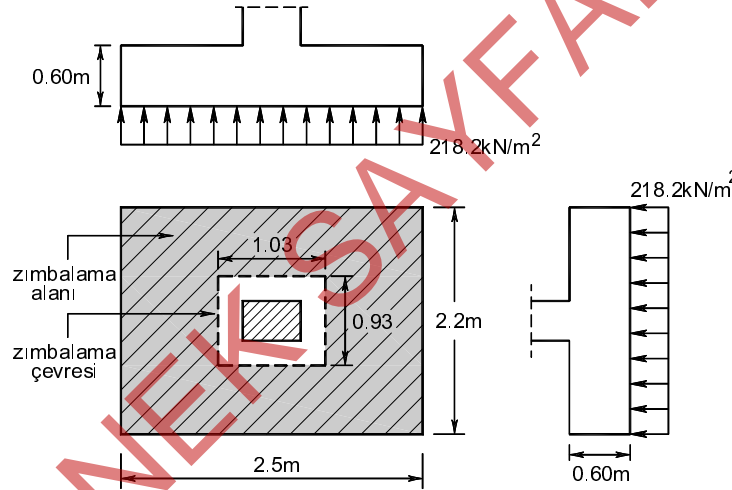
Kesme Hesabı:

$$V_{cr, BB} = 0.65 f_{ctd} bd = 0.65 \cdot 1.25 \cdot 2500 \cdot 520 \cdot 10^{-3} = 1056 \text{kN} > 570 \text{kN}$$

Zımbalama kontrolü

Zımbalama kontrolü için ortalama gerilme değeri kullanılacaktır.

$$q_{ort} = \frac{N_o}{A} = \frac{1200}{5.5} = 218.2 \text{kN/m}^2$$



Zımbalama çevresi kenarlarının belirlenmesi:

$$d_{ort} = (0.54 + 0.52) / 2 = 0.53 \text{m}$$

$$b_x = 500 + 530 = 1030 \text{mm}$$

$$b_y = 400 + 530 = 930 \text{mm}$$

Zımbalama kontrolünde dışmerkezliğin %40'ı alınarak, kalanının eğilme momenti etkisi ile aktarıldığı varsayılacaktır.

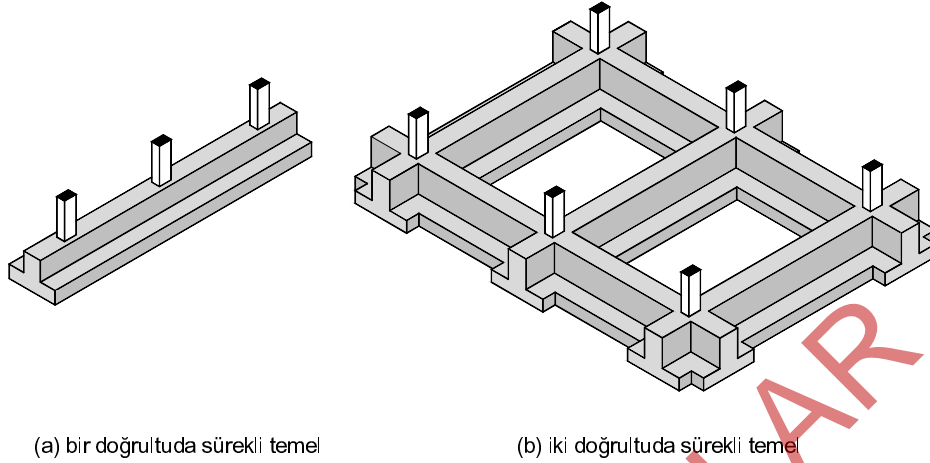
$$e_x = 0.40 \frac{150}{1200} = 0.05 \text{m} \quad e_y = 0.40 \frac{120}{1200} = 0.04 \text{m}$$

$$e_{x,\min} = 0.03h + 15 \text{mm} = 0.03 \cdot 500 + 15 = 30 \text{mm}$$

$$e_x = 50 \text{mm} > 30 \text{mm}$$

$$e_{y,\min} = 0.03h + 15 \text{mm} = 0.03 \cdot 400 + 15 = 27 \text{mm}$$

$$e_y = 40 \text{mm} > 27 \text{mm}$$



(a) bir doğrultuda sürekli temel

(b) iki doğrultuda sürekli temel

Şekil 12-12 Sürekli temel türleri

Sürekli temeller yükleri aşağıdan yukarıya etkileyen, kolonların mesnetlik yaptığı ters dönmüş bir sürekli kiriş gibi görünmelerine karşın hesaplamaları sürekli kiriş gibi hesaplanmaz. Bunun nedeni zemin tepkisi olarak aşağıdan yukarıya etkileyen yükler göz önüne alınarak yapılan hesaplardan elde edilecek mesnet tepkileri kolon alt uçlarındaki iç kuvvetler ile aynı değerde olmazlar. Buradan anlaşılacağı gibi sürekli temelerde en önemli sorun zemin gerilmelerinin temel tabanı boyunca yayılışının belirlenmesidir. Zemin gerilmelerinin yayılışının temel kirişinin rijitliğine, zemin özelliklerine, kolonlar arası uzaklığa bağlı olması çözümü zorlaştırmaktadır. Gerçek yayılış, temel kirişinin kolonlardan etkileyen yükler ve zeminden gelen tepkiler altındaki yerdeğiştirme (deformasyon) eğrisinin, zeminin aynı yükler etkisindeki yerdeğiştirme (çökme) eğrisi ile örtüşmesini sağlayacak durumda elde edilebileceği açıktır. Temel kirişinin deformasyonu dış yüklerle, dış yükler de temel kirişinin yerdeğiştirmesine bağlı olduklarından ayrıntılı çözümün basit olmadığı anlaşılmaktadır.

Sürekli temellerin hesabı esnek temel varsayımı ve rijit temel varsayımı olarak adlandırılan iki farklı varsayıma dayanarak yapılabilir.

Esnek temel varsayımında temel sistemi elastik zemine oturan bir kirişin çözümü ile hesaplanmaktadır. Bu modelden elde edilen denklemlerin çözümünde genellikle bilgisayar yazılımlarından yararlanır. Çözümde elde edilecek sonuçlar zemin yatak katsayısına bağlıdır. Zemin yatak katsayısı da zamana, yüklerle ve yeraltı su düzeyi vb. değişkenlere bağlı olarak değiştiğinden elde edilecek çözümün kesin bir çözüm olmayacağı hatırlanmalıdır.

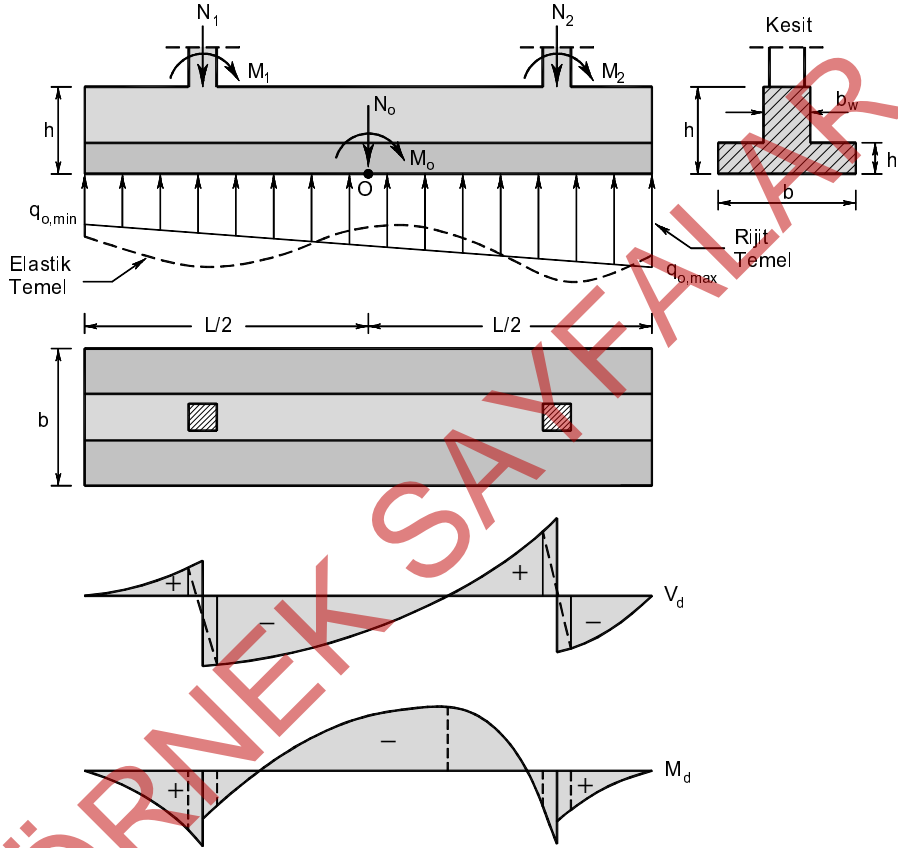
Rijit temel varsayımında ise temelin deformasyonu, zemininkine oranla çok küçük kabul edilerek ihmal edilir. Bu durumda kolonların alt uçlarındaki iç kuvvetler temel ağırlık merkezine taşınarak temel altındaki gerilme yayılışı elde edilir. Temel üzerine oturan kolon sayısı çok fazla değilse ve temel kiriş kesiti yeterince rijitse rijit temel varsayımı yeterli yaklaşıklıkta sonuç verebilmektedir. Tasarımda en yaygın olarak kullanılan varsayım rijit temel varsayımıdır.

Şekil 12-13'de planda dikdörtgen kesite sahip sürekli temelde gerilme yayılışı gösterilmektedir. Temel kirişi elastik kabul edildiğinde zemin gerilmeleri kolon altlarında yoğunlaşmaktadır. Rijit temel olarak kabul edildiğinde ise doğrusal bir değişim ortaya çıkmaktadır. Temel kirişinin rijit veya elastik temel olarak kabul edilmesi zeminin şekildeğiştirebilmesine bağlı olarak belirlenmektedir. Yumuşak bir zeminde normal

bir temel kirişi rijit sayılabildiği halde, sert bir zeminde aynı kirişin elastik olarak kabul edilmesi daha uygun olabilmektedir.

Esnek temel varsayımında zemin gerilmesinin zemindeki çökme ile doğru orantılı olduğu kabul edilir. Zemin sıkışabilme özelliği veya rijitliği zemin yatay katsayısı  $K_o$  ile ilişkilidir. Zeminin çökmesi  $w$  ile gösterilirse ilgili noktadaki zemin gerilmesi Denk.(12.22) ile hesaplanır.

$$q = K_o w \quad (12.22)$$



Şekil 12-13 Sürekli temelde gerilme yayılımı ve iç kuvvetler

Sürekli temeller rijit temel varsayımı ile hesaplandığında gerilmelerin hesabında Denk. (12.23) kullanılmaktadır.

$$q_{o1,2} = \frac{N_o}{A} \mp \frac{M_o}{W} \left\{ \begin{array}{l} \leq q_{t,net} \\ \geq 0 \end{array} \right. \quad (12.23)$$

$$A = bL, W = \frac{bL^2}{6}$$

$$c = a / k_1 = 29.9 / 0.82 = 36.5 \text{ mm} < 250 \text{ mm}$$

$$F_c = 0.85 f_{cd} b a = 0.85 \cdot 20 \cdot 900 \cdot 29.9 = 457470 \text{ N}$$

$$F_s = F_c = 457470 \text{ N} \quad A_s = F_s / f_{yd} = 457470 / 365 = 1253 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \min} = 0.8 \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} b_w d = 0.8 \frac{1.25}{365} 500 \cdot 850 = 1164 \text{ mm}^2$$

Seçilen donatı  $4\phi 22$  ( $1520 \text{ mm}^2$ )  $> A_s = 1253 \text{ mm}^2$

Mesnet kesitleri

Kolon yüzündeki mesnet momentleri  $M_d - \frac{V a}{3}$  bağıntısı ile belirlenecektir.

$$M'_{d1} = 197.8 - \frac{504.5 \cdot 0.5}{3} = 113.7 \text{ kNm}$$

$$M'_{d2} = 604.8 - \frac{674.1 \cdot 0.5}{3} = 492.4 \text{ kNm}$$

$$M'_{d3} = 305.5 - \frac{580.8 \cdot 0.5}{3} = 208.7 \text{ kNm}$$

1. mesnet  $M_d = 113.7 \text{ kNm}$   $d = 0.85 \text{ m}$ ,  $b = 0.5 \text{ m}$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M_d|}{0.85 f_{cd} b}} = 850 - \sqrt{850^2 - \frac{2 \cdot 113.7 \cdot 10^6}{0.85 \cdot 20 \cdot 500}} = 15.9 \text{ mm}$$

$$F_c = 0.85 f_{cd} b a = 0.85 \cdot 20 \cdot 500 \cdot 15.9 = 135150 \text{ N}$$

$$F_s = F_c = 135150 \text{ N} \quad A_s = F_s / f_{yd} = 135150 / 365 = 370 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \min} = 0.8 \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} b_w d = 0.8 \frac{1.25}{365} 500 \cdot 850 = 1164 \text{ mm}^2$$

Mevcut donatı  $4\phi 14$  ( $616 \text{ mm}^2$ ) Montaj donatısı

Seçilen ek donatı  $4\phi 14$  ( $616 \text{ mm}^2$ )

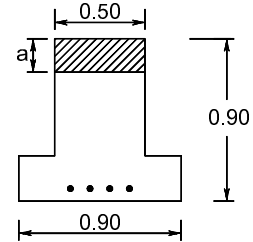
Toplam donatı  $8\phi 14$  ( $1232 \text{ mm}^2$ )  $> A_{s \min} = 1164 \text{ mm}^2$

2. mesnet  $M_d = 492.4 \text{ kNm}$   $d = 0.85 \text{ m}$ ,  $b = 0.5 \text{ m}$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M_d|}{0.85 f_{cd} b}} = 850 - \sqrt{850^2 - \frac{2 \cdot 492.4 \cdot 10^6}{0.85 \cdot 20 \cdot 500}} = 71.1 \text{ mm}$$

$$F_c = 0.85 f_{cd} b a = 0.85 \cdot 20 \cdot 500 \cdot 71.1 = 604350 \text{ N}$$

$$F_s = F_c = 604350 \text{ N} \quad A_s = F_s / f_{yd} = 604350 / 365 = 1656 \text{ mm}^2 > A_{s \min} = 1164 \text{ mm}^2$$





Mevcut donatı  $4\phi 14$  ( $616mm^2$ ) Montaj donatısı

Seçilen ek donatı  $4\phi 20$  ( $1257mm^2$ )

Toplam donatı  $4\phi 14 + 4\phi 20$  ( $1873mm^2$ )

3. mesnet  $M_d = 208.7kNm$   $d = 0.85m$ ,  $b = 0.5m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M_d|}{0.85f_{cd}b}} = 850 - \sqrt{850^2 - \frac{2 \cdot 208.7 \cdot 10^6}{0.85 \cdot 20 \cdot 500}} = 29.4mm$$

$$F_c = 0.85f_{cd}ba = 0.85 \cdot 20 \cdot 500 \cdot 29.4 = 249900N$$

$$F_s = F_c = 249900N \quad A_s = F_s / f_{yd} = 249900 / 365 = 685mm^2 < A_{s \min} = 1164mm^2$$

Mevcut donatı  $4\phi 14$  ( $616mm^2$ ) Montaj donatısı

Seçilen ek donatı  $4\phi 14$  ( $616mm^2$ )

Toplam donatı  $8\phi 14$  ( $1232mm^2$ )  $> A_{s \min} = 1164mm^2$

Temel kirişi yüksekliği  $h = 0.90m > 0.60m$  olduğu için gövde donatısı yerleştirilecektir.

$$A_{s, \text{gövde}} = 0.001b_w d = 0.001 \cdot 500 \cdot 850 = 425mm^2 \quad 4\phi 14 \text{ ( $616mm^2$ ) 2 sıra şeklinde yerleştirilecektir.}$$

Temel enine donatısının hesabı:

Temel kesiti tablasının dışa taşan parçaları konsol gibi çalışacaktır.

$$b = 1.0m, \quad h = 0.25m, \quad d = 0.20m$$

Konsol uzunluğu  $(0.9 - 0.5) / 2 = 0.2m$

$$M_d = \frac{273 \cdot 0.2^2}{2} = 5.46kNm / m$$

$$M_{cr} = \frac{2f_{ctd}I}{y_{alt}} = \frac{2 \cdot 1.25 \cdot 1000 \cdot 250^3 / 12}{250 / 2} 10^{-6} = 26.04kNm / m$$

$M_d < M_{cr}$  olduğundan minimum donatı yerleştirilecektir.

$$A_{s \min} = 0.002bd = 0.002 \cdot 1000 \cdot 200 = 400mm^2$$

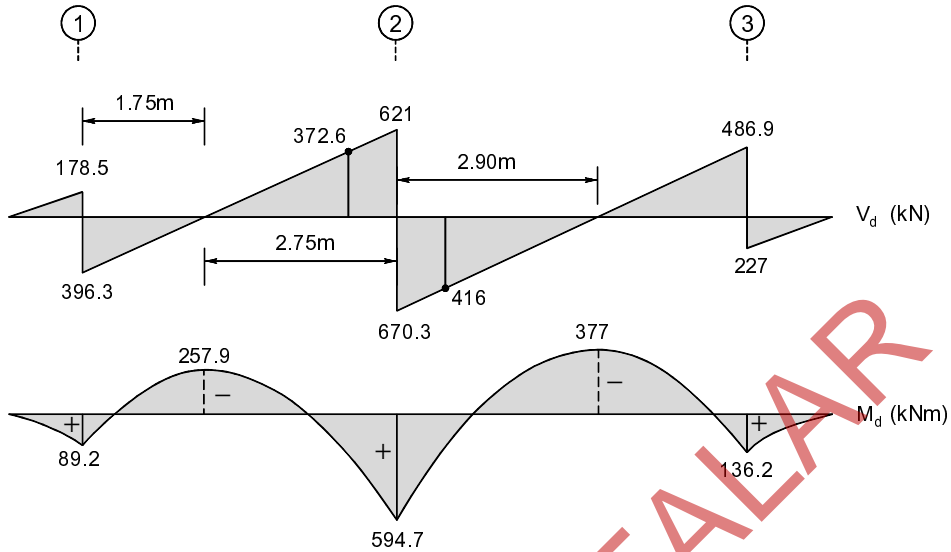
Seçilen  $\phi 12 / 250mm$  ( $452mm^2 / m$ )

Boyuna doğrultuda dağıtma donatısı

$$A_s b / 5 = (400 \cdot (0.9 - 0.5) / 2) / 5 = 16mm^2 \quad 1\phi 10 \text{ ( $79mm^2$ )}$$

$$V_d = 273 \cdot 0.2 = 54.6kN$$

$$V_{cr} = 0.65f_{ctd}b_w d = 0.65 \cdot 1.25 \cdot 1000 \cdot 200 \cdot 10^{-3} = 162.5kN$$



Kesme hesabı

En büyük kesme kuvveti değeri 670.3kN olarak belirlenmiştir.

Hesap kesme kuvveti değeri kolon yüzünden  $d = 0.90 - 0.05 = 0.85m$  uzaklıkta

$$V_d = V - q_o b (a/2 + d) = 670.3 - 231.4 \cdot (0.5/2 + 0.85) \cong 416kN$$

Kesme kuvveti üst sınırı

$$V_{maks} = 0.22 f_{cd} b_w d = 0.22 \cdot 20 \cdot 500 \cdot 850 \cdot 10^{-3} = 1870kN \quad (\text{TS500})$$

$$V_{maks} = 0.85 b_w d \sqrt{f_{ck}} = 0.85 \cdot 500 \cdot 850 \cdot \sqrt{30} \cdot 10^{-3} = 1979kN \quad (\text{TBDY 2018})$$

Kesmede çatlama dayanımı

$$V_{cr} = 0.65 f_{ctd} b_w d = 0.65 \cdot 1.25 \cdot 500 \cdot 850 \cdot 10^{-3} = 345.3kN$$

$$V_d > V_{cr}$$

Kesme dayanımına betonun katkısı  $V_c = 0.80 V_{cr} = 276.3kN$

Kesme dayanımı için gerekli kesme donatısı katkısı  $V_w = V_d - V_c = 416 - 276.3 = 139.7kN$

Kesme dayanımına etriye katkısı  $V_w = \frac{A_{sw}}{s} f_{ywd} d$

$$\text{Gerekli } \frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_w}{f_{ywd} d} = \frac{139700}{365 \cdot 850} = 0.45mm^2 / mm$$

Seçilecek etriye minimum kesme donatısı koşulunu sağlamalıdır.

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq 0.3 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} b_w = 0.3 \frac{1.25}{365} 500 = 0.514mm^2 / mm$$

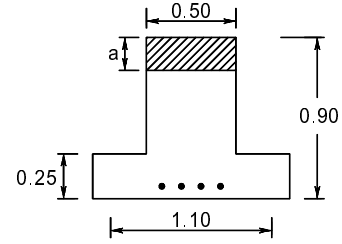
1. mesnet  $M_d = 113.7kNm$   $d = 0.85m$ ,  $b = 0.5m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M_d|}{0.85f_{cd}b}} = 850 - \sqrt{850^2 - \frac{2 \cdot 59.5 \cdot 10^6}{0.85 \cdot 20 \cdot 500}} = 8.3mm$$

$$F_c = 0.85f_{cd}ba = 0.85 \cdot 20 \cdot 500 \cdot 8.3 = 70550N$$

$$F_s = F_c = 70550N \quad A_s = F_s / f_{yd} = 70550 / 365 = 193mm^2$$

$$A_{s\min} = 0.8 \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} b_w d = 0.8 \frac{1.25}{365} 500 \cdot 850 = 1164mm^2$$



Mevcut donatı  $4\phi 14$  ( $616mm^2$ ) Montaj donatısı

Seçilen ek donatı  $4\phi 14$  ( $616mm^2$ )

Toplam donatı  $8\phi 14$  ( $1232mm^2$ )  $> A_{s\min} = 1164mm^2$

2. mesnet  $M_d = 491.2kNm$   $d = 0.85m$ ,  $b = 0.5m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M_d|}{0.85f_{cd}b}} = 850 - \sqrt{850^2 - \frac{2 \cdot 491.2 \cdot 10^6}{0.85 \cdot 20 \cdot 500}} = 70.9mm$$

$$F_c = 0.85f_{cd}ba = 0.85 \cdot 20 \cdot 500 \cdot 70.9 = 602650N$$

$$F_s = F_c = 602650N \quad A_s = F_s / f_{yd} = 602650 / 365 = 1651mm^2 > A_{s\min} = 1164mm^2$$

Mevcut donatı  $4\phi 14$  ( $616mm^2$ ) Montaj donatısı

Seçilen ek donatı  $4\phi 20$  ( $1257mm^2$ )

Toplam donatı  $4\phi 14 + 4\phi 20$  ( $1873mm^2$ )

3. mesnet  $M_d = 98.4kNm$   $d = 0.85m$ ,  $b = 0.5m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M_d|}{0.85f_{cd}b}} = 850 - \sqrt{850^2 - \frac{2 \cdot 98.4 \cdot 10^6}{0.85 \cdot 20 \cdot 500}} = 13.7mm$$

$$F_c = 0.85f_{cd}ba = 0.85 \cdot 20 \cdot 500 \cdot 13.7 = 116450N$$

$$F_s = F_c = 116450N \quad A_s = F_s / f_{yd} = 116450 / 365 = 319mm^2 < A_{s\min} = 1164mm^2$$

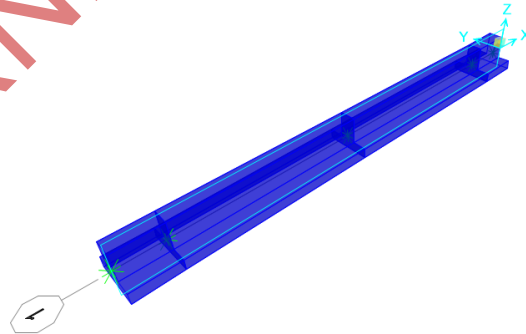
Mevcut donatı  $4\phi 14$  ( $616mm^2$ ) Montaj donatısı

Seçilen ek donatı  $4\phi 14$  ( $616mm^2$ )

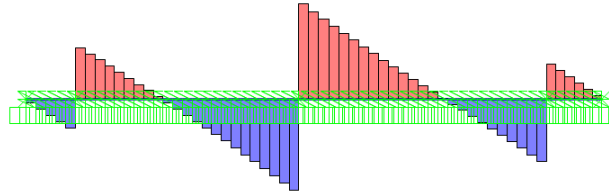
Toplam donatı  $8\phi 14$  ( $1232mm^2$ )  $> A_{s\min} = 1164mm^2$

Temel kirişi yüksekliği  $h = 0.90m > 0.60m$  olduğu için gövde donatısı yerleştirilecektir.

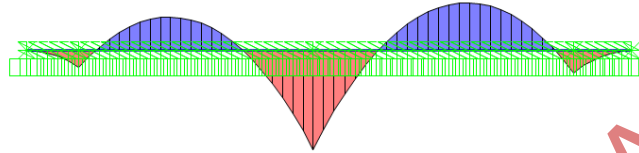
- X Grid Data bölümünde Spacing(m) sütununa sırasıyla 1, 4.5, 5, 1.1 ve 0 yazınız ve 2 kez OK düğmesine basınız.
- X-Z görünümünün bulunduğu sağ pencereye tıklayarak aktif duruma getiriniz.
- Menüde Define-Materials... seçeneğini seçiniz.
  - Add New Material... düğmesine basınız.
  - Region açılır listesinden User seçeneğini,
  - Material Type açılır listesinden Concrete seçeneğini seçiniz ve OK düğmesine basınız.
  - Material Name and Display Color kutucuğuna C30 yazınız.
  - Weight per Unit Volume kutucuğuna 0 yazınız.
  - Modulus of Elasticity, E kutucuğuna 32000000 yazınız
  - Poissons's Ratio, U kutucuğuna 0.2 yazınız.
  - Coefficient of Thermal Expansion, A kutucuğuna 1E-5 yazınız
  - Specified Concrete Compressive Strength, f'c kutucuğuna 30000 yazınız
  - Expected Concrete Compressive Strength kutucuğuna 36000 yazınız ve iki kez OK düğmesine basınız.
- Menüde Define-Section Properties-Frame Sections seçeneğini seçiniz.
- Ekranaya gelen ileti kutusunda Add New Property düğmesine basınız.
  - Tee seçeneğini seçiniz.
  - Outside Stem (t3) kutucuğuna 0.9 yazınız.
  - Outside flange (t2) kutucuğuna 1.1 yazınız.
  - Flange thickness (tf) kutucuğuna 0.25 yazınız.
  - Stem thickness (tw) kutucuğuna 0.4 yazınız.
  - Material açılır listesinden C30 malzemesini seçiniz.
  - 2 kez OK düğmesine basınız.
- Tüm elemanları seçiniz.
- Menüde Assign-Frame-Frame Sections seçeneğini seçiniz.
- Ekranaya gelen ileti kutusunda TK kesitini seçiniz ve OK düğmesine basınız.
- Tüm elemanları seçiniz.
- Menüde Assign-Frame-Local Axes... seçeneğini seçiniz.
- Ekranaya gelen ileti kutusunda Angle kutucuğuna 180 yazınız ve OK düğmesine basınız.
- Sol pencereyi aktif duruma getiriniz ve 3-d simgesine basınız.
- Menüde View-Set Display Options... seçeneğini seçiniz.
- Ekranaya gelen ileti kutusunda General Options sekmesine geçiniz ve View Type bölümünde Extrude seçeneğini seçiniz. OK düğmesine basınız. Ekranaya temel sisteminin hacimsel görünümü gelecektir.



- Sağ pencereyi aktif duruma getiriniz.
- Tüm düğüm noktalarını seçiniz.
- Menüde Assign-Joint-Restraints seçeneğini seçiniz.



Kesme kuvveti diyagramı



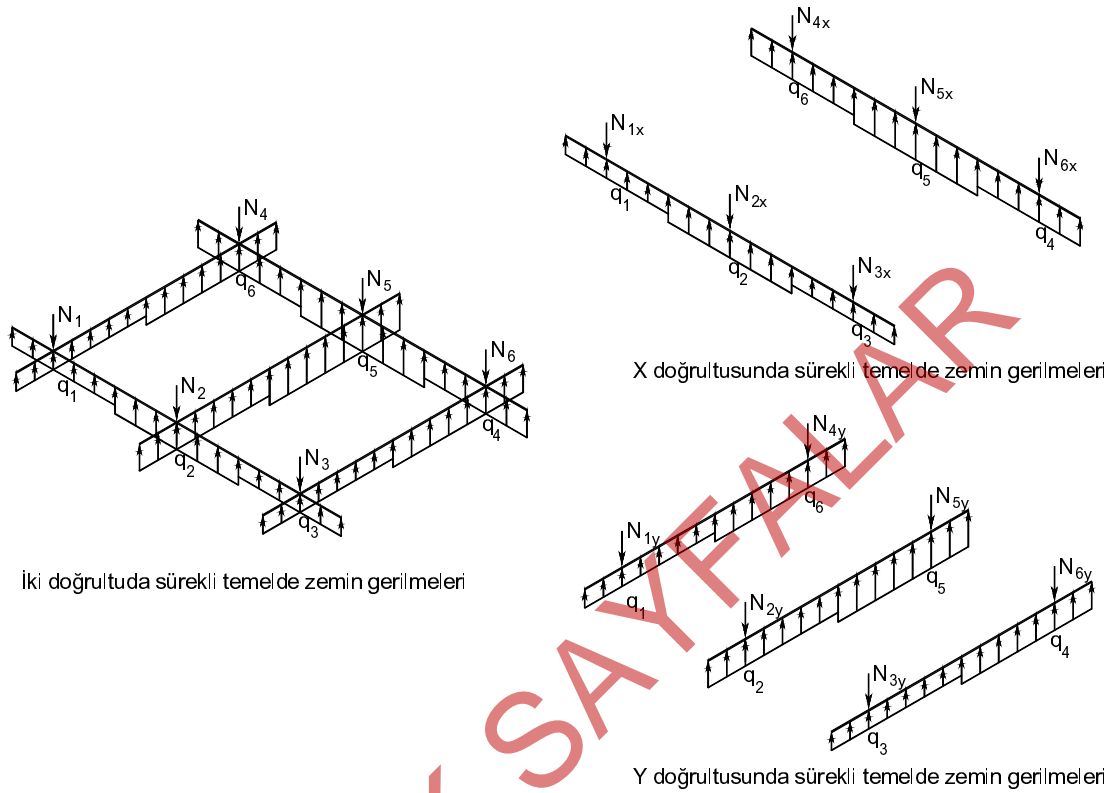
Eğilme Momenti diyagramı

Aşağıdaki tabloda klasik çözüm ve SAP2000 sonuçları listelenmiştir. İki çözümün varsayımları arasında farklılıklar bulunduğu hatırd tutularak değerlendirme yapıldığında her iki çözümünde mühendislik çözümü bakımından kabul edilebilir olduğu görülmektedir.

İç Kuvvet	Klasik Çözüm	SAP2000
V1 sol	178.5	191.75
V1 sağ	396.3	346
V2 sol	621	611.09
V2 sağ	670.3	639.04
V3 sol	486.9	418.96
V3 sağ	227	237.05
M1 mesnet	89.2	106.47
M1 açıklık	-257.9	-212.73
M2 mesnet	594.7	633.57
M2 açıklık	-377	-303.55
M3 mesnet	136.2	143

Temellerin iki doğrultuda birleştirilmeleriyle ızgara sistem biçiminde iki doğrultuda sürekli temeller oluşur. Bu durumda temel kesitlerinde kesme kuvveti ve eğilme momentine ek olarak burulma momenti de oluşur. Izgara temel olarak da adlandırılan bu tür temellerin her bir kolunun yük yayılma alanını artırması ve böylece farklı oturmaları azaltması gibi yararları bulunmaktadır.

Temel tabanında oluşacak zemin gerilmelerinin dağılımının önceden kestirilememesi nedeniyle bu tür temellerin hesabında güçlükler ortaya çıkar. Bazı basitleştirici varsayımlar ile üst yapıdan temele aktarılan yüklerin iki doğrultuya dağılımını bulmak ve iki doğrultuda sürekli temeli her iki doğrultuda birbirinden bağımsız sürekli temeller olarak çözmek mümkündür. Bu basitleştirilmiş yöntemde genellikle yalnız birleşim noktalarındaki kolon eksenel kuvvetleri göz önüne alınmakta, eğilme ve burulma etkileri ihmal edilmektedir. Eğilme momentleri etkilerinin büyük olduğu durumlarda bu etkileri de hesaba katmak gerekmektedir. Genel olarak burulma momentlerinin sonuca etkileri çok küçüktür.

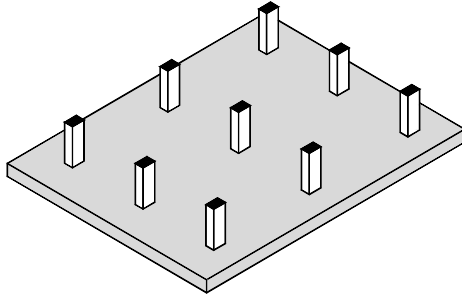


Şekil 12-16 Izgara temelin iki doğrultuda bağımsız sürekli temel olarak idealleştirilmesi

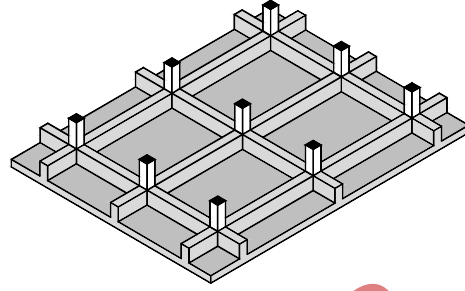
## 12.9 Radye Temeller

Radye temel, zeminin taşıma kapasitesinin zayıf olduğu, üst yapıdan gelen etkilerin büyük değerler aldığı veya yapı alanı boyunca zemin özelliklerinin değişiklik gösterdiği durumlarda tüm kolon ve perdelerin altına yapı alanını kaplayan tek bir temel olarak oluşturulan temel türüdür. Temel sistemi olarak radye temel kullanıldığında toplam yük büyük bir alana yayılarak zemin gerilmelerinin, oturmaların olası ölçüde küçültülmesi sağlanmış olunur. Bazı durumlarda bodrumların yeraltı suyuyla karşı tam olarak yalıtılabilmesi amacıyla da radye temel yapılmaktadır.

Çalışma biçimleri kolonları birleştiren kirişlerin bulunması veya bulunmaması durumuna göre kirişli ve kirişsiz döşemelere benzetilebilir. Kirişli radye temellerde kolon yüklerinin zemine iletilmesinde, plak gözlerinin simetri eksenleri çizilerek, kolon yüklerinin etki alanları sürekli temellerdekine benzetilebilir. Kirişsiz radye temeller de ters çevrilmiş kirişsiz döşemeler gibi çözülebilir. Kirişsiz radye temellerde zımbalama etkileri dikkate alınarak temel kalınlığı belirlenmelidir. Zımbalama hesabı kirişsiz döşemelerde olduğu gibidir.



(a) kirişsiz radye temel



(b) kirişli radye temel

## Şekil 12-17 Radye temel türleri

Kirişsiz radye temelerde genellikle kesitin alt ve üstünde birbirine dik doğrultuda minimum donatı koşullarını sağlayan ağ şeklinde donatı yerleştirilir. Bu donatıların yeterli olmadığı bölgelerde, çoğunlukla kolon altlarında, ilgili doğrultuda ek donatılar yerleştirilir. Radye temelerde alt ve üst donatıların arasına sehpa donatıları adı verilen donatılar bulundurulur.

Radye temel minimum donatı oranı 0.002 olarak alınabilir. Yüksekliği 1m'den fazla olan radye temelerde ise bu oran 0.0015 olarak alınabilir.

Radye temeller elastik zemine oturan plaklar varsayımı ile de çözülebilir. Bu tür bir çözüm ancak uygun bir bilgisayar programı aracılığı ile yapılabilir.

## Örnek 12-5

Şekilde verilen kirişsiz radye temelin etkiyen yükler etkisinde gerekli donatılarını belirleyiniz.

Malzeme C30 / S420  $d' = 50mm$

Kolon boyutları  $400mm \times 400mm$

Yatak katsayısı  $K_o = 50000kN/m^3$

$q_t = 120kN/m^2$

Kolon aksenal kuvvetleri

Kolon	$N_d$ (kN)
S1	500
S2	750
S3	1250

Sistem simetrik olduğundan Y yönünde hesapta benzer iç kuvvetler aşağıdaki gibi hesaplanır.

Toplam statik moment

$$M_o = q \frac{L_2 L_n^2}{8} = 50.8 \frac{4.8 \cdot 4.4^2}{8} = 590.1 \text{ kNm} \quad (4.8\text{m genişliğindeki şeride etkiyen moment})$$

RD1 ve RD2 radye döşemelerinde Y yönünde eğilme momentlerinin belirlenmesi

Kenar açıklık

$$M_{iç\ mesnet} = 0.7M_o = 0.7 \cdot 590.1 = 413.1 \text{ kNm}$$

$$M_{açıklık} = 0.5M_o = 0.5 \cdot 590.1 = 295.1 \text{ kNm}$$

$$M_{dış\ mesnet} = 0.3M_o = 0.3 \cdot 590.1 = 177 \text{ kNm}$$

Kolon şeridine

$$M_{kolon\ şeridi, iç\ mesnet} = 0.75M_{iç\ mesnet} = 0.75 \cdot 413.1 = 309.8 \text{ kNm}$$

$$M_{kolon\ şeridi, açıklık} = 0.6M_{açıklık} = 0.6 \cdot 295.1 = 177.1 \text{ kNm}$$

$$M_{kolon\ şeridi, dış\ mesnet} = 0.3M_o = 0.3 \cdot 590.1 = 177.1 \text{ kNm}$$

Orta Şerit

$$M_{mesnet\ şeridi, iç\ mesnet} = 0.25M_{iç\ mesnet} = 0.25 \cdot 413.1 = 103.3 \text{ kNm}$$

$$M_{mesnet\ şeridi, açıklık} = 0.4M_{açıklık} = 0.4 \cdot 295.1 = 118 \text{ kNm}$$

$$M_{mesnet\ şeridi, dış\ mesnet} = 0.075M_o = 0.075 \cdot 590.1 = 44.3 \text{ kNm}$$

RD3 ve RD4 radye döşemelerinde Y yönünde eğilme momentlerinin belirlenmesi

İç açıklık

$$M_{mesnet} = 0.65M_o = 0.65 \cdot 590.1 = 383.6 \text{ kNm}$$

$$M_{açıklık} = 0.35M_o = 0.35 \cdot 590.1 = 206.5 \text{ kNm}$$

Kolon şeridine

$$M_{kolon\ şeridi, mesnet} = 0.75M_{mesnet} = 0.75 \cdot 383.6 = 287.7 \text{ kNm}$$

$$M_{kolon\ şeridi, açıklık} = 0.6M_{açıklık} = 0.6 \cdot 206.5 = 123.9 \text{ kNm}$$

Orta Şerit

$$M_{mesnet\ şeridi, mesnet} = 0.25M_{mesnet} = 0.25 \cdot 383.6 = 95.9 \text{ kNm}$$

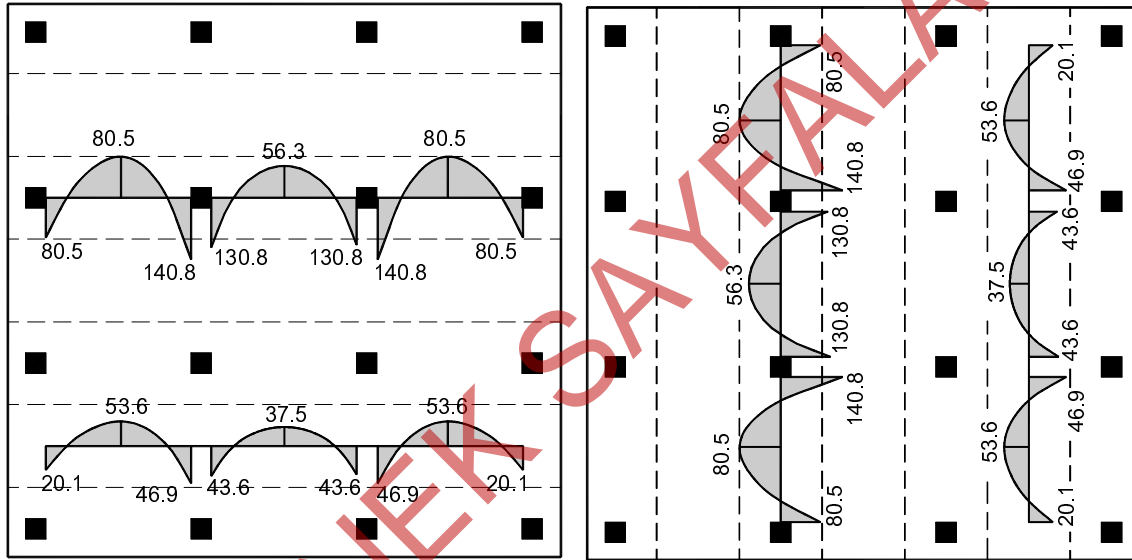
$$M_{mesnet\ şeridi, açıklık} = 0.4M_{açıklık} = 0.4 \cdot 206.5 = 82.6 \text{ kNm}$$

Hesaplanan kolon şeridi değerleri kolon şeridi genişliğine, orta şerit değerleri ise orta şerit genişliğine etkiyen değerlerdir. Bu örnek için kolon şeridi ve orta şerit genişlikleri 2.2m olarak hesaplanmıştır. Hesaplanan eğilme momenti değerleri birim genişliğe etkiyen değerler dönüştürülerek aşağıdaki tablo elde edilmiştir. Görüldüğü üzere kolon şeridinde orta şeride göre daha büyük iç kuvvetler oluşmaktadır.



Radye döşeme adı	Yön	Yer	Açıklık	Sol Mesnet	Sağ Mesnet
RD1 ve RD3	X	Kolon şeridi	80.5	80.5	140.8
RD2 ve RD4	X	Kolon şeridi	56.3	130.8	130.8
RD1 ve RD3	X	Orta şerit	53.6	20.1	46.9
RD2 ve RD4	X	Orta şerit	37.5	43.6	43.6
RD1 ve RD2	Y	Kolon şeridi	80.5	140.8	80.5
RD3 ve RD4	Y	Kolon şeridi	56.3	130.8	130.8
RD1 ve RD2	Y	Orta şerit	53.6	46.9	20.1
RD3 ve RD4	Y	Orta şerit	37.5	43.6	43.6

Radye temelde kolon şeridi ve orta şerit birim genişliğine etkileyen eğilme momentleri aşağıda gösterilmektedir.



Kolonlar arasındaki radye temel döşeme boyutları küçük olduğundan betonarme hesapta kolon şeridinde hesaplanan değerler tüm radye için geçerli varsayılacaktır.

$$f_{cd} = 20 \text{ MPa} \quad f_{yd} = 365 \text{ MPa} \quad b = 1000 \text{ mm} \quad h = 450 \text{ mm} \quad d' = 50 \text{ mm}$$

$$d = h - d' = 450 - 50 = 400 \text{ mm}$$

RD1/RD2 ve RD3/RD4 mesneti

$$M_d = 140.8 \text{ kNm} / m$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M_d|}{0.85 f_{cd} b}} = 400 - \sqrt{400^2 - \frac{2 \cdot 140.8 \cdot 10^6}{0.85 \cdot 20 \cdot 1000}} = 21.3 \text{ mm} \text{ olarak hesaplanmaktadır.}$$

$$F_c = 0.85 f_{cd} b a = 0.85 \cdot 20 \cdot 1000 \cdot 21.3 = 362100 \text{ N}$$

$$F_s = F_c = 362100 \text{ N} \quad A_s = F_s / f_{yd} = 362100 / 365 = 992 \text{ mm}^2 > A_{s \min} = 800 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\min} = 0.002bd = 0.002 \cdot 1000 \cdot 450 = 800\text{mm}^2 \quad A_{s\min} > A_s$$

Seçilen donatı  $\phi 14 / 180$  ( $855\text{mm}^2$ )  $> A_{s\min} = 800\text{mm}^2$  (Kesitin üstüne yerleştirilecek)

Benzer işlemler y doğrultusu için de yapılır.

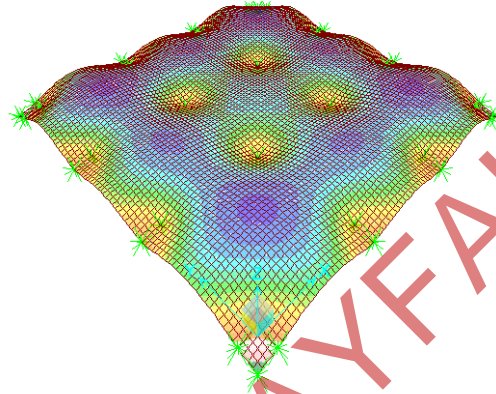
Aşağıda radye temelin X ve Y doğrultularında donatı yerleşim şekilleri gösterilmektedir.

**SAP2000**

Örnek 12-5'de verilen temel sistemi SAP2000 programı ile çözülecektir.

- SAP2000 programını çalıştırınız.
- Birim bölümünden kN,m,C seçiniz.
- Menüde File-New Model seçeneğini seçiniz.
- Ekranaya gelen ileti kutusunda Grid Only seçeneğini seçiniz.
  - Number of Grid Lines bölümünde
    - X Direction kutucuğuna 6 yazınız.
    - Y Direction kutucuğuna 6 yazınız.
    - Z Direction kutucuğuna 1 yazınız.
  - Grid Spacing bölümünde
    - X Direction kutucuğuna 4.8 yazınız.
    - Y Direction kutucuğuna 4.8 yazınız ve OK düğmesine basınız
- Menüde Define-Coordinate System/Grids seçeneğini seçiniz.
- Ekranaya gelen ileti kutusunda Modify/Show System... düğmesine basınız.
- Display Grids as bölümünde Spacing seçeneğini seçiniz.
- X Grid Data bölümünde 1. ve 5 satırdaki Spacing değerini 0.8 olarak değiştiriniz.
- Y Grid Data bölümünde 1. ve 5 satırdaki Spacing değerini 0.8 olarak değiştiriniz ve 2 kez OK düğmesine basınız.
- X-Y Plan görünümünün bulunduğu sol pencereye tıklayarak aktif duruma getiriniz.
- Menüde Define-Materials... seçeneğini seçiniz.
  - Add New Material... düğmesine basınız.
  - Region açılır listesinden User seçeneğini,
  - Material Type açılır listesinden Concrete seçeneğini seçiniz ve OK düğmesine basınız.
  - Material Name and Display Color kutucuğuna C30 yazınız.
  - Weight per Unit Volume kutucuğuna 0 yazınız.
  - Modulus of Elasticity, E kutucuğuna 32000000 yazınız
  - Poissons's Ratio, U kutucuğuna 0.2 yazınız.
  - Coefficient of Thermal Expansion, A kutucuğuna 1E-5 yazınız
  - Specified Concrete Compressive Strength, f'c kutucuğuna 30000 yazınız
  - Expected Concrete Compressive Strength kutucuğuna 36000 yazınız ve iki kez OK düğmesine basınız.
- Menüde Define-Section Properties-Area Sections... seçeneğini seçiniz.
- Ekranaya gelen ileti kutusunda Add New Section... düğmesine basınız.
- Sections bölümünden Add New Section... düğmesine basınız.
  - Section Name kutucuğuna R50 yazınız.
  - Type bölümünde Shell-Thick seçeneğini seçiniz.
  - Material Name açılır listesinden C30 malzemesini seçiniz.
  - Thickness bölümünde Membrane ve Bending kutucuklarına radye temel kalınlığı olan 0.5 değerini yazınız ve 2 kez OK düğmesine basınız.
- Menüde Draw-Quick Draw Area seçeneğini seçiniz.
- Ekranaya gelen ileti kutusunda Section açılır listesinden R50 kesitini seçiniz.
- A-B ve 1-2 akslarının oluşturduğu bölgenin ortasına sol fare tuşuyla tıklayarak ilk parçayı oluşturunuz.
- Benzer şekilde diğer bölgelerin ortasına tıklayarak tüm parçaları da oluşturunuz.

- Menüde Analyze-Run Analysis... seçeneğini seçiniz.
  - Run Now düğmesine basınız
  - Dosya adı istendiğinde uygun bir dosya adı veriniz
  - Çözümü yapınız.
- Menüde View-Set Display Options seçeneğini seçiniz.
- Ekranı gelen ileti kutusunda Joints bölümünde Invisible ve Links bölümünde Not in View kutucuklarını seçili duruma getiriniz ve OK düğmesine basınız.
- Menüde Display-Show Forces/Stresses-Soil Pressure seçeneğini seçiniz.
- Ekranı gelen ileti kutusunda Case/Combo Name açılır listesinden P yüklemesini seçiniz ve OK düğmesine basınız.



Zemin gerilme yayılımı

- Zemin gerilmelerinin en büyük değeri köşelerde  $q = 115 \text{ kN/m}^2$  dolaylarında elde edilmiştir. Bu değer  $q_{\text{net}} = 150 - 1.5 \times 20 = 120 \text{ kN/m}^2$  değerinden küçüktür. (Temel tabanından yükseklik 1.5m ve zemin ve temel ortlama birim hacim ağırlığı  $20 \text{ kN/m}^3$  varsayılmıştır.)
- **xy** simgesine basarak plan görünümünü ekrana getiriniz.
- Menüde Display-Show Forces/Stresses-Shells seçeneğini seçiniz.
- Ekranı gelen ileti kutusunda
  - Case/Combo Name açılır listesinden P seçeneğini seçiniz.
  - X yönündeki eğilme momentlerini görmek için Component bölümünde M11 seçeneğini seçiniz.
  - Miscellaneous Options bölümünde Show Deformed Shape seçeneğini seçili duruma getiriniz ve OK düğmesine basınız.

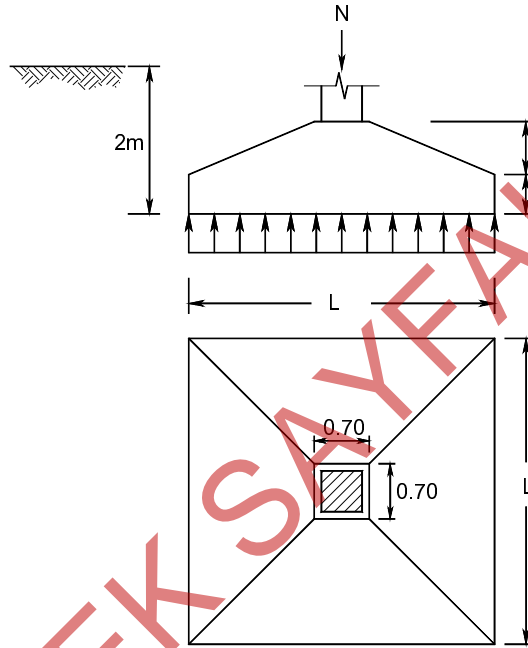
Problemler:

**Problem 12.1**

Şekilde verilen kare tabanlı tekil temelde gerekli kontrollerin yapılarak betonarme tasarımın yapılması.

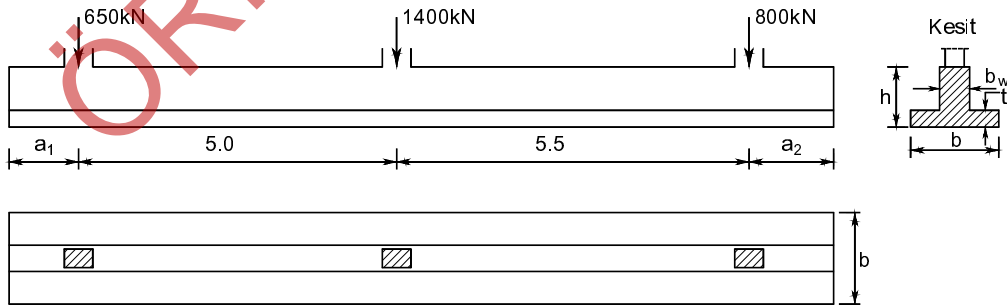
$$N_d = 1800kN \quad \text{Kolon } 500mm \times 500mm \quad \text{Malzeme: C30/S420} \quad q_t = 400kN / m^2$$

Temel ve üst zeminin ortalama birim hacim ağırlığı  $\gamma = 22kN / m^3$



**Problem 12.2**

Şekilde verilen sürekli temelde gerekli kontrollerin yapılarak betonarme tasarımının yapılması.



$$\text{Malzeme: C30/S420} \quad q_t = 300kN / m^2$$

Kolonlar  $300mm \times 500mm$  (500mm temel eksenine boyunca olan uzunluktur)

# DEPREME DAYANIKLI TASARIM

## BÖLÜM 13

### 13.1 Genel

Depremler yer kabuğunda bulunan tektonik plakalardaki ani hareketler sonucunda oluşur. Bu hareket plakaları sınırlayan faylarda göreceli hareket şeklinde ortaya çıkmaktadır. Ortaya çıkan enerji yerdeğiştirme dalgaları şeklinde yayılır ve oluşan titreşimler deprem olarak tanımlanır. Deprem sırasında oluşan yatay ve düşey hareketler gelişigüzel hareket şeklindedir.

Yer hareket ettiğinde, yapının ataleti yapıyı yerinde tutmaya çalışacak ve sonuçta yapıda büyük yerdeğiştirmeler ve iç kuvvetler oluşacaktır. Depreme dayanıklı yapı tasarımında amaç yapıyı deprem sırasında oluşacak bu büyük yerdeğiştirmeleri ve iç kuvvetleri karşılayabilecek şekilde boyutlandırmaktır.

Yer hareketinin yatay bileşeninin etkisi genellikle düşey bileşeninin etkisinden daha büyük olduğundan ve ayrıca yapılar düşey yüklere göre daha rijit ve dayanıklı olduklarından depreme dayanıklı tasarımda yatay etkiler daha önemlidir. Depremlerden elde edilen deneyimler de, yatay etkilerin en zorlayıcı etki olduğunu göstermiştir.

Yapısal tasarımda genellikle depremin oluşturacağı etki ivme ile ilişkili olarak değerlendirilir. Yapı çok rijit olduğunda yapının hareketi yer hareketi ile aynı olacak ve yapıya etkiyen kuvvet, yapı kütlesi ile yer ivmesine eşit olan yapı ivmesinin çarpımına eşit olacaktır. Genelde yapının rijitliği çok büyük olamayacağından yapı yer hareketinden farklı bir titreşim hareketi yapar. Bu durumda yapıda oluşacak ivmeler yer ivmesinden farklı olacak ve yapıya etki eden kuvvetler de değişecektir. Deprem yüklerinin belirlenmesinde kullanılan hesap yöntemleri yapıdaki kütlelerin ivmelerini belirlemeyi amaçlamaktadır. Yer ivmesinden farklı olan bu ivmelerin kütleler üzerinde oluşturacağı dinamik yükler belirlendikten sonra yapıda oluşan yerdeğiştirmeler ve iç kuvvetler belirlenebilir.

Büyük deprem etkileri altında elastik davranış esas alınarak hesap yapıldığında yapıda büyük yerdeğiştirmeler oluştuğu görülür. Yapı, kullanım ömrü boyunca ender olarak büyük bir deprem etkisinde kalacağından böyle bir yüklemeyi hasar görmeden elastik davranış göstererek karşılayacak şekilde tasarlamak ekonomik olmamaktadır. Bu nedenle yapıların deprem tasarımında elastik olarak karşılayacağı yük düzeylerinden göreceli daha düşük yük düzeyleri esas alınır. Göreceli düşük yük düzeyleri esas alınarak tasarlanmış yapılar büyük depremlerde oluşacak doğrusal olmayan davranış ile enerji yutmakta ve yeterli deprem dayanımı gösterebilmektedir. Bu doğrusal olmayan davranış ile yeterli enerjinin yutulabilmesi için yapının süneklik adı verilen dayanımda önemli bir azalma olmadan büyük yerdeğiştirme yapabilme özelliğine sahip olması gerekir.

Deprem güvenliğinin sağlanması için yeterli sünekliğe ek olarak yeterli dayanım ve rijitlik de bulunmalıdır. Dayanımın sağlanması için taşıyıcı sistemi oluşturan elemanların tasarım yüklerini güvenle taşıyabilecek biçimde boyutlandırılması ve donatı detaylandırılmasının buna uygun şekilde yapılması gerekir.

Yeterli rijitlik ise tasarım yükleri etkisinde oluşacak yerdeğiştirmelerin sınırlandırılması ile sağlanmaktadır. Katın bir alt kata göre yerdeğiştirme farkı olarak tanımlanan göreceli kat yerdeğiştirmesi, oluşabilecek

hasarın önemli bir göstergesidir. Göreli yerdeğiştirmelerin büyük olması taşıyıcı olmayan elemanlarda hasarın büyük olmasına neden olur. Çoğu durumda bu hasarın onarımının veya yeniden yapımının maliyeti yüksek olmaktadır. Ayrıca göreli yerdeğiştirmelerin büyük olması, ikinci merteye etkilerin büyümesine ve kararlılığın (stabilitenin) azalmasına neden olmaktadır. Bu nedenle depreme dayanıklı yapı tasarımında yerdeğiştirmelerin sınırlandırılması, yeterli rijitliğe sahip olarak oluşacak yerdeğiştirmelerin verilen sınır değerlerden küçük olması önemli tasarım koşullarından biri haline gelmektedir.

### 13.2 TBDY2018'e Göre Deprem Yüklerinin Belirlenmesi

Yapının ömrü boyunca hangi büyüklükte, hangi sıklıkta bir deprem etkisinde olacağı hakkında büyük belirsizlikler bulunmaktadır. Bu belirsizlikler nedeniyle deprem etkisi; geoteknik, sismolojik ve zemin dinamiği verileri ve eğer varsa kuvvetli yer hareketi kayıtları kullanılarak belirli bir olasılıkla ve dönüş aralığında ortaya çıkabilecek en büyük yer ivmesinin öngörülmesi ile göz önüne alınmaktadır. Ülkemizde deprem etkilerine göre tasarım için Türkiye Bina Deprem Yönetmeliğinde (2018) verilen kurallara uyulması gerekmektedir.

#### 13.2.1 Deprem Yer Hareketi Düzeyleri

Deprem etkilerinin hesaplanmasındaki belirsizlikler nedeniyle yapının belirli bir dayanıma sahip olarak tasarlanması gerekmektedir. Türkiye Bina Deprem Yönetmeliğine (TBDY) göre bina taşıyıcı sistemi, farklı büyüklüklerdeki olası deprem etkilerine (deprem yer hareketi düzeyleri) karşı, öngörülen belirli performans düzeylerini sağlamalıdır.

Türkiye Bina Deprem Yönetmeliğinde büyükten küçüğe doğru 4 adet deprem yer hareketi düzeyi tanımlanmıştır.

- *Deprem Yer Hareketi Düzeyi-1 (DD-1)*  
DD-1 Deprem Yer Hareketi, göz önüne alınan en büyük deprem yer hareketi düzeyidir. DD-1, spektral büyüklüklerin 50 yılda aşılma olasılığının %2 ve buna karşı gelen tekrarlanma periyodunun 2475 yıl olduğu çok seyrek deprem yer hareketini belirtmektedir. Bu deprem yer hareketi, göz önüne alınan en büyük deprem yer hareketi olarak da adlandırılmaktadır.
- *Deprem Yer Hareketi Düzeyi-2 (DD-2)*  
DD-2 Deprem Yer Hareketi, spektral büyüklüklerin 50 yılda aşılma olasılığının %10 ve buna karşı gelen tekrarlanma periyodunun 475 yıl olduğu seyrek deprem yer hareketini belirtmektedir. Bu deprem yer hareketi, standart tasarım deprem yer hareketi olarak da adlandırılmaktadır.
- *Deprem Yer Hareketi Düzeyi-3 (DD-3)*  
DD-3 Deprem Yer Hareketi, spektral büyüklüklerin 50 yılda aşılma olasılığının %50 ve buna karşı gelen tekrarlanma periyodunun 72 yıl olduğu sık deprem yer hareketini belirtmektedir.
- *Deprem Yer Hareketi Düzeyi-4 (DD-4)*  
DD-4 Deprem Yer Hareketi, spektral büyüklüklerin 50 yılda aşılma olasılığının %68 (30 yılda aşılma olasılığı %50) ve buna karşı gelen tekrarlanma periyodunun 43 yıl olduğu çok sık deprem yer hareketini belirtmektedir. Bu deprem yer hareketi, servis deprem yer hareketi olarak da adlandırılmaktadır.

#### 13.2.2 Bina Performans Düzeyleri

Yapı performansı, öngörülen yük düzeyinde yapının bulunduğu durum olarak tanımlanabilir. TBDY'de binaların farklı deprem yer hareketi düzeyleri etkisinde farklı performans göstermeleri hedeflenmektedir. TBDY2018'de verilen Bina Performans Hedeflerinin tanımına esas olmak üzere, deprem etkisi altında bina taşıyıcı sistemleri için Bina Performans Düzeyleri aşağıda tanımlanmıştır.

- *Kesintisiz Kullanım (KK) Performans Düzeyi*

Bu performans düzeyi, bina taşıyıcı sistem elemanlarında yapısal hasarın meydana gelmediği veya hasarın ihmal edilebilir ölçüde kaldığı duruma karşı gelmektedir.

- **Sınırlı Hasar (SH) Performans Düzeyi**

Bu düzey, bina taşıyıcı sistem elemanlarında sınırlı düzeyde hasarın olduğu, diğer deyişle doğrusal olmayan davranışın sınırlı kaldığı hasar düzeyine karşı gelmektedir.

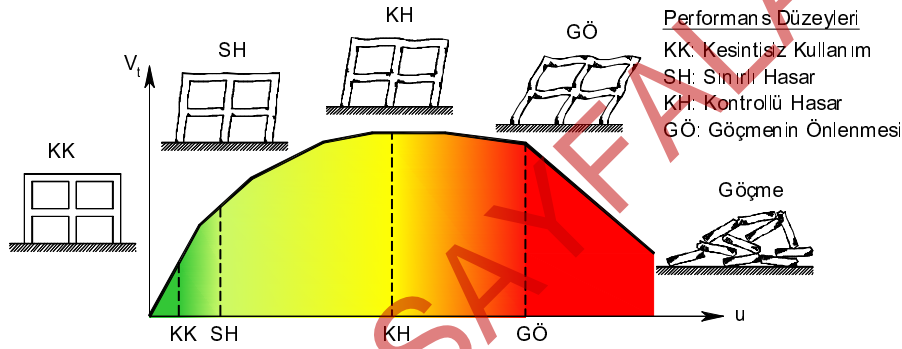
- **Kontrollü Hasar (KH) Performans Düzeyi**

Bu düzey, can güvenliğini sağlamak üzere bina taşıyıcı sistem elemanlarında çok ağır olmayan ve çoğunlukla onarılması mümkün olan kontrollü hasar düzeyine karşı gelmektedir.

- **Göçmenin Önlenmesi (GÖ) Performans Düzeyi**

Bu düzey, bina taşıyıcı sistem elemanlarında ileri düzeyde ağır hasarın meydana geldiği göçme öncesi duruma karşı gelmektedir. Binanın kısmen veya tamamen göçmesi önlenmiştir.

Şekil 13-1'de tipik bir deprem yükü-yatay yerdeğiştirme grafiği üzerinde yukarıda tanımlanan bina performans düzeyleri gösterilmiştir.

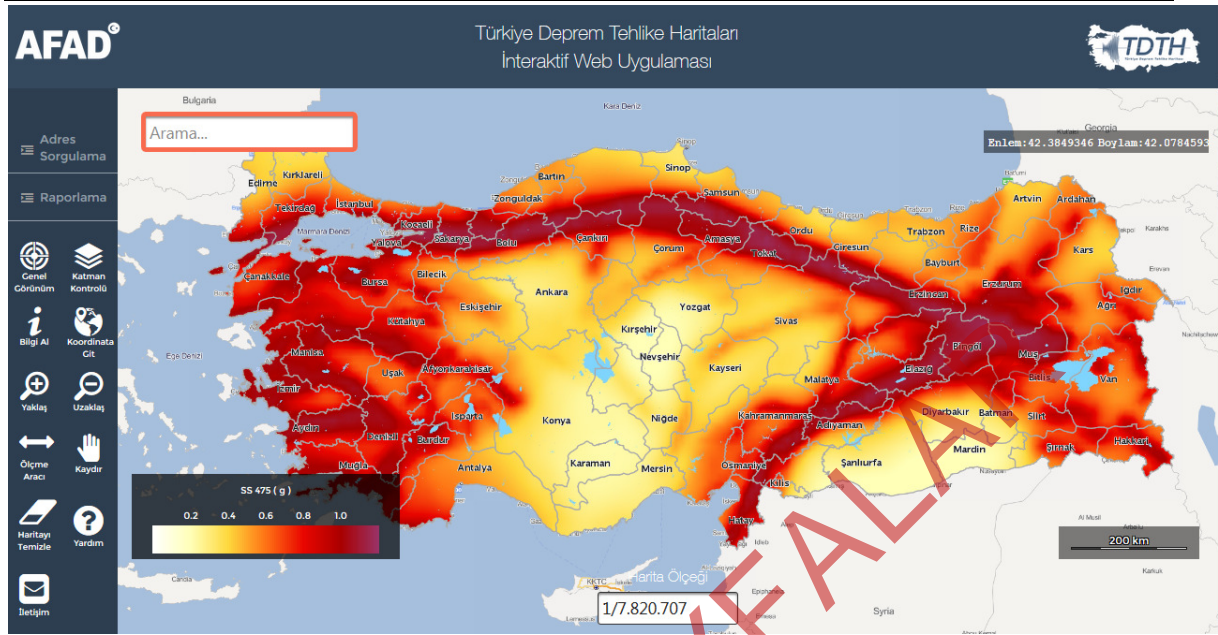
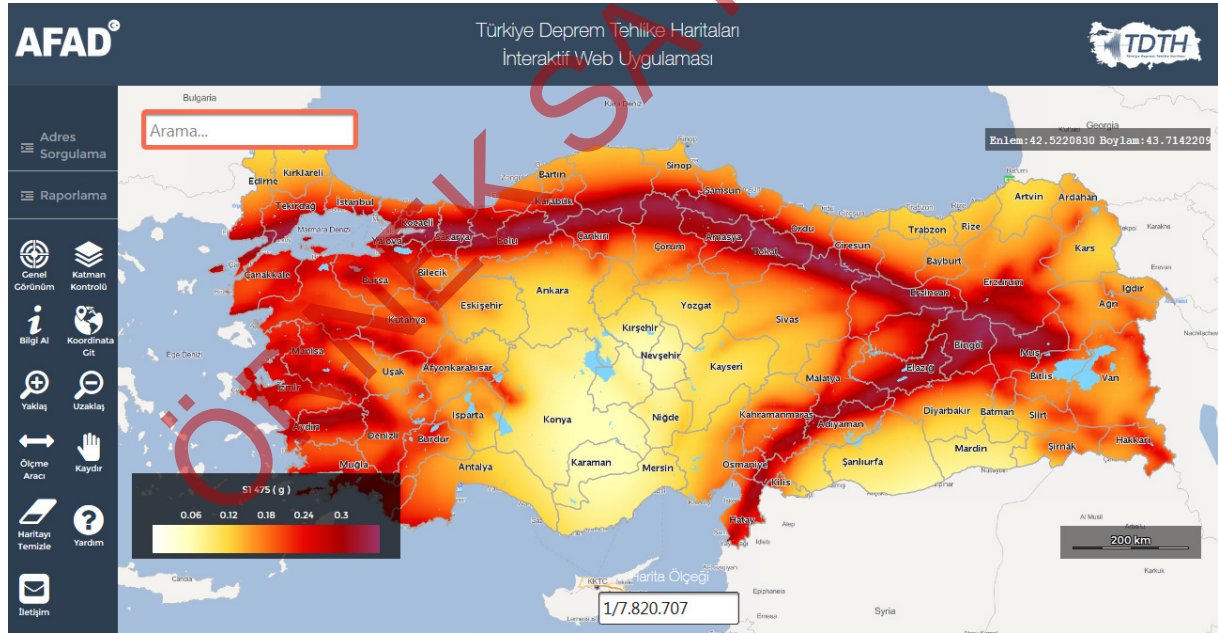


Şekil 13-1 Bina Performans Düzeyleri

### 13.2.3 Türkiye Deprem Tehlike Haritaları

TBDY2018'de deprem yer hareketi Deprem Tehlike Haritaları ile tanımlanmıştır. Binaların tasarımında esas alınan deprem yer hareketi düzeylerine karşı gelen deprem etkileri bu haritalar kullanılarak belirlenmektedir. Kesin olarak belirlenmesi mümkün olmayan deprem tehlikesi bu haritalarda olasılıksal olarak dikkate alınmıştır. Bu yöntemle göre yapılan hesaplamalarda esas olarak, göz önüne alınan yerin tektonik yapısı, bölgeyi etkileyebilecek aktif faylar, faya olan uzaklık, bölgenin depremselliği, geçmiş depremlerin büyüklükleri ve sıklıkları gibi birçok değişkeni içeren istatistiksel olasılık modelleri kullanılarak ve işlenerek en büyük yer ivmesi veya herhangi bir periyoda karşı gelen spektral ivme gibi gerekli yer hareketi parametrelerinin belirli bir büyüklüğe ulaşma veya onu aşma olasılığı hesaplanır.

Deprem Tehlike Haritalarına <https://tdth.afad.gov.tr> adlı internet adresinden ulaşılmaktadır. İlgili internet sayfasındaki interaktif web uygulaması kullanılarak, binanın bulunduğu enlem ve boylam bilgileri, zemin özelliği belirtilerek, tekrarlanma periyoduna bağlı olarak listelenen dört farklı deprem yer hareketi düzeylerinde  $PGA$ ,  $PGV$ ,  $S_s$ ,  $S_1$  büyüklükleri belirlenebilmektedir. Aşağıda Şekil 13-2 ve Şekil 13-3'de sırasıyla tekrarlanma periyodu 475 yıl olan DD-2 deprem düzeyi için  $S_s$  ve  $S_1$  ivme katsayıları haritaları gösterilmektedir.

Şekil 13-2 Türkiye Deprem Tehlike Haritası ( $S_s - 475$ )Şekil 13-3 Türkiye Deprem Tehlike Haritası ( $S_I - 475$ )

Boyutsuz olarak tanımlanan harita spektral ivme katsayıları

- Kısa periyot bölgesi için harita spektral ivme katsayısı  $S_s$



- 1.0s periyot için harita spektral ivme katsayısı  $S_1$

olarak belirtilmiştir.

Harita spektral ivme katsayıları, birbirine dik iki yatay doğrultudaki deprem etkilerinin geometrik ortalamasına karşı gelen belirli bir deprem yer hareketi düzeyi için referans zemin koşulu,  $(V_s)_{30} = 760m/s$ , esas alınarak %5 sönüm oranı için Deprem Tehlike Haritalarında verilen harita spektral ivmelerinin yerçekimi ivmesine bölünmesi ile boyutsuz katsayılar olarak tanımlanmıştır.

Tablo 13-1 Kısa Periyot Bölgesi için Yerel Zemin Etki Katsayıları

Yerel Zemin Sınıfı	Kısa periyot bölgesi için Yerel Zemin Etki Katsayısı $F_S$					
	$S_S \leq 0.25$	$S_S = 0.50$	$S_S = 0.75$	$S_S = 1.00$	$S_S = 1.25$	$S_S \geq 1.50$
ZA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
ZB	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
ZC	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2
ZD	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
ZE	2.4	1.7	1.3	1.1	0.9	0.8
ZF	Sahaya özel zemin davranış analizi yapılmalıdır.					

Tablo 13-2 1.0 saniye Periyot için için Yerel Zemin Etki Katsayıları

Yerel Zemin Sınıfı	1.0 sn periyot için Yerel Zemin Etki Katsayısı $F_1$					
	$S_1 \leq 0.10$	$S_1 = 0.20$	$S_1 = 0.30$	$S_1 = 0.40$	$S_1 = 0.50$	$S_1 \geq 0.60$
ZA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
ZB	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
ZC	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
ZD	2.4	2.2	2.0	1.9	1.8	1.7
ZE	4.2	3.3	2.8	2.4	2.2	2.0
ZF	Sahaya özel zemin davranış analizi yapılmalıdır.					

Tasarımda kullanılacak spektral ivme katsayıları  $S_{DS}$  ve  $S_{D1}$ , harita spektral ivme katsayılarına ve yerel zemin etki katsayılarına bağlı olarak Denk. (13.1) ile belirlenir.

$$S_{DS} = S_S F_S \quad (13.1)$$

$$S_{D1} = S_1 F_1$$

Burada  $F_S$  ve  $F_1$  yerel zemin etki katsayılarını göstermektedir.

## 13.2.4.1 Bina Kullanım Sınıfları (BKS)

Bina Kullanım Sınıfları (BKS) ve bina önem katsayısı binanın kullanım amacına bağlı olarak, tanımlanmaktadır, Tablo 13-3. Tablo incelendiğinde Bina Önem Katsayısı  $I$  değerinin, depremden hemen sonra kullanımına gereksinim duyulan yapılarda ve insanların yoğun olarak bulunduğu binalarda göreceli olarak daha büyük değere sahip olduğu görülebilir.

## 13.2.4.2 Deprem Tasarım Sınıfları (DTS)

Tasarımda esas alınacak Deprem Tasarım Sınıfları (DTS) Tablo 13-4'de listelendiği gibi Bina Kullanım Sınıflarına (BKS) ve DD-2 deprem yer hareketi düzeyi için Kısa Periyot Tasarım Spektral İvme katsayısına ( $S_{DS}$ ) bağlı olarak belirlenmektedir,

Tablo 13-4 Deprem Tasarım Sınıfları (DTS)

(DD-2) Deprem Yer Hareketi Düzeyinde Kısa Periyot Tasarım Spektral İvme Katsayısı ( $S_{DS}$ )	Bina Kullanım Sınıfı	
	BKS=1	BKS=2,3
$S_{DS} < 0.33$	DTS=4a	DTS=4
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	DTS=3a	DTS=3
$0.50 \leq S_{DS} < 0.75$	DTS=2a	DTS=2
$0.75 \leq S_{DS}$	DTS=1a	DTS=1

## 13.2.4.3 Bina Yüksekliği ve Bina Yükseklik Sınıfları (BYS)

Bina tabanı aşağıdaki koşulların her ikisini de sağlayan bodrumlu binalarda bodrum perdelerinin üst kotundaki kat döşemesi seviyesinde tanımlanmaktadır.

- Rijit bodrum perdelerinin binayı her taraftan veya en az üç taraftan çevrelemesi,
- Birbirine dik bina eksenlerinin her birinin doğrultusundaki hakim titreşim modunda, bodrum katlar dahil binanın tümü için hesaplanan doğal titreşim periyodunun, aynı taşıyıcı sistemde zemin kat döşemesi dahil tüm bodrum kütleleri hesaba katılmaksızın aynı doğrultuda hesaplanan doğal titreşim periyodu'na oranının 1.1'den küçük olması ( $T_{p,tüm} \leq 1.1T_{p,üst}$ ).

Verilen koşullardan herhangi birini sağlamayan bodrumlu binalar ve bodrumsuz binalarda bina tabanı temel üst kotunda tanımlanmalıdır.

Deprem hesabı bakımından bina yüksekliği  $H_N$ , yukarıda tanımlanan bina tabanından itibaren ölçülen yükseklik olarak tanımlanır. Bu tanımda, çatı döşemesinin üzerinde yer alan asansör makina dairesi ve benzeri küçük kütleli uzantılar dikkate alınmayabilir.

Benzer şekilde  $S_{ae}$  spektral yerdeğiştirme büyüklüklerinin düşey eksen olarak alınması durumunda elde edilen grafik ise Yerdeğiştirme Spektrumu olarak adlandırılır.

### 13.3.1 TBDY Deprem Yer Hareketi Spektrumları

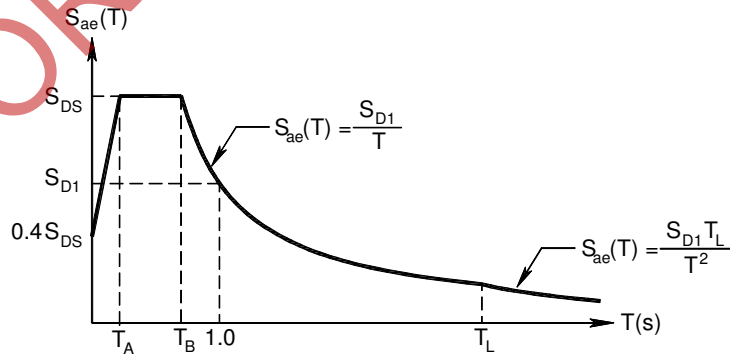
Elastik deprem yüklerinin belirlenmesi için kullanılan ivme spektrumu, depremden depreme farklılıklar gösterir ve ayrıca yerel zemin koşullarından etkilenir. Bu nedenle, istatistiksel çalışmaların sonucu olarak deprem yönetmeliklerinde spektrum eğrisinin biçimi genellikle standardize edilir ve spektral ivmeler çeşitli deprem değişkenleri ile ilişkilendirilerek analitik olarak ifade edilir.

Benzer şekilde TBDY 2018'de deprem yer hareketi spektrumları, belirli bir deprem yer hareketi düzeyinde referans zemin koşulları esas alınarak %5 sönüm oranı için, harita spektral ivme katsayılarına ve yerel zemin etki katsayılarına bağlı olarak standart biçimde veya sahaya özel deprem tehlikesi analizleri ile özel olarak tanımlanırlar. Yatay ve düşey elastik tasarım spektrumları tasarım spektral ivme katsayıları  $S_{DS}$ ,  $S_{D1}$  kullanılarak tanımlanmaktadır.

#### 13.3.1.1 Yatay Elastik Tasarım Spektrumu

Göz önüne alınan herhangi bir deprem yer hareketi düzeyi için yatay elastik tasarım ivme spektrumunun ordinatları olan yatay elastik tasarım spektral ivmeleri  $S_{ae}(T)$ , doğal titreşim periyoduna bağlı olarak yerçekimi ivmesi [g] cinsinden aşağıdaki şekilde tanımlanmaktadır. Yatay Elastik Tasarım İvme Spektrumunun tipik grafiği Şekil 13-6'de gösterilmektedir.

$$\begin{aligned}
 S_{ae}(T) &= \left( 0.4 + 0.6 \frac{T}{T_A} \right) S_{DS} & (0 \leq T < T_A) \\
 S_{ae}(T) &= S_{DS} & (T_A \leq T \leq T_B) \\
 S_{ae}(T) &= \frac{S_{D1}}{T} & (T_B < T \leq T_L) \\
 S_{ae}(T) &= \frac{S_{D1} T_L}{T^2} & (T_L < T)
 \end{aligned} \tag{13.6}$$



Şekil 13-6 Yatay Elastik Tasarım İvme Spektrumu

### 13.3.2 Deprem Etkilerinin Diğer Etkilerle Birleştirilmesi

Yatay deprem etkisi altında taşıyıcı sistemin deprem hesabında, yatayda birbirine dik (X) ve (Y) doğrultularında tanımlanan depremlerden oluşan deprem etkileri Denk.(13.10)'de tanımlanan şekilde birleştirilir.

$$E_d^{(H)} = \pm E_d^{(X)} \pm 0.3E_d^{(Y)} \quad (13.10)$$

$$E_d^{(H)} = \pm 0.3E_d^{(X)} \pm E_d^{(Y)}$$

Burada  $E_d^{(X)}$  ve  $E_d^{(Y)}$  herhangi bir kesitte birbirine dik (X) ve (Y) doğrultularındaki depremlerin etkisi altında ayrı ayrı hesaplanan deprem etkilerini,  $E_d^{(H)}$  ise 100/30 kuralı ile doğrultu birleştirilmesi uygulanmış tasarıma esas yatay deprem etkisini göstermektedir.

Deprem etkileri altında yukarıda verilen yöntemlerden biri ile elde edilen iç kuvvetlerin, düşey yüklerle birlikte boyutlamaya esas olacak şekilde birleştirilmesi aşağıdaki yük birleşimleri kullanılarak yapılmalıdır.

$$G + Q + 0.2S + E_d^{(H)} + 0.3E_d^{(Z)} \quad (13.11)$$

$$0.9G + H + E_d^{(H)} - 0.3E_d^{(Z)}$$

Burada  $E_d^{(Z)}$  düşey deprem etkisini,  $Q$  hareketli yük etkisini,  $S$  kar yükü etkisini,  $H$  ise yatay zemin etkisini belirtmektedir.

### 13.4 Depreme Dayanıklı Taşıyıcı Sistem Sınıfları

TBDY 2018'de betonarme taşıyıcı sistemler süneklik düzeyine göre yüksek, sınırlı ve karma olarak üç sınıfa ayrılmıştır. Süneklik düzeyi yüksek sistemlerde, tasarım ve detaylandırmada elemanların ve sistemin sünekliğini arttırmaya yönelik ek koşulların yerine getirilmesi gerekmektedir. Bu tür sistemlerde sünekliği arttırmaya yönelik koşulların yerine getirilmesi sonucunda elastik ötesi davranış ile enerji yutma yeteneği yüksek olacaktır.

### 13.5 TBDY'de Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı ve Dayanım Fazlalığı Katsayısı

Taşıyıcı sistem davranış katsayısı  $R$  genel olarak binanın sünek davranış gösterme ölçüsünü belirtmektedir. Diğer bir deyişle deprem etkisinde doğrusal olmayan davranış ile oluşacak etkin sönüm ve yutulacak enerjinin yaklaşık olarak göz önüne alınmasını sağlayan katsayıdır.

Dayanım fazlalığı katsayısı  $D$ , binanın gerçek yatay yük kapasitesinin tasarım yatay yüküne oranı olarak tanımlanmaktadır. Deprem etkileri tasarım değerlerinin üzerine çıkarak binanın gerçek kapasitesine ulaştığında bazı elemanlarda tasarım yükleri ile hesaplanan değerlerden daha büyük iç kuvvetler oluşma olasılığı bulunmaktadır. Dayanım fazlalığı katsayısı bu farklılığı belirtmek amacıyla tanımlanmıştır.

TBDY2018'de taşıyıcı sistemler süneklik düzeyi yüksek, sınırlı ve karma olarak üç sınıfa ayrılmıştır.

Süneklik düzeyi yüksek sistemlerde deprem istemi azalacağından taşıyıcı sistem davranış katsayısı  $R$  ve dolayısıyla deprem yükü azaltma katsayısı  $R_a$  diğer tür sistemlere göre daha büyük değerler olacaktır.

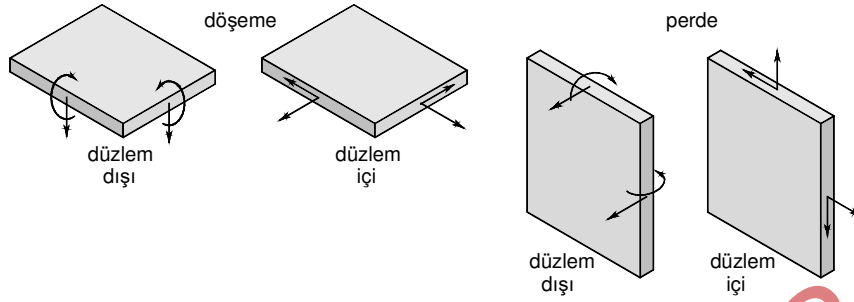
Süneklik düzeyi sınırlı taşıyıcı sistemlerde elastik ötesi davranış da sınırlı olacağından deprem istemi daha fazla olacak ve tasarımda daha düşük bir taşıyıcı sistem katsayısı  $R$  ve deprem yükü azaltma katsayısı  $R_a$  kullanılır.

A2. Süneklik Düzeyi Karma Taşıyıcı Sistemler			
A21. Deprem etkilerinin moment aktaran süneklik düzeyi sınırlı betonarme çerçeveler ile süneklik düzeyi yüksek bağ kirişli (boşluklu) betonarme perdeler tarafından birlikte karşılandığı binalar	6	2.5	BYS $\geq 4$
A22. Deprem etkilerinin moment aktaran süneklik düzeyi sınırlı betonarme çerçeveler ile süneklik düzeyi yüksek boşluksuz betonarme perdeler tarafından birlikte karşılandığı binalar	5	2.5	BYS $\geq 4$
A23. Deprem etkilerinin moment aktaran süneklik düzeyi sınırlı dolgulu (asmolen) veya dolgusuz tek doğrultulu dişli döşemeli betonarme çerçeveler ile süneklik düzeyi yüksek bağ kirişli (boşluklu) betonarme perdeler tarafından birlikte karşılandığı binalar	6	2.5	BYS $\geq 6$
A24. Deprem etkilerinin moment aktaran süneklik düzeyi sınırlı dolgulu (asmolen) veya dolgusuz tek doğrultulu dişli döşemeli betonarme çerçeveler ile süneklik düzeyi yüksek boşluksuz betonarme perdeler tarafından birlikte karşılandığı binalar	5	2.5	BYS $\geq 6$
A3. Süneklik Düzeyi Sınırlı Taşıyıcı Sistemler			
A31. Deprem etkilerinin tamamının moment aktaran süneklik düzeyi sınırlı betonarme çerçevelerle karşılandığı binalar	4	2.5	BYS $\geq 7$
A32. Deprem etkilerinin tamamının süneklik düzeyi sınırlı boşluksuz betonarme perdelerle karşılandığı binalar	4	2	BYS $\geq 6$
A33. Deprem etkilerinin moment aktaran süneklik düzeyi sınırlı betonarme çerçeveler ile süneklik düzeyi sınırlı boşluksuz betonarme perdeler tarafından birlikte karşılandığı binalar	4	2	BYS $\geq 6$

Tablo 13-6'da A21, A22 ile simgelenen süneklik karma taşıyıcı sistemlerin yüksek binalarda kullanımına, yalnızca DTS = 4 olmak koşuluyla izin verilmektedir.

### 13.6 Betonarme Taşıyıcı Sistem Elemanlarının Etkin Kesit Rijitlikleri

TBDY'de Dayanıma Göre Tasarım (DGT) kapsamında betonarme taşıyıcı sistem elemanlarının kesit özelliklerinin modellenmesinde Tablo 13-7'de verilen etkin kesit rijitliği çarpanları kullanılması gerektiği belirtilmektedir. Tablo 13-7'de verilen her iki çarpan da hesap modelinde göz önüne alınmalıdır. Etkin kesit rijitlikleri çarpanları, sadece deprem etkili yük birleşimleri içinde yer alan ve bu birleşimlere giren yükler altındaki hesaplarda uygulanır.



Şekil 13-8 Döşeme ve perdede düzlem içi ve düzlem dışı etkiler

Tablo 13-7 Betonarme Taşıyıcı Sistem Elemanlarının Etkin Kesit Rijitliği Çarpanları

Betonarme Taşıyıcı Sistem Elemanı	Etkin Kesit Rijitliği Çarpanı	
	Eksenel	Kayma
Perde – Döşeme (Düzlem İçi)		
Perde	0.50	0.50
Bodrum perdesi	0.80	0.50
Döşeme	0.25	0.25
Perde-Döşeme (Düzlem Dışı)	Eğilme	Kesme
Perde	0.25	1.00
Bodrum perdesi	0.50	1.00
Döşeme	0.25	1.00
Çubuk Eleman	Eğilme	Kesme
Bağ Kirişi	0.15	1.00
Çerçeve Kirişi	0.35	1.00
Çerçeve Kolonu	0.70	1.00
Perde (Eşdeğer Çubuk)	0.50	0.50

### 13.7 Eşdeğer Statik Hesap Yöntemi

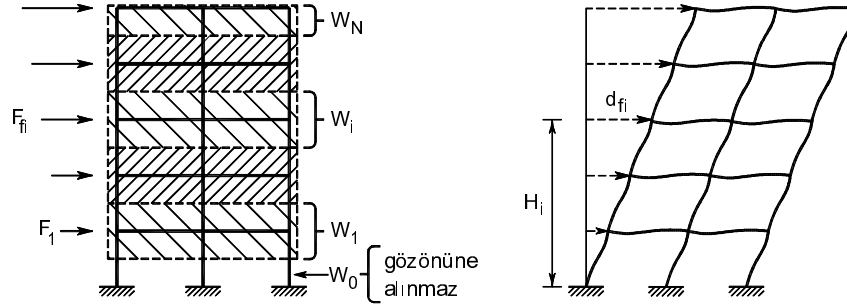
TBDY2018 esas alınarak yapılacak deprem hesabı için

- Eşdeğer Statik Hesap Yöntemi
- Mod Birleştirme Hesap Yöntemi
- Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi

olarak adlandırılan yöntemler kullanılmaktadır. Bu yöntemlerden eşdeğer deprem yükü yöntemi, taşıyıcı sistemi düzenli ve yüksek olmayan binaların tasarımında kullanılabilir. Diğer iki yöntem dinamik yöntem olduklarından tüm binalara uygulanabilmektedir. Bu kitapta eşdeğer statik deprem yükü yöntemine değinilecektir.

#### 13.7.1 Toplam Eşdeğer Deprem Yükünün Belirlenmesi

Yapıların depreme dayanıklı olarak boyutlandırılmasında kullanılacak, göz önüne alınan deprem doğrultusunda, tasarım deprem yükü olarak kullanılmak üzere binanın tümüne etkiyen Toplam Eşdeğer Deprem Yükü  $V_{IE}$  (yapının taban kesme kuvveti) Denk.(13.12) ile belirlenir:



Şekil 13-9 Kat ağırlıkları, fiktif yerdeğiştirmeler

Kat ağırlıkları hesaplanırken ilgili katın altındaki üstündeki katların yarı yüksekliklerinden kesilen bir bölgedeki yükler göz önüne alınabilir. Bu yüklerden oluşan kütlelerin döşeme hizalarında toplandığı varsayılır. Bu durumda en alt katın alt yarısındaki ağırlıklar göz önüne alınmaz.

### 13.7.2 Binanın Birinci Doğal Titreşim Periyodunun Belirlenmesi

Doğal titreşim periyodu, yapının bir tam salınım yapması ya da hareketin kendini tekrarlaması için geçen süredir. Yapının periyodu, yapının kütlesi ve rijitliğine bağlıdır. Kütle arttıkça periyot artmakta, rijitlik arttıkça da periyot azalmaktadır. Eşdeğer Deprem Yükü Yönteminin uygulanması durumunda, binanın göz önüne alınan deprem doğrultusundaki hakim doğal periyodu  $T_p$ , daha kesin bir hesap yapılmadıkça Denk.(13.17) ile hesaplanabilir.

$$T_p = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N m_i d_{fi}^2}{\sum_{i=1}^N F_{fi} d_{fi}}} \quad (13.17)$$

Burada  $F_{fi}$  katın temelden yüksekliği ve kat kütlesi ile orantılı olarak katlara etkiyen fiktif yatay kuvveti,  $d_{fi}$  de bu yük etkisinde oluşan kat yerdeğiştirmesini göstermektedir. Yerdeğiştirmelerin hesabında Tablo 13-7'de verilen etkin kesit rijitlikleri esas alınmalıdır.

Binanın hakim doğal titreşim periyodu  $T_p$ 'in deprem hesabında göz önüne alınacak en büyük değeri  $T_{pA}$  periyodunun 1.4 katından daha fazla olmamalıdır. Burada  $T_{pA}$  ampirik hakim doğal titreşim periyodudur.

DTS = 1, 1a, 2, 2a ve BYS  $\geq 6$  olan binalarda ve DTS = 3, 3a, 4, 4a olan tüm binalarda hakim doğal titreşim periyodu, Denk.(13.17)'dan hesaplanmaksızın, doğrudan  $T_{pA}$  ampirik periyodu olarak alınabilir

( $T_p = T_{pA}$ ).

Ampirik hakim doğal titreşim periyodu  $T_{pA}$  Denk.(13.18) ile hesaplanır.

$$T_{pA} = C_t H_N^{3/4} \quad (13.18)$$

### 13.8 Malzeme

TBDY, beton dayanımının TS EN 206’da tanımlanan C80’den daha yüksek olduğu binaları kapsam dışı tutmaktadır. Ayrıca deprem etkisini karşılayacak betonarme elemanlarda kullanılacak beton sınıfının en düşük TS EN 206’da verilen beton sınıflarından C25 olması gerektiği belirtilmektedir. Bu alt sınır koşulu ile betonda belirli bir basınç dayanımı, dolaylı olarak da çekme dayanımının sağlanması amaçlanmaktadır. Betonun çekme dayanımı, kenetlenmenin sağlanması ve elemanların kesme kuvvetine karşı dayanımlarında önemli olan bir özelliktir. Beton basınç dayanımının yüksek olması eksenel kuvvet etkisinde ve eğik asal basınç gerilmeleri altında oluşacak ezilmelere karşı da güvenliği arttırmaktadır.

Deprem Yönetmeliğinde, deprem etkisini karşılayacak elemanlarda TS 708’de verilen B420C ve B500C nervürlü donatı çelikleri kullanılması zorunlu kılınmıştır. TS 708’de verilen koşullara ek olarak, “çekme dayanımı/akma dayanımı” oranının 1.35 değerinden küçük olması ( $R_m / R_e < 1.35$ ) ve eşdeğer karbon oranının %0.55’i geçmemesi koşulu ile S420 beton çeliği kullanılmasına da izin verilmektedir. Bu koşul ile kullanılan donatı çeliğinin belirli bir sünekliğe sahip olması amaçlanmaktadır.

#### 13.8.1 Süneklik Düzeyi Yüksek Sistem Elemanları

##### 13.8.1.1 Süneklik Düzeyi Yüksek Kirişler

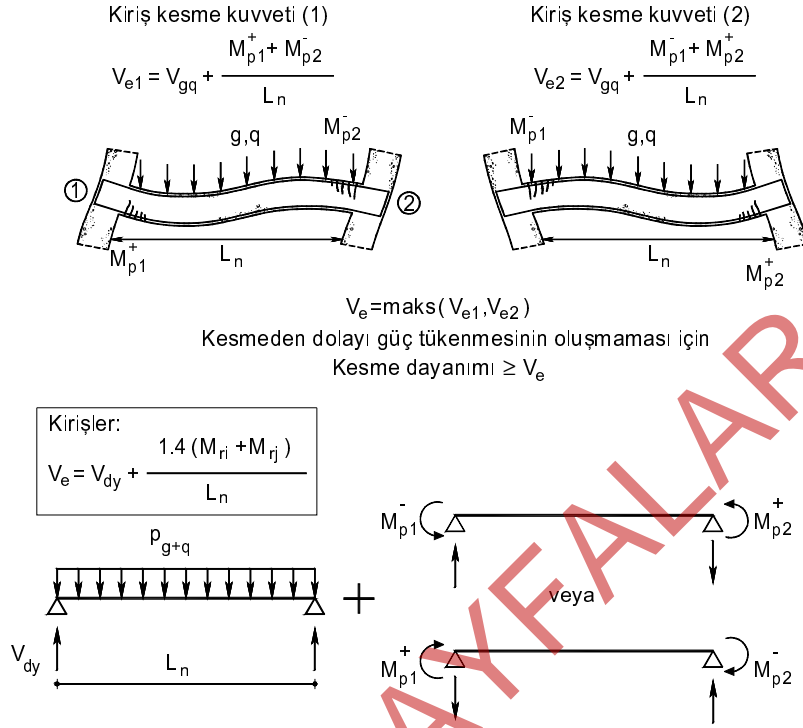
Hesap eksenel kuvveti  $N_d \leq 0.1A_c f_{ck}$  olan ve esas olarak eğilme momenti etkisindeki elemanlar kiriş olarak adlandırılmaktadır. Deprem Yönetmeliğine göre kolonlarla birlikte çerçeve oluşturan veya perdelerle kendi düzlemleri içinde bağlanan kirişlerin enkesitleri aşağıdaki koşulları sağlamalıdır.

- Kiriş gövde genişliği en az 250mm olmalıdır. Kiriş gövde genişliği, kiriş yüksekliği ile kirişin birleştiği kolonun veya perdenin kirişe dik genişliğinin toplamını geçmemelidir.
- Kiriş yüksekliği 300mm’den ve döşeme kalınlığının üç katından az olmamalıdır. Bu koşulu sağlamayan elemanlar, çözümlenmede döşeme elemanları ile beraber modellenmeli, kiriş gibi donatılmalı, ancak çerçeve kirişi olarak kabul edilmemelidir. Kesit için verilen minimum boyutlar belirli bir rijitliği sağlamak amaçlıdır. Döşeme kalınlığına bağlı olarak verilen koşul döşemeye mesnetlik görevini yapabilecek rijitliğin oluşturulmasına yöneliktir.
- Kiriş yüksekliği kiriş gövde genişliğinin 3.5 katından daha fazla olmamalıdır.
- Kiriş yüksekliği/ serbest açıklığı 1/4 ’den daha fazla olan elemanların, tekrarlı yön değiştiren yükler etkisindeki davranışı (özellikle kesme davranışı) eğilme davranışı baskın olan elemanların davranışından farklılık göstermektedir. Bu durumdaki kirişlerde kiriş gövdesinin her iki yüzüne, kiriş yüksekliği boyunca boyuna gövde donatısı konulmalıdır. Toplam boyuna gövde donatısı alanı, sağ veya sol mesnet kesitlerinde üst ve alt boyuna donatı alanları toplamının en büyüğünün %30’undan daha az olmamalıdır. Gövde donatısı çapı 12 mm’den az, aralığı ise 300mm ’den fazla olmamalıdır. Kiriş yüksekliği boyunca 600mm ’yi ve kiriş eksenini boyunca 400mm ’yi geçmeyen aralıklarla yatay gövde çirozları konulmalıdır.

Yüksekliği 600mm’den daha büyük kirişlerde en az 2 adet gövde donatısı bulundurulmalıdır. Gövde donatısının toplam alanı en az  $0.001b_w d$  olmalıdır. Yüksekliği 600mm’den daha yüksek kirişlerde yüksekliğin her 300mm artışında gövde donatısına iki donatı daha eklenmeli ve bu donatılar kiriş yüksekliği boyunca eşit aralıklarla yerleştirilmelidir.

Aşırı donatı oranları kirişi denge üstü durumuna getirerek gevrek davranışa neden olacağından açıklık ve mesnetlerdeki çekme ve basınç donatısı oranları farkı dengeli donatı oranının 0.85 katından fazla olmamalıdır ( $\rho - \rho' \leq 0.85\rho_b$ ). Ayrıca çekme donatısı oranı %2’den az olmalıdır.





Şekil 13-11 Kirişlerde tasarım kesme kuvvetinin belirlenmesi

Kiriş enine donatısının  $V_e$  kesme kuvvetine göre hesabında, betonun kesme dayanımına katkısı,  $V_c$ , TS500'e göre belirlenir. Ancak, kiriş sarılma bölgelerindeki enine donatının hesabında, sadece deprem yüklerinden oluşan kesme kuvvetinin depremlı durumdaki toplam kesme kuvvetinin yarısından daha büyük olması halinde, betonun kesme dayanımına katkısı  $V_c = 0$  alınmalıdır. Çerçeve kirişlerinde pilyelerin kesme dayanımına katkıları göz önüne alınmamalıdır.

$$\begin{aligned} V_E > 0.5V_d &\rightarrow V_c = 0 \\ V_E \leq 0.5V_d &\rightarrow V_c = 0.8V_{cr} \end{aligned} \quad (13.26)$$

### 13.8.1.2 Süneklik Düzeyi Yüksek Kolonlar

Süneklik düzeyi yüksek olarak tasarlanacak kolonlarda dikdörtgen kesitli kolonların en küçük boyutu  $300mm$ , dairesel kesitli kolonların çapı en az  $350mm$  olmalıdır. Kolon kesitleri için belirtilen minimum boyutlar belirli bir yanal ötelenme rijitliğinin sağlanması amacıyla yöneliktir. Kesit seçiminde, kolonların kirişlerden güçlü olmasını sağlayabilecek boyutların gerekeceği de unutulmamalıdır.

Deprem etkisinde kolonun belirli bir sünekliğe sahip olabilmesi için aksenal yük düzeyinin sınırlandırılması ve zorlanan eleman uç bölgelerinin sık sargı donatısı ile sarılması gerekmektedir.

Kolon kesiti alanı Denk.(13.27)'de verilen koşulu sağlamalıdır.

$$A_c \geq \frac{N_{dm}}{0.40f_{ck}} \quad (13.27)$$

Burada  $N_{dm}$ , TS 498'de hareketli yükler için tanımlanmış olan hareketli yük azaltma katsayıları da dikkate alınarak,  $G$  ve  $Q$  düşey yükler ve  $E$  deprem etkisinin ortak etkisi  $G+Q+E$  altında hesaplanan en büyük eksenel basınç kuvvetidir. Bu koşul, eksenel yük düzeyinin ( $N_d \leq 0.40f_{ck}A_c$ ) sınırlandırılarak kesitin sünekliğinin artırılmasını ve eksenel kuvvetten oluşabilecek gevrek kırılma riskinin azaltılmasını sağlamaya yöneliktir.

Boyuna donatı oranı brüt kesitin %1'inden az, %4'ünden fazla olmamalıdır. Bindirmeli ek yapılan kesitlerde donatı oranı %6'yı geçmemelidir. Kolonlarda  $\phi 14$  den daha küçük çaplı ve dairesel kolonlarda 6 adetden daha az donatı kullanılmamalıdır. Bindirmeli ek yapılan kesitlerde toplam boyuna donatı oranı %6'yı geçmemelidir.

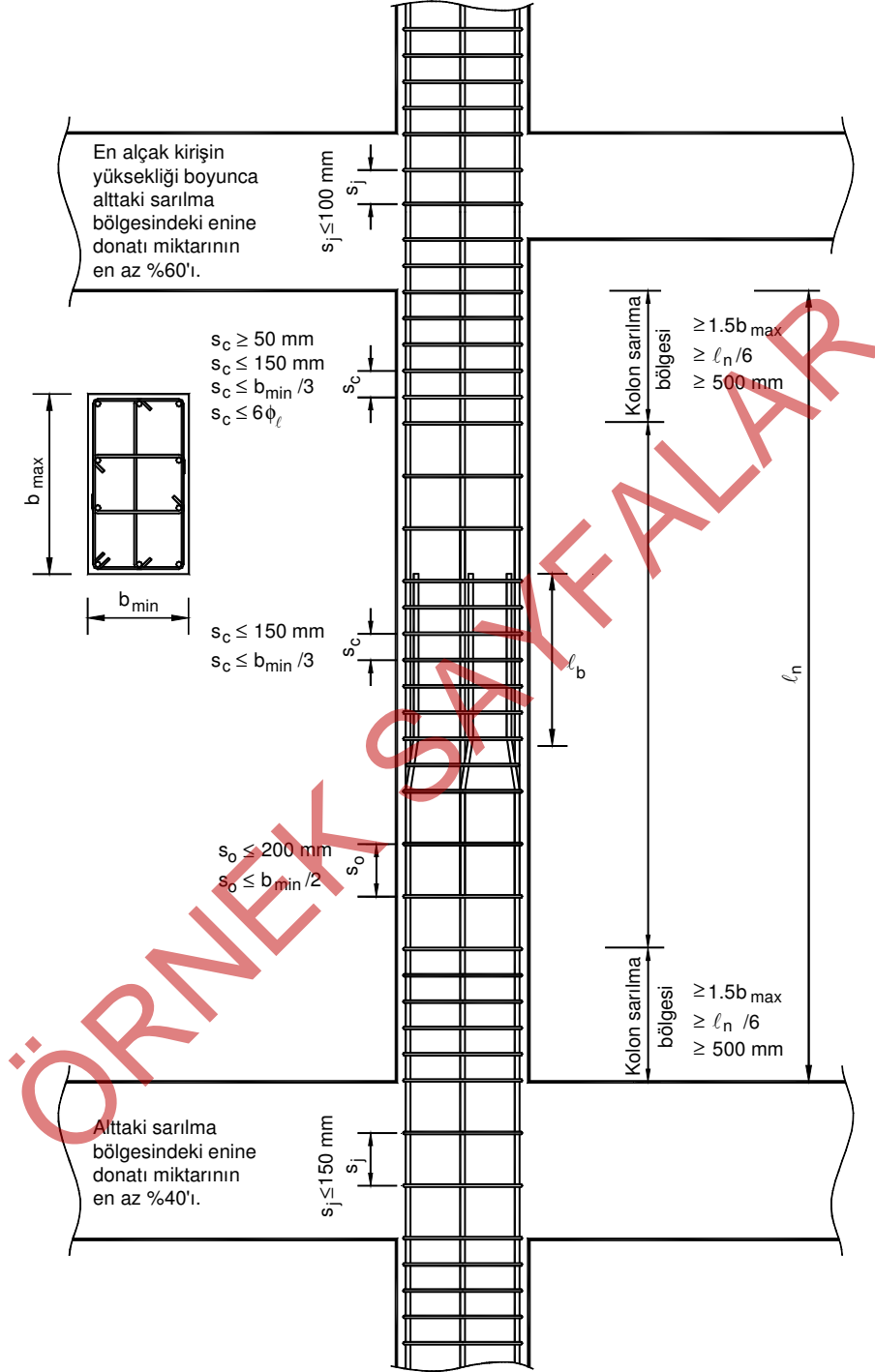
Minimum boyuna donatı oranı kesite belirli bir moment kapasitesi ve süneklik kazandırmak amaçlıdır. Kolonun minimum bir donatı alanına sahip olması rötre ve sünme etkilerinin azaltılmasına da olumlu katkı yapmaktadır.

Donatı oranının yüksek olduğu durumlarda boyuna donatı sayısı artacak, özellikle bindirmeli ek yapılan bölgelerde yoğun bir donatı bölgesi oluşacak betonlama işlemi çok güçleşecektir. Boyuna donatı için belirtilen üst sınır betonun kolaylıkla yerleşebilmesini sağlamaya yöneliktir.

Kolon kesitinde kullanılacak boyuna donatının çapı basınç kuvveti etkisindeki donatı çubuklarının burkulması ile ilgilidir. Boyuna donatının burkulma davranışını, donatı çapının dışında boyuna donatıyı saran iki etriye arasındaki uzaklık da etkilemektedir. Etriye aralıkları azaldıkça burkulma boyu kısalmaktadır.

Deprem etkisi altında en çok zorlanma, en büyük momentler kolon alt ve üst uçlarında oluşmaktadır. Boyuna donatıların eklenmesi kolon alt uçlarında yapılsa donatı yoğunluğundan dolayı betonlama işleminin sağlıklı yapılamama olasılığı ortaya çıkmakta ve dayanımın en yüksek olması gereken yerde zayıf dayanımlı bir bölge oluşturulmuş olacaktır. Bu nedenle kolon boyuna donatılarının bindirmeli ekleri, kolonun serbest yüksekliğinin orta üçte birlik bölgesinde yapılmalıdır. Bindirmeli ekin boyu  $\ell_b$ 'den küçük olmamalıdır. Bindirmeli ek boyunca yerleştirilecek enine donatıların aralığı kolonun en küçük boyutunun 1/3'ünden ve 150mm'den büyük olmamalıdır, Şekil 13-12.

Katlar arasında kolon kesitlerinin değişmesi durumunda, boyuna donatının kolon-kiriş birleşim bölgesi içinde düşeye göre eğimi 1/6'dan fazla olmamalıdır.



Şekil 13-12 Kolon sarılma bölgesi ve enine donatı aralığı koşulları [23]

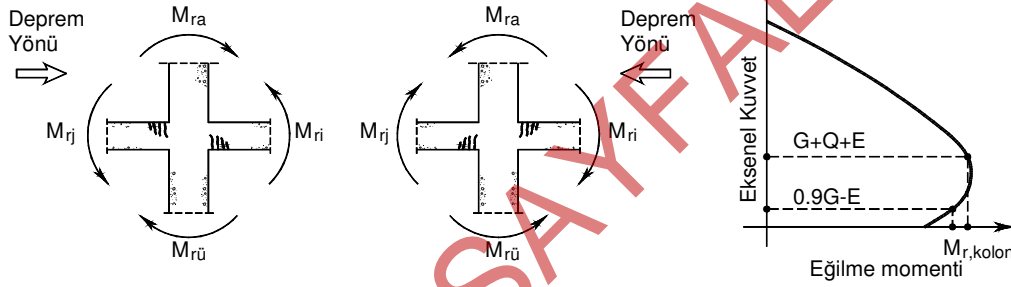
## 13.8.1.3 Kolonların Kirişlerden Daha Güçlü Olması Koşulu

Kolonların kirişlerden daha güçlü olma koşulu, bir düğüm noktasına birleşen kolonların taşıma gücü momentleri toplamının, aynı düğüm noktasına birleşen kirişlerin kolon yüzündeki kesitlerindeki taşıma gücü momentleri toplamından en az %20 daha büyük olmasıdır, Şekil 13-16.

$$(M_{ra} + M_{r\bar{u}}) \geq 1.2(M_{ri} + M_{rj}) \quad (13.32)$$

Bu koşul ile hasarların kolonlara göre daha sünek davranış gösteren kirişlerde oluşmasının sağlanması amaçlanmaktadır. Denk. (13.32)'nin uygulanabilmesi için, düğüm noktasına birleşen kirişlerin süneklik düzeyi yüksek kirişler için gerekli enkesit koşullarını sağlaması zorunludur.

Denk. (13.32), her bir deprem doğrultusunda ve depremin her iki yönü için elverişsiz sonuç verecek şekilde ayrı ayrı uygulanmalıdır. Kolon taşıma gücü momentlerinin hesabında, depremin yönü ile uyumlu olarak bu momentleri en küçük yapan  $N_d$  aksel kuvvetleri göz önüne alınmalıdır, Şekil 13-16.



Şekil 13-16 Deprem yönüne bağlı olarak kolon ve kiriş momentleri

Yeterli kenetlenme boyuna sahip olan ve kiriş tabla genişliği içinde bulunan döşeme donatılarının, kirişin eğilme kapasitesine katkıda bulunacağı tasarımda göz önüne alınmalıdır.

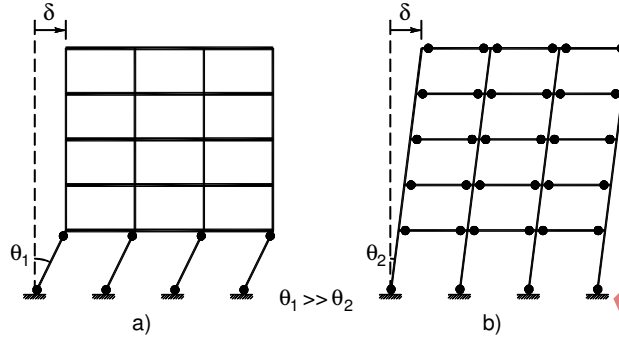
Normal kuvvet düzeyi düşük olan kolonların yeterli sünekliğe sahip olacağı ve yeterli düzeyde plastik şekildeğiştirme yapabileceği göz önünde bulundurularak

- Düğüm noktasına birleşen kolonların her ikisinde de  $N_d \leq 0.10A_c f_{ck}$  olması durumunda,
- Tek katlı binalarda ve çok katlı binaların kolonları üst kata devam etmeyen düğüm noktalarında,
- Kirişlerin saplandığı perdenin zayıf doğrultuda kolon gibi çalışması durumunda,

kolonların kirişlerden güçlü olması koşulunun sağlanması zorunlu değildir.

Kolonların kirişlerden güçlü olma koşulunun sağlanması, kat mekanizması oluşması (Şekil 13-17a) sonucu tüm sistemin dayanımını kaybetmesini de önlemektedir. Kolonların kirişlerden güçlü olma koşulunun sağlanmadığı sistemlerde hasarlar kolonlarda oluşmaktadır. Oluşacak hasar az sayıda kesitte ortaya çıkacağından, deprem sırasında oluşan enerjinin tüketilmesi ancak plastikleşen kesitlerin büyük dönmeler (Şekil 13-17'de  $\theta_1$ ) yapabilmesi ile mümkün olacaktır. Çoğu durumda bu kesitler gereken büyük dönme değerlerine ulaşamamakta veya ulaşabildiği durumda dayanımlarını önemli oranda kaybetmiş olduklarından düşey yükleri de taşıyamaz hale gelmekte ve tüm sistemin dayanımını olumsuz etkilemektedir. Dayanımını kaybeden kolonların sayısı arttığında yapının toptan göçme olasılığı da artmaktadır. Kolonların kirişlerden güçlü olduğu sistemlerde ise hasar daha sünek elemanlar olan kirişlerde

oluşmaktadır. Oluşacak hasar çok sayıda kesitte ortaya çıkacağından, deprem sırasında oluşan enerji plastikleşen kesitlerin sınırlı dönmeleri (Şekil 13-17'de  $\theta_2$ ) ile tüketilebilmektedir.



Şekil 13-17 (a) Kat mekanizması oluşumu (b) Kolonların kirişlerden güçlü olması durumu

Süneklik düzeyi yüksek kolonlarda enine donatı hesabında kullanılacak kesme kuvveti  $V_e$  kapasite tasarımı kullanılarak ,

$$V_e = \frac{M_{ii} + M_{ia}}{\ell_n} \quad (13.33)$$

bağıntısı ile kolon uç momentlerinin toplamının serbest boya bölünmesi ile elde edilmektedir. Kolon boyunca yatay bir kuvvetin etkimesi durumunda, örneğin zemin itkisi, kirişlerdekine benzer şekilde bu etkide tasarım kesme kuvvetinin belirlenmesinde göz önüne alınmalıdır.

Süneklik düzeyi yüksek kolonlarda, tasarımda kullanılacak kesme kuvvetinin belirlenmesinde kullanılan kolon uç momentleri ( $M_a, M_{ii}$ ) plastik mafsalların kolon veya kirişlerde oluşmasına göre değişmektedir. Bu nedenle kolon uç momentleri, kolonların kirişlerden daha güçlü olma koşulunun sağlanması veya sağlanamaması durumunda farklı şekilde hesaplanmaktadır, Şekil 13-18.

Kolonların kirişlerden güçlü olma koşulunun sağlandığı düğüm noktalarında, düğüm noktasına birleşen kirişlerin uçlarındaki moment kapasitelerinin toplamı olan  $\Sigma M_p$  momenti hesaplanmalıdır.

$$\Sigma M_p = M_{pi} + M_{pj} \quad (13.34)$$

Daha kesin hesap yapılmadığı durumlarda,  $M_{pi} \cong 1.4M_{ri}$  ve  $M_{pj} \cong 1.4M_{rj}$  olarak alınabilir.  $\Sigma M_p$  momenti, kolonların düğüm noktasına birleşen uçlarında deprem hesabına göre elde edilmiş bulunan momentler oranında kolonlara dağıtılmalı ve dağıtım sonucunda ilgili kolonun alt veya üst ucunda elde edilen moment,  $M_a$  veya  $M_{ii}$  olarak göz önüne alınmalıdır. Depremin her iki yönü için Denk. (13.34) ayrı ayrı uygulanmalı ve elde edilen en büyük  $\Sigma M_p$  değeri dağıtımda esas alınmalıdır. Kolonların kirişlerden daha güçlü olma koşulu sağlanmış olmasına karşın  $M_a$  veya  $M_{ii}$ , güvenli tarafta kalmak üzere ilgili kesitlerin moment kapasiteleri  $M_{pa}$  ve  $M_{pü}$  olarak alınabilir.

Kolonların kirişlerden güçlü olma koşulunun sağlanmadığı düğüm noktasına birleşen kolonların uçlarındaki momentler, kolonların moment kapasiteleri olarak hesaplanmalı ve  $M_a$  ve/veya  $M_{ii}$  olarak

olması ve aynı zamanda  $N_d \leq 0.05A_c f_{ck}$  koşulunun sağlanması halinde, betonun kesme dayanımına katkısı  $V_c = 0$  alınmalıdır.

$$\begin{aligned} V_E > 0.5V_d \text{ ve } N_d \leq 0.05A_c f_{ck} &\rightarrow V_c = 0 \\ V_E \leq 0.5V_d \text{ veya } N_d > 0.05A_c f_{ck} &\rightarrow V_c = 0.8V_{cr} \end{aligned} \quad (13.36)$$

### 13.8.2 Süneklik Düzeyi Sınırlı Sistem Elemanları

#### 13.8.2.1 Süneklik Düzeyi Sınırlı Kirişler

Süneklik düzeyi sınırlı kirişler için enkesit boyutları, boyuna donatı ve düzenlenmesine ilişkin koşullar süneklik düzeyi yüksek kirişler için belirtilen koşullar ile aynıdır. Bu tür kirişlerde de sarılma bölgeleri oluşturulmalı ve bu bölgelerde özel deprem etriyeleri kullanılmalıdır. Etriye aralıkları kiriş yüksekliğinin 1/4'ünü, en küçük boyuna donatı çapının 8 katını ve 200mm'yi aşmamalıdır. Sarılma bölgesi dışında, TS500'de verilen enine donatı koşullarına uyulmalıdır. Etriye kolları arası 350mm'den büyük olmamalıdır.

Süneklik düzeyi sınırlı kirişlerde enine donatı hesabında düşey yükler ve Dayanım Fazlalığı Katsayısı  $D$  ile artırılmış deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan kesme kuvveti  $V_d$  esas alınmaktadır.

Tasarım kesme kuvvetinin üst sınırı için verilen

$$V_d \leq 0.85b_w d \sqrt{f_{ck}} \quad (13.37)$$

koşulu bu tür kirişler için de geçerlidir. Kesme kuvvetinin karşılanması, betonun katkısı  $V_c$ , TS500 de öngörüldüğü şekilde hesaba alınmalıdır. Pilyelerin kesme dayanımına katkısı göz önüne alınmamalıdır.

#### 13.8.2.2 Süneklik Düzeyi Sınırlı Kolonlar

Bu tür kolonlarda enkesit alanına, boyutlarına ve boyuna donatıya ilişkin koşullar süneklik düzeyi yüksek kolonlar ile aynıdır.

Tasarım kesme kuvveti olarak, taşıyıcı sistemin düşey yükler ve Dayanım Fazlalığı Katsayısı  $D$  ile artırılarak hesaplanmış deprem etkilerinin ortak etkisi altında elde edilen  $V_d$  değeri kullanılmalıdır.

Tasarım kesme kuvvetinin üst sınırı için verilen

$$V_d \leq 0.85A_w \sqrt{f_{ck}} \quad (13.38)$$

koşulu bu tür kolonlar için de geçerlidir. Kesme kuvvetinin karşılanması, betonun katkısı  $V_c$ , düşey yükler ile birlikte deprem yüklerine göre hesaplanan en küçük  $N_d$  eksenel kuvvetin etkisi de göz önüne alınarak, TS500 de öngörüldüğü şekilde hesaba alınmalıdır.

Sarılma bölgesindeki enine donatı aralığı, en küçük enkesit boyutunun 1/3'ünden, en küçük boyuna donatı çapının 8 katından ve 150mm'den daha fazla olmamalıdır.

Etriye kolonlarda sarılma bölgelerindeki minimum toplam enine donatı alanı

$$A_{sh} \geq 0.15sb_k \left[ \frac{A_c}{A_{ck}} - 1 \right] \frac{f_{ck}}{f_{ywk}} \quad (13.39)$$

Uç düğüm noktaları dönmeye karşı tutulu kolonun görelî yerdeğiştirmesine karşı gelen rijitliği Denk.(13.45) ile hesaplanır.

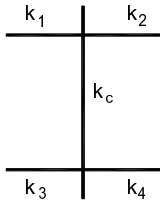
$$k_c = \frac{12EI}{L_c^3} \quad (13.45)$$

Kat kesme kuvvetinin paylaşımında kat içindeki kolonların birbirlerine göre rijitlikleri önemli olduğundan çoğu durumda  $k_c$  değerinin hesaplanmasında Denk. (13.46) kullanılabilir.

$$k_c = \frac{I}{L_c} \quad (13.46)$$

Kolonun çerçeve içerisindeki rijitliğine kolona doğrudan bağlanan elemanların etkisi büyük olacağından doğrudan bağlanmayan elemanların etkisi ihmal edilerek  $a$  katsayısı Şekil 13-19'de verilen bağıntılarla hesaplanabilir. Bu bağıntılarda kolonlarda Denk.(13.44) esas alındığında  $k_i = I_i / L_i$  olmak üzere ilgili elemanların rijitliklerini göstermektedir.

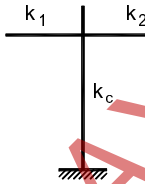
Normal katlarda ve en üst katta



$$\bar{k} = \frac{k_1 + k_2 + k_3 + k_4}{2k_c}$$

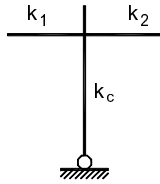
$$a = \frac{\bar{k}}{2 + \bar{k}}$$

Temele bağlanan kolonlarda



$$\bar{k} = \frac{k_1 + k_2}{k_c}$$

$$a = \frac{0.5 + \bar{k}}{2 + \bar{k}}$$



$$\bar{k} = \frac{k_1 + k_2}{k_c}$$

$$a = \frac{0.5\bar{k}}{1 + 2\bar{k}}$$

Şekil 13-19  $\bar{k}$  ve  $a$  katsayılarının hesabı

Yatay yükler etkisinde kolonda oluşacak kesme kuvveti Şekil 13-20'de gösterildiği gibi sabit bir değere, eğilme momenti de doğrusal değişime sahiptir. Genel olarak kolonlarda moment sıfır noktasının yeri kolonun çerçeve içerisindeki yerine, kolona birleşen kirişlerin kolona göre rijitliğine ve kolonun bulunduğu katın altında ve üstünde bulunan katların yüksekliklerine bağlıdır. Moment sıfır noktasının kolonun alt ucuna olan uzaklığının kat yüksekliğine oranı olan  $y$  katsayısı Denk.(13.47) ile tanımlanır.

$$y = y_o + y_1 + y_2 + y_3 \quad (13.47)$$

Burada  $y_o$  yatay yükün dağılımının üçgen veya benzeri olması durumu için Tablo 13-9'de , düzgün yayılı olması durumu için

Tablo 13-10 de verilmiştir. Üstten ve alttan kolona bağlanan kirişlerin rijitliklerinin farklı olmasının göz önüne alınmasını sağlayan  $y_1$  düzeltme terimi ise Tablo 13-11 verilmektedir.

Üst ve alt katların yüksekliklerinin farklı olması durumunda kullanılan  $y_2$  ve  $y_3$  düzeltme terimleri ise

Tablo 13-12'de verilmiştir.

Tablo 13-9 Yatay yükün dağılımı üçgen veya benzer

Kat Adedi	Katın Yeri	$\bar{k}$													
		0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
1	1	0.80	0.75	0.70	0.65	0.65	0.60	0.60	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55
2	2	0.50	0.45	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50
	1	1.00	0.85	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55
3	3	0.25	0.25	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.50
	2	0.60	0.50	0.50	0.50	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.15	0.90	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55
4	4	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45
	3	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	2	0.70	0.60	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.20	0.95	0.85	0.80	0.70	0.70	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55
5	5	-0.05	0.10	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	4	0.20	0.25	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	3	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.75	0.60	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.30	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55
6	6	-0.15	0.05	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	5	0.10	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	4	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.80	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.30	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55
7	7	-0.20	0.05	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.45	0.45	0.45	0.45
	6	0.05	0.20	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
	5	0.20	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.80	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.30	1.00	0.90	0.80	0.75	0.70	0.70	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55
8	8	-0.20	0.05	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.45	0.45	0.45	0.45
	7	0.00	0.20	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	6	0.15	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.30	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.60	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.85	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.30	1.00	0.90	0.80	0.75	0.70	0.70	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55



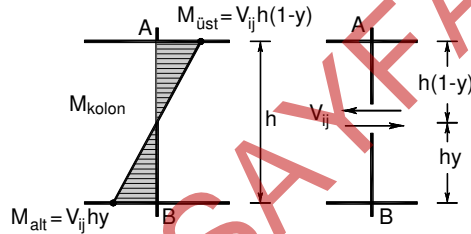
Moment sıfır noktasının yeri belirlendikten sonra Denk.(13.41) ile hesaplanan kolon kesme kuvveti kullanılarak kolon uç momentleri Denk.(13.48) ile kolaylıkla hesaplanabilir.

$$M_{c,alt} = V_{ij}L_c y \quad , \quad M_{c,üst} = V_{ij}L_c (1 - y) \quad (13.48)$$

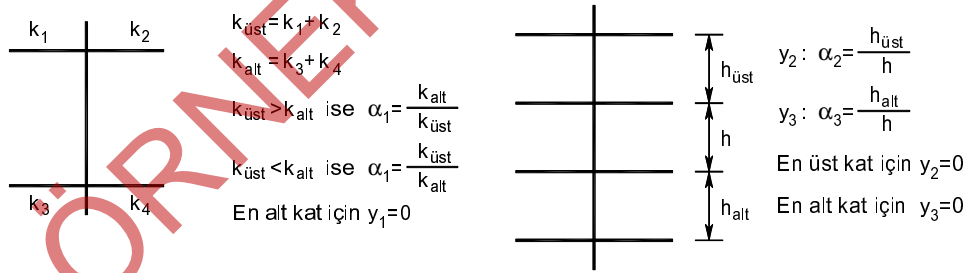
Çerçeve sistemdeki herhangi bir düğüm noktasına bağlanan kolonların uç momentleri  $M_{c1}$  ve  $M_{c2}$  aynı düğüm noktasına bağlanan kirişlerde rijitlikleri oranında oluşan ve Denk.(13.49) ile hesaplanan momentler ile dengelenir.

$$M_{b1} = (M_{c1} + M_{c2}) \frac{k_1}{k_1 + k_2} \quad , \quad M_{b2} = (M_{c1} + M_{c2}) \frac{k_2}{k_1 + k_2} \quad (13.49)$$

Yukarıda verilen bağıntılar burulma etkisinin göz önüne alınmadığı binalarda aynı doğrultuda birden fazla çerçevenin bulunması durumunda da doğrudan kullanılabilir. Bu çözümde kuvvet doğrultusundaki kirişler kolonların rijitliklerinin hesabında göz önüne alınırken, kuvvete dik doğrultudaki kirişler rijit yerdeğiştirme yaptığı için yükün karşılanmasında katkıları bulunmaz.



Şekil 13-20 Kolon alt üst uç momentlerin hesabı



Şekil 13-21  $y_1$  ,  $y_2$  ve  $y_3$  katsayılarının hesabı

Moment sıfır noktasının yeri belirlendikten sonra Denk.(13.43) ile hesaplanan kolon kesme kuvveti kullanılarak kolon uç momentleri Denk.(13.50) ile kolaylıkla hesaplanabilir.

$$M_{c,alt} = V_{ij}L_c y \quad , \quad M_{c,üst} = V_{ij}L_c (1 - y) \quad (13.50)$$

Çerçeve sistemdeki herhangi bir düğüm noktasına bağlanan kolonların uç momentleri  $M_{c1}$  ve  $M_{c2}$  aynı düğüm noktasına bağlanan kirişlerde rijitlikleri oranında oluşan ve Denk.(13.51) ile hesaplanan momentler ile dengelenir.

## Örnek 13-1

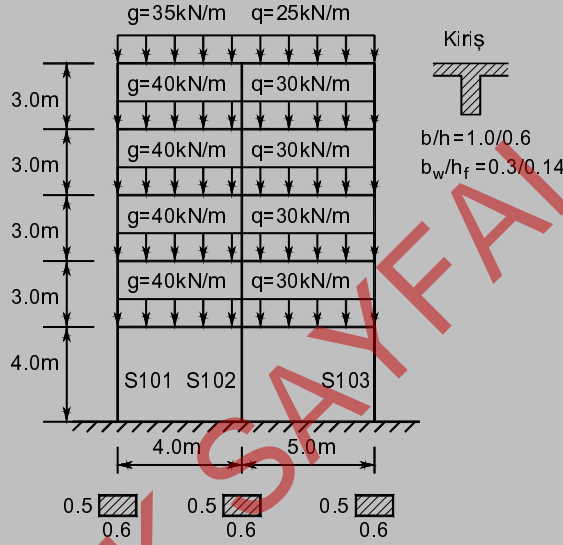
Şekilde özellikleri verilen süneklik düzeyi yüksek betonarme düzlem çerçeve sisteminin Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ile hesabını yapınız.

Kullanım amacı: Okul

$$S_{DS} = 1.26 \quad S_{D1} = 0.39 \quad (\text{DD-2}), \quad \text{Yerel Zemin Sınıfı: } ZC, \quad T_1 = 0.74s$$

$$\text{Malzeme } C25 \quad E = 3 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$$

$$I_{\text{kiş,brüt}} = 8.97 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$



Çözüm:

Sistem Deprem etkilerinin tamamının moment aktaran süneklik düzeyi yüksek betonarme çerçevelerle karşılandığı bina olduğundan taşıyıcı sistem davranış katsayısı  $R = 8$ , dayanım fazlalığı katsayısı  $D = 3$  olarak belirlenir.

Binanın kullanım amacı okul olduğu için hareketli yük kütle katılım katsayısı :  $n = 0.60$

Bina kullanım sınıfı  $BKS = 1$ , Bina önem katsayısı  $I = 1.5$

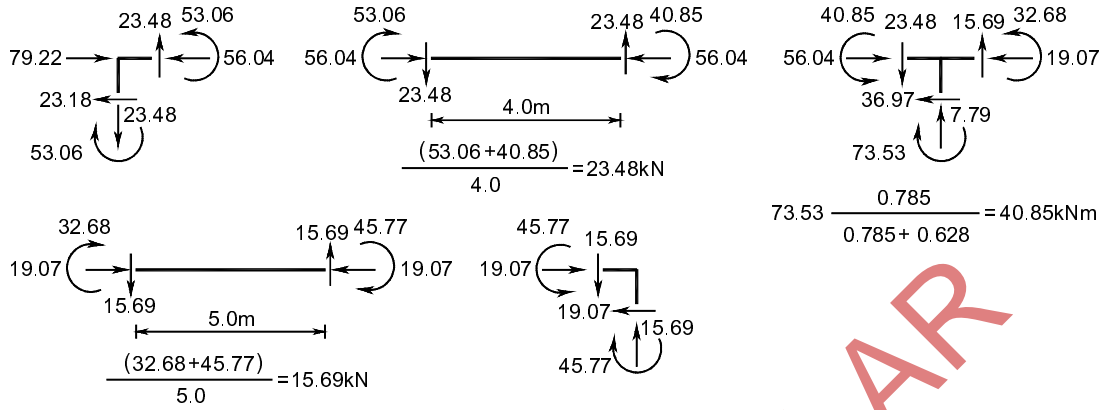
DD-2 Deprem Yer Hareketi Düzeyinde Kısa Periyot Tasarım Spektral İvme Katsayısı  $S_{DS} = 1.26 > 0.75$  ve  $BKS = 1$  olduğundan Deprem Tasarım Sınıfı  $DTS = 1a$

$DTS = 1a$  ve  $10.5m < H = 16m \leq 17.5m$  olduğundan Bina Yükseklik Sınıfı  $BYS = 6$

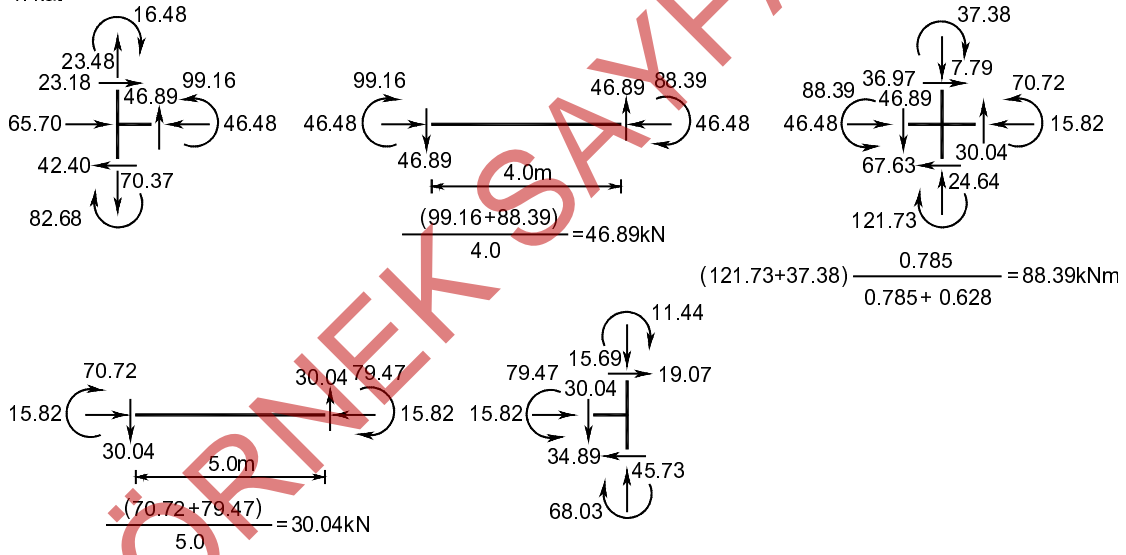
$BYS = 6 > 3$  ve  $DTS = 1a$  olduğundan Performans Hedefi DD-2 deprem düzeyinde Konrollü Hasar (KH) Performans düzeyidir. Uygulanacak tasarım yaklaşımı ise Dayanıma Göre Tasarım (DGT) dir.

$$T_A = 0.06s \quad T_B = 0.31s \text{ olarak hesaplanır.}$$

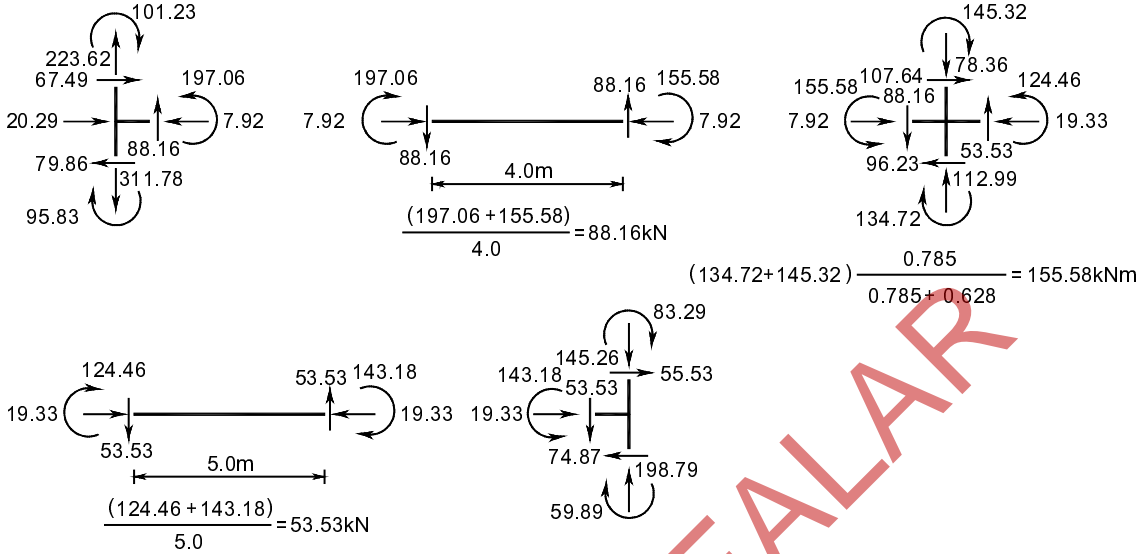
5. kat



4. kat



1. kat



SAP2000

Örnek 13-1'de verilen sistem SAP2000 programı ile çözülecektir.

- SAP2000 programını çalıştırınız.
- Birim bölümünden kN,m,C seçiniz.
- Menüde File-New Model → 2D Frames seçeneğini seçiniz.
  - Number of Stories kutucuğuna 5
  - Number of Bays kutucuğuna 2
  - Story Height kutucuğuna 3
  - Bay Width kutucuğuna 6 yazınız.
- Use Custom Grid Spacing and Locate Origin kutucuğunu seçili duruma getiriniz ve Edit Grid... düğmesine basınız.
  - Display Grids as Spacing seçeneğini seçiniz.
  - X Grid Data bölümünde Grid ID A satırında Spacing kutucuğuna 4, Grid ID B satırında Spacing kutucuğuna 5 yazınız.
  - Z Grid Data bölümünde Grid ID Z1 satırında Spacing kutucuğuna 4 yazınız ve 2 kez OK düğmesine basınız.
- En alttaki 3 adet düğüm noktasını seçili duruma getiriniz.
- Menüde Assign-Joint-Restraints... seçeneğini seçiniz.
  - Ankastré mesnet tanımı için Translation ve Rotation kutucuklarının tamamını seçili duruma getiriniz ve OK düğmesine basınız.
- Menüde Define-Materials... seçeneğini seçiniz.
  - Add New Material... düğmesine basınız.
  - Region açılır listesinden User seçeneğini,
  - Material Type açılır listesinden Other seçeneğini seçiniz ve OK düğmesine basınız.
  - Material Name and Display Color kutucuğuna C30 yazınız.
  - Weight per Unit Volume kutucuğuna 0 yazınız.
  - Units açılır listesinden N,mm,C 'yi seçiniz
  - Modulus of Elasticity, E kutucuğuna 32000 yazınız
  - Poissons's Ratio, U kutucuğuna 0.2 yazınız.
  - Coefficient of Thermal Expansion, A kutucuğuna 1E-5 yazınız ve iki kez OK düğmesine basınız.
- Menüde Define-Section Properties-Frame Sections seçeneğini seçiniz.
  - Add New Property düğmesine basınız.
  - Frame Section Property Type açılır listesinden Concrete seçeneğini seçiniz.
  - Rectangular seçeneğini seçiniz.
  - Ekraná gelen ileti kutusunda
    - Section Name kutucuğunu C50X60 yazınız.
    - Depth (t3) kutucuğuna 0.6 , Width kutucuğuna 0.5 yazınız.
    - Material açılır listesinden C30 malzemesini seçiniz ve OK düğmesine basınız.
  - Add New Property düğmesine basınız.
  - Frame Section Property Type açılır listesinden Steel seçeneğini seçiniz.
  - Tee seçeneğini seçiniz.
  - Ekraná gelen ileti kutusunda
    - Section Name kutucuğunu B yazınız.
    - Material açılır listesinden C30 malzemesini seçiniz
    - Outside stem (t3) kutucuğuna 0.6 yazınız.
    - Outside flange (t2) kutucuğuna 1.0
    - Flange thickness (tf) kutucuğuna 0.14
    - Stem thickness (tw) kutucuğuna 0.3 yazınız ve iki kez OK düğmesine basınız.
- Kolonları seçili duruma getiriniz.
- Menüde Assign-Frame-Frame Sections seçeneğini seçiniz.
- Ekraná gelen ileti kutusunda C50X60 seçeneğini seçiniz ve Apply düğmesine basınız.
- Kirişleri seçili duruma getiriniz.
- Menüde Assign-Frame-Frame Sections seçeneğini seçiniz.

Genel olarak kütle merkezi kat planının ağırlık merkezi alınabilir. Rijitlik merkezinin belirlenmesi için ilk olarak bütün kolonların iki doğrultudaki yatay ötelenme rijitliklerinin hesaplanması gerekir. Örnek olarak  $i$ . kattaki  $x'_j$  ve  $y'_j$  koordinatlarında bulunan  $j$  nolu kolonun  $x$  ve  $y$  doğrultusundaki yatay ötelenme rijitlikleri  $D_{ij}^x$  ve  $D_{ij}^y$  olarak tanımlanırsa kuvvet etkilendiğinde dönme yapmadan yalnızca öteleme yapacağı nokta olan rijitlik merkezinin koordinatları

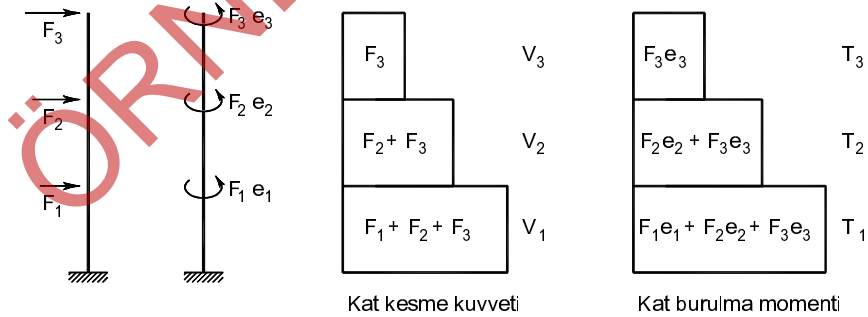
$$x_{Ri} = \frac{\sum_j D_{ij}^y x'_j}{\sum_j D_{ij}^y} ; y_{Ri} = \frac{\sum_j D_{ij}^x y'_j}{\sum_j D_{ij}^x} \quad (13.52)$$

olarak bulunur. Kata etkiyen  $F_i$  kuvvetinin dışmerkezliği ise göz önüne alınan doğrultuya bağlı olarak  $e_{oi}$  olarak belirlenir. TBDY'de verilen dışmerkezlik de dikkate alındığında hesapta kullanılacak dışmerkezlik Denk.(13.53) ile hesaplanır.

$$e_{ix} = e_{oix} + 0.05L_x ; e_{iy} = e_{oiy} + 0.05L_y \quad (13.53)$$

Şekil 13-23 de gösterildiği gibi her katta düşey eksen etrafında etkiyen burulma momenti  $F_i e_i$  olarak elde edilir. Her kata etkiyecek kat burulma momenti  $T_i$  kat kesme kuvvetine benzer şekilde elde edilebilir. Kat burulma momenti rijitlik merkezi etrafındaki dönme sonucu kolonlarda ek kesme kuvvetleri oluşturur. Bu durumda kolonlardaki kesme kuvveti, kat kesme kuvvetinden ve kat burulma momentinden meydana gelmek üzere iki bölümden oluşur. Kolon kesme kuvveti  $y$  doğrultusunda etkiyen bir yatay yük için Denk.(13.54) ile hesaplanır.

$$V_{ij}^y = V_i^y \frac{D_{ij}^y}{\sum_k D_{ik}^y} + T_i x_j \frac{D_{ij}^y}{D_i} ; V_{ij}^x = -T_i y_j \frac{D_{ij}^x}{D_i} \quad (13.54)$$



Şekil 13-23 Burulmalı yapıda etkiler [14]

Burada  $x_j$  ve  $y_j$  ilgili kolonun Denk.(13.52) ile hesaplanan rijitlik merkezinden geçen eksen takımına göre koordinatıdır.

Kolon kesme kuvveti  $x$  doğrultusunda etkiyen bir yatay yük için ise Denk.(13.55) ile hesaplanır.

$$V_{ij}^x = V_i^x \frac{D_{ij}^x}{\sum_k D_{ik}^x} - T_i y_j \frac{D_{ij}^x}{D_i} ; \quad V_{ij}^y = T_i x_j \frac{D_{ij}^y}{D_i} \quad (13.55)$$

Kat burulma rijitliği Denk.(13.56) ile hesaplanır.

$$D_i = \sum_j (x_j^2 D_{ij}^y + y_j^2 D_{ij}^x) ; \quad V_{ij}^y = T_i x_j \frac{D_{ij}^y}{D_i} \quad (13.56)$$

Kolon kesme kuvvetlerinin bulunmasından sonraki eğilme momentlerinin hesabı burulma olmaması durumu ile aynıdır.

Tasarım aşamasında planda rijitlik merkezi ile kütle merkezinin çakıştırılmasına çalışılarak taşıyıcı sistemde burulma momenti oluşturacağı ek etkiler olabildiğince azaltılmalıdır.

### Örnek 13-2

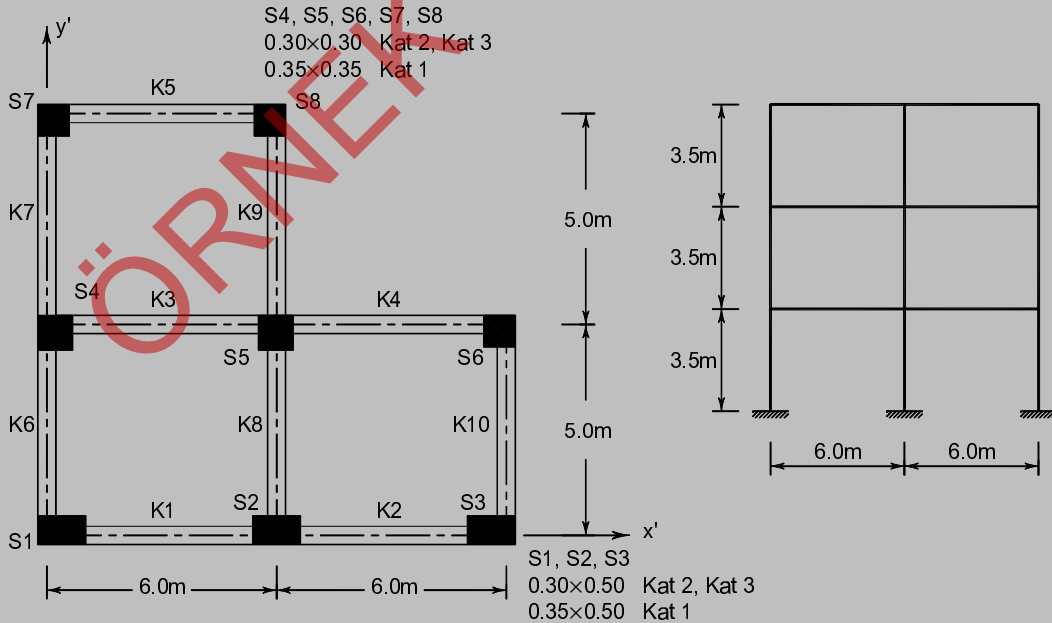
Şekilde gösterilen 3 katlı çerçeve sistemin x doğrultusunda deprem yükleri etkisinde olduğunu varsayarak TBDY2018’de öngörülen ek dışmerkezliği de göz önüne alarak kolon ve kirişlerde oluşan kesme kuvveti ve eğilme momenti değerlerini belirleyiniz.

$$G_3 = 810kN \quad Q_3 = 180kN$$

$$G_1 = G_2 = 810kN \quad Q_1 = Q_2 = 315kN$$

Tasarım spektral ivme katsayıları

$$S_{DS} = 1.018 \quad S_{D1} = 0.359$$



Çözüm:

Kat ağırlıkları ve kütlelerin hesaplanması

$$W_1 = W_2 = 810 + 0.3 \cdot 315 = 904.5kN \quad W_3 = 810 + 0.3 \cdot 180 = 864kN$$

$$m_1 = m_2 = 904.5 / 9.81 = 92.2kNs^2 / m \quad m_3 = 864 / 9.81 = 88.07kNs^2 / m$$

$$m_t = 92.2 + 92.2 + 88.07 = 272.47kNs^2 / m$$

Yatay elastik tasarım ivme spektrumunda sabit ivme ve sabit hız bölgesine geçiş köşe periyotları

$$T_A = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.2 \frac{0.359}{1.018} = 0.07s \quad T_B = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.2 \frac{0.359}{1.018} = 0.35s$$

$$T_{1x} = T_{pA} = C_t H_N^{3/4} = 0.10 \cdot 10.5^{3/4} = 0.58s$$

$$T_B = 0.35s < T_{1x} = 0.58s < T_L = 6s \quad S_{ae}(T_1) = \frac{S_{D1}}{T_1} = \frac{0.359}{0.58} = 0.619$$

$$V_{iE} = m_t S_{aR}(T_1) = m_t \frac{S_{ae}(T_1)}{R_a(T_1)} = 272.47 \frac{0.619 \cdot 9.81}{8} = 206.82kN$$

$$\Delta F_N = 0.0075 \cdot 3 \cdot 206.82 = 4.65kN$$

$$V_{iE} - \Delta F_N = 206.82 - 4.65 = 202.17kN$$

Kat	$m_i$ ( $kNs^2 / m$ )	$H_i$ (m)	$m_i H_i$	$\frac{m_i H_i}{\sum m_i H_i}$	$F_i$ (kN)
3	88.07	10.50	924.74	0.489	103.51
2	92.2	7.00	645.40	0.341	68.94
1	92.2	3.50	322.70	0.170	34.37
			$\Sigma=1892.84$		$\Sigma=206.82$

Kolon rijitliklerinin hesabı

Kolon kesiti  $0.30 \times 0.30$

$$I_y = I_x = 0.7 \frac{0.3 \cdot 0.3^3}{12} = 4.73 \cdot 10^{-4} m^4 \quad k_c^y = k_c^x = \frac{4.73 \cdot 10^{-4}}{3.5} = 1.35 \cdot 10^{-4} m^4$$

Kolon kesiti  $0.30 \times 0.50$

$$I_y = 0.7 \frac{0.3 \cdot 0.5^3}{12} = 21.88 \cdot 10^{-4} m^4 \quad k_c^y = \frac{21.88 \cdot 10^{-4}}{3.5} = 6.25 \cdot 10^{-4} m^4$$

$$I_x = 0.7 \frac{0.5 \cdot 0.3^3}{12} = 7.88 \cdot 10^{-4} m^4 \quad k_c^x = \frac{7.88 \cdot 10^{-4}}{3.5} = 2.25 \cdot 10^{-4} m^4$$



Kolon kesiti  $0.35 \times 0.35$

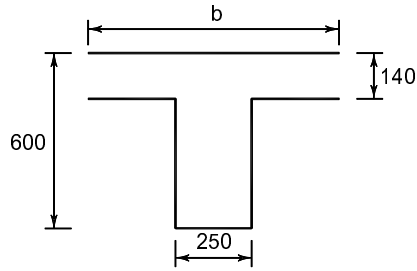
$$I_y = I_x = 0.7 \frac{0.35 \cdot 0.35^3}{12} = 8.75 \cdot 10^{-4} m^4 \quad k_c^y = k_c^x = \frac{8.75 \cdot 10^{-4}}{3.5} = 2.50 \cdot 10^{-4} m^4$$

Kolon kesiti  $0.35 \times 0.50$

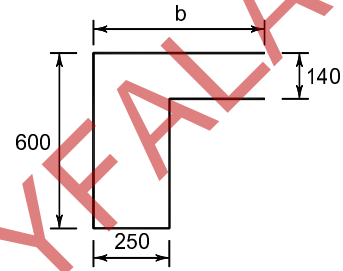
$$I_y = 0.7 \frac{0.35 \cdot 0.5^3}{12} = 25.52 \cdot 10^{-4} m^4 \quad k_c^y = \frac{25.52 \cdot 10^{-4}}{3.5} = 7.29 \cdot 10^{-4} m^4$$

$$I_x = 0.7 \frac{0.5 \cdot 0.35^3}{12} = 12.51 \cdot 10^{-4} m^4 \quad k_c^x = \frac{12.51 \cdot 10^{-4}}{3.5} = 3.57 \cdot 10^{-4} m^4$$

Kiriş rijitlikleri



K3, K8 Kesiti



K1, K2, K4, K5, K6, K7, K9, K10 Kesiti

K1, K2 ve K4 kirişleri

$$b = b_w + \frac{L_p}{10} \leq b_w + 6h_f \quad b = 250 + \frac{0.8 \cdot 6000}{10} = 730 \text{ mm} \leq 250 + 6 \cdot 140 = 1090 \text{ mm}$$

$$I_{etkin} = 0.35 I_g = 0.35 \cdot 70.65 \cdot 10^{-4} = 24.73 \cdot 10^{-4} m^4 \quad k_i = \frac{24.73 \cdot 10^{-4}}{6.0} = 4.122 \cdot 10^{-4} m^3$$

K3 kirişi

$$b = b_w + \frac{L_p}{5} \leq b_w + 12h_f \quad b = 250 + \frac{0.8 \cdot 6000}{5} = 1210 \text{ mm} \leq 250 + 12 \cdot 140 = 1930 \text{ mm}$$

$$I_{etkin} = 0.35 I_g = 0.35 \cdot 84.69 \cdot 10^{-4} = 29.64 \cdot 10^{-4} m^4 \quad k_i = \frac{29.64 \cdot 10^{-4}}{6.0} = 4.940 \cdot 10^{-4} m^3$$

K5 kirişi

$$b = b_w + \frac{L_p}{10} \leq b_w + 6h_f \quad b = 250 + \frac{6000}{10} = 850 \text{ mm} \leq 250 + 6 \cdot 140 = 1090 \text{ mm}$$

$$I_{etkin} = 0.35 I_g = 0.35 \cdot 74.86 \cdot 10^{-4} = 26.20 \cdot 10^{-4} m^4 \quad k_i = \frac{26.2 \cdot 10^{-4}}{6.0} = 4.367 \cdot 10^{-4} m^3$$

K6, K7 ve K9 kirişleri

$$b = b_w + \frac{L_p}{10} \leq b_w + 6h_f \quad b = 250 + \frac{0.8 \cdot 5000}{10} = 650 \text{ mm} \leq 250 + 6 \cdot 140 = 1090 \text{ mm}$$

$$I_{etkin} = 0.35I_g = 0.35 \cdot 67.49 \cdot 10^{-4} = 23.62 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 \quad k_i = \frac{23.62 \cdot 10^{-4}}{5.0} = 4.724 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

X doğrultusu için hesap

Kat	Kolon	$k_c$ $\times 10^{-4}$ $\text{m}^3$	$k_1$ $\times 10^{-4}$ $\text{m}^3$	$k_2$ $\times 10^{-4}$ $\text{m}^3$	$k_3$ $\times 10^{-4}$ $\text{m}^3$	$k_4$ $\times 10^{-4}$ $\text{m}^3$	$\bar{k}_x$	$a_x$	$D_{ij}^x$ $\times 10^{-4}$ $\text{m}^3$	$D_i^x = \sum_j D_{ij}^x$ $\times 10^{-4} \text{ m}^3$
3	S301	6.25	---	4.122	---	4.122	0.660	0.248	1.551	9.982
	S302	6.25	4.122	4.122	4.122	4.122	1.319	0.397	2.484	
	S303	6.25	4.122	---	4.122	---	0.660	0.248	1.551	
	S304	1.35	---	4.940	---	4.940	3.659	0.647	0.873	
	S305	1.35	4.940	4.122	4.940	4.122	6.713	0.770	1.040	
	S306	1.35	4.122	---	4.122	---	3.053	0.604	0.816	
	S307	1.35	---	4.367	---	4.367	3.235	0.618	0.834	
	S308	1.35	4.367	---	4.367	---	3.235	0.618	0.834	
2	S201	6.25	---	4.122	---	4.122	0.660	0.248	1.551	9.982
	S202	6.25	4.122	4.122	4.122	4.122	1.319	0.397	2.484	
	S203	6.25	4.122	---	4.122	---	0.660	0.248	1.551	
	S204	1.35	---	4.940	---	4.940	3.659	0.647	0.873	
	S205	1.35	4.940	4.122	4.940	4.122	6.713	0.770	1.040	
	S206	1.35	4.122	---	4.122	---	3.053	0.604	0.816	
	S207	1.35	---	4.367	---	4.367	3.235	0.618	0.834	
	S208	1.35	4.367	---	4.367	---	3.235	0.618	0.834	
1	S101	7.29	---	4.122	---	---	0.565	0.415	3.028	17.717
	S102	7.29	4.122	4.122	---	---	1.131	0.521	3.798	
	S103	7.29	4.122	---	---	---	0.565	0.415	3.028	
	S104	2.50	---	4.940	---	---	1.975	0.623	1.557	
	S105	2.50	4.940	4.122	---	---	3.623	0.733	1.834	
	S106	2.50	4.122	---	---	---	1.648	0.589	1.473	
	S107	2.50	---	4.367	---	---	1.746	0.600	1.500	
	S108	2.50	4.367	---	---	---	1.746	0.600	1.500	

Kat	Kolon	$k_c$ $\times 10^{-4}$ $m^3$	$k_1$ $\times 10^{-4}$ $m^3$	$k_2$ $\times 10^{-4}$ $m^3$	$k_3$ $\times 10^{-4}$ $m^3$	$k_4$ $\times 10^{-4}$ $m^3$	$\bar{k}_y$	$a_y$	$D_{ij}^y$ $\times 10^{-4}$ $m^3$	$D_i^y = \sum_j D_{ij}^y$ $\times 10^{-4} m^3$
3	S301	2.25	0.000	4.724	0.000	4.724	2.100	0.512	1.152	8.305
	S302	2.25	0.000	5.652	0.000	5.652	2.512	0.557	1.253	
	S303	2.25	0.000	4.998	0.000	4.998	2.221	0.526	1.184	
	S304	1.35	4.724	4.724	4.724	4.724	6.999	0.778	1.050	
	S305	1.35	5.652	4.724	5.652	4.724	7.686	0.794	1.071	
	S306	1.35	4.998	0.000	4.998	0.000	3.702	0.649	0.876	
	S307	1.35	4.724	0.000	4.724	0.000	3.499	0.636	0.859	
	S308	1.35	4.724	0.000	4.724	0.000	3.499	0.636	0.859	
2	S201	2.25	0.000	4.724	0.000	4.724	2.100	0.512	1.152	8.305
	S202	2.25	0.000	5.652	0.000	5.652	2.512	0.557	1.253	
	S203	2.25	0.000	4.998	0.000	4.998	2.221	0.526	1.184	
	S204	1.35	4.724	4.724	4.724	4.724	6.999	0.778	1.050	
	S205	1.35	5.652	4.724	5.652	4.724	7.686	0.794	1.071	
	S206	1.35	4.998	0.000	4.998	0.000	3.702	0.649	0.876	
	S207	1.35	4.724	0.000	4.724	0.000	3.499	0.636	0.859	
	S208	1.35	4.724	0.000	4.724	0.000	3.499	0.636	0.859	
1	S101	3.57	0.000	4.724	0.000	0.000	1.322	0.548	1.960	14.411
	S102	3.57	0.000	5.652	0.000	0.000	1.582	0.581	2.077	
	S103	3.57	0.000	4.998	0.000	0.000	1.399	0.559	1.996	
	S104	2.50	4.724	4.724	0.000	0.000	3.777	0.740	1.852	
	S105	2.50	5.652	4.724	0.000	0.000	4.149	0.756	1.891	
	S106	2.50	4.998	0.000	0.000	0.000	1.998	0.625	1.563	
	S107	2.50	4.724	0.000	0.000	0.000	1.889	0.614	1.536	
	S108	2.50	4.724	0.000	0.000	0.000	1.889	0.614	1.536	

K8 kirişi

$$b = b_w + \frac{L_p}{5} \leq b_w + 12h_f \quad b = 250 + \frac{0.8 \cdot 5000}{5} = 1050 \text{ mm} \leq 250 + 12 \cdot 140 = 1930 \text{ mm}$$

$$I_{etkin} = 0.35 I_g = 0.35 \cdot 80.75 \cdot 10^{-4} = 28.26 \cdot 10^{-4} m^4 \quad k_i = \frac{28.26 \cdot 10^{-4}}{5.0} = 5.652 \cdot 10^{-4} m^3$$

K10 kirişi

$$b = b_w + \frac{L_p}{10} \leq b_w + 6h_f \quad b = 250 + \frac{5000}{10} = 750\text{mm} \leq 250 + 6 \cdot 140 = 1090\text{mm}$$

$$I_{\text{etkin}} = 0.35I_g = 0.35 \cdot 71.39 \cdot 10^{-4} = 24.99 \cdot 10^{-4} \text{m}^4 \quad k_i = \frac{24.99 \cdot 10^{-4}}{5.0} = 4.998 \cdot 10^{-4} \text{m}^3$$

X ve Y doğrultularında kolon rijitlikleri

$$D_i^x = \sum_j a_{ij} k_{cij}^y \quad D_i^y = \sum_j a_{ij} k_{cij}^x$$

Seçilen  $x' - y'$  eksenlerinde rijitlik merkezinin yerinin belirlenmesi:

Eksenlerin başlangıç noktası S1 kolonundan geçirilecektir.

$$x_{Ri} = \frac{\sum_j D_{ij}^y x'_j}{\sum_j D_{ij}^y} \quad y_{Ri} = \frac{\sum_j D_{ij}^x y'_j}{\sum_j D_{ij}^x}$$

$$x_{R3} = \frac{\sum_j D_{3j}^y x'_j}{\sum_j D_{3j}^y} = \frac{43.82}{8.305} = 5.28\text{m}$$

$$y_{R3} = \frac{\sum_j D_{3j}^x y'_j}{\sum_j D_{3j}^x} = \frac{30.33}{9.982} = 3.04\text{m}$$

$$x_{R2} = \frac{\sum_j D_{2j}^y x'_j}{\sum_j D_{2j}^y} = \frac{43.82}{8.305} = 5.28\text{m}$$

$$y_{R2} = \frac{\sum_j D_{2j}^x y'_j}{\sum_j D_{2j}^x} = \frac{30.33}{9.982} = 3.04\text{m}$$

$$x_{R1} = \frac{\sum_j D_{1j}^y x'_j}{\sum_j D_{1j}^y} = \frac{75.73}{14.411} = 5.26\text{m}$$

$$y_{R1} = \frac{\sum_j D_{1j}^x y'_j}{\sum_j D_{1j}^x} = \frac{54.31}{17.717} = 3.07\text{m}$$

Kat burulma rijitliğinin hesaplanması:

$$D_i = \sum_j (x_j^2 D_{ij}^y + y_j^2 D_{ij}^x) \quad x_j = x'_j - x'_{Rj} \quad y_j = y'_j - y'_{Rj}$$

$$D_3 = 322.96 \cdot 10^{-4} \text{m}^5 \quad D_2 = 322.96 \cdot 10^{-4} \text{m}^5 \quad D_1 = 567.67 \cdot 10^{-4} \text{m}^5$$

Kat kütle merkezinin her katta kat planın ağırlık merkezinde olduğu varsayılabilir. Bu durumda kütle merkezinin seçilen  $x' - y'$  eksenlerinde rijitlik merkezinin yeri

$$x'_G = \frac{2 \cdot 6 \cdot 5 \cdot (6/2) + 6 \cdot 5 \cdot (6+3)}{3 \cdot 6 \cdot 5} = \frac{180 + 270}{90} = 5.0\text{m}$$

$$y'_G = \frac{2 \cdot 6 \cdot 5 \cdot (5/2) + 6 \cdot 5 \cdot (5+5/2)}{3 \cdot 6 \cdot 5} = \frac{150 + 225}{90} = 4.17\text{m} \quad \text{olarak hesaplanır.}$$

Kat	Kolon	$D^x$ $\times 10^{-4} m^3$	$D^y$ $\times 10^{-4} m^3$	$x'$ $m$	$y'$ $m$	$x$ $m$	$y$ $m$	$V_{x1}$ $kN$	$V_{x2}$ $kN$	$V_x$ $kN$	$V_y$ $kN$
3	S301	1.551	1.152	0	0	-5.28	-3.04	16.08	-2.46	13.62	-3.17
	S302	2.484	1.253	6	0	0.72	-3.04	25.76	-3.94	21.82	0.47
	S303	1.551	1.184	12	0	6.72	-3.04	16.08	-2.46	13.62	4.15
	S304	0.873	1.050	0	5	-5.28	1.96	9.05	0.89	9.94	-2.89
	S305	1.040	1.071	6	5	0.72	1.96	10.79	1.07	11.85	0.40
	S306	0.816	0.876	12	5	6.72	1.96	8.46	0.84	9.29	3.08
	S307	0.834	0.859	0	10	-5.28	6.96	8.65	3.03	11.68	-2.37
	S308	0.834	0.859	6	10	0.72	6.96	8.65	3.03	11.68	0.32
2	S201	1.551	1.152	0	0	-5.28	-3.04	26.79	-4.10	22.69	-5.29
	S202	2.484	1.253	6	0	0.72	-3.04	42.91	-6.56	36.35	0.79
	S203	1.551	1.184	12	0	6.72	-3.04	26.79	-4.10	22.69	6.92
	S204	0.873	1.050	0	5	-5.28	1.96	15.08	1.49	16.57	-4.82
	S205	1.040	1.071	6	5	0.72	1.96	17.97	1.77	19.74	0.67
	S206	0.816	0.876	12	5	6.72	1.96	14.09	1.39	15.48	5.12
	S207	0.834	0.859	0	10	-5.28	6.96	14.41	5.05	19.46	-3.94
	S208	0.834	0.859	6	10	0.72	6.96	14.41	5.05	19.46	0.54
1	S101	3.028	1.960	0	0	-5.26	-3.07	35.34	-5.37	29.98	-6.01
	S102	3.798	2.077	6	0	0.74	-3.07	44.34	-6.73	37.61	0.90
	S103	3.028	1.996	12	0	6.74	-3.07	35.34	-5.37	29.98	7.85
	S104	1.557	1.852	0	5	-5.26	1.93	18.18	1.78	19.96	-5.68
	S105	1.834	1.891	6	5	0.74	1.93	21.41	2.10	23.51	0.82
	S106	1.473	1.563	12	5	6.74	1.93	17.19	1.69	18.88	6.15
	S107	1.500	1.536	0	10	-5.26	6.93	17.51	6.09	23.60	-4.71
	S108	1.500	1.536	6	10	0.74	6.93	17.51	6.09	23.60	0.67

Burulma dış merkezliği

$$e_{ix} = e_{oix} + 0.05L_x \quad e_{iy} = e_{oiy} + 0.05L_y$$

$$e_{3x} = e_{2x} = -5.28 + 5.0 - 0.05 \cdot 12 = -0.88m$$

$$e_{1x} = -5.26 + 5.0 - 0.05 \cdot 12 = -0.86m$$

$$e_{3y} = e_{2y} = -3.04 + 4.17 + 0.05 \cdot 10 = 1.63m$$

$$e_{1y} = -3.07 + 4.17 + 0.05 \cdot 10 = 1.60m$$

$$T_3 = V_3 e_{3y} = 103.51 \cdot 1.63 = 168.6kNm$$

$$T_2 = V_2 e_{2y} = 172.45 \cdot 1.63 = 280.8 \text{ kNm}$$

$$T_1 = V_1 e_{1y} = 206.82 \cdot 1.60 = 331.1 \text{ kNm}$$

Ek dışmerkezliğin mevcut dışmerkezliğe eklenerek ve çıkartılarak iki ayrı çözüm yapılması gerekir. Burada örnek olması için yalnızca eklenmesi durumu göz önüne alınmıştır.

$x$  doğrultusunda etkiyen yatay yük için kolon kesme kuvvetlerinin hesaplanması:

$$V_{ij}^x = V_i^x \frac{D_{ij}^x}{\sum_k D_{ik}^x} - T_i y_j \frac{D_{ij}^x}{D_i} = V_{x1} + V_{x2} \quad V_{ij}^y = T_i x_j \frac{D_{ij}^y}{D_i}$$

Kat	Kolon	$V_x$ kN	$V_y$ kN	$y_x$ m	$y_y$ m	$M_{üst}^x$ kNm	$M_{alt}^x$ kNm	$M_{üst}^y$ kNm	$M_{alt}^y$ kNm
3	S301	13.62	-3.17	0.35	0.45	30.99	16.69	-6.11	-5.00
	S302	21.82	0.47	0.42	0.45	44.29	32.07	0.91	0.74
	S303	13.62	4.15	0.35	0.45	30.99	16.69	8.00	6.54
	S304	9.94	-2.89	0.45	0.50	19.14	15.66	-5.06	-5.06
	S305	11.85	0.40	0.50	0.50	20.74	20.74	0.71	0.71
	S306	9.29	3.08	0.45	0.45	17.89	14.64	5.92	4.84
	S307	11.68	-2.37	0.45	0.45	22.49	18.40	-4.55	-3.73
	S308	11.68	0.32	0.45	0.45	22.49	18.40	0.62	0.51
2	S201	22.69	-5.29	0.45	0.50	43.68	35.74	-9.25	-9.25
	S202	36.35	0.79	0.46	0.50	68.70	58.52	1.38	1.38
	S203	22.69	6.92	0.45	0.50	43.68	35.74	12.11	12.11
	S204	16.57	-4.82	0.50	0.50	28.99	28.99	-8.43	-8.43
	S205	19.74	0.67	0.50	0.50	34.55	34.55	1.18	1.18
	S206	15.48	5.12	0.50	0.50	27.09	27.09	8.97	8.97
	S207	19.46	-3.94	0.50	0.50	34.06	34.06	-6.90	-6.90
	S208	19.46	0.54	0.50	0.50	34.06	34.06	0.95	0.95
1	S101	29.98	-6.01	0.72	0.63	29.38	75.54	-7.78	-13.25
	S102	37.61	0.90	0.64	0.63	47.39	84.25	1.17	1.99
	S103	29.98	7.85	0.72	0.63	29.38	75.54	10.17	17.32
	S104	19.96	-5.68	0.60	0.55	27.95	41.92	-8.94	-10.93
	S105	23.51	0.82	0.55	0.55	37.02	45.25	1.29	1.58
	S106	18.88	6.15	0.62	0.60	25.11	40.96	8.61	12.91
	S107	23.60	-4.71	0.62	0.61	31.38	51.20	-6.43	-10.06
	S108	23.60	0.67	0.62	0.61	31.38	51.20	0.91	1.43

Yapı periyodu Rayleigh yöntemi ile hesaplanmak istenirse yerdeğiştirme değerlerine gereksinim duyulacaktır. Yerdeğiştirmelerin Muto yöntemi ile hesabı için  $E_c = 3.2 \cdot 10^7 \text{ kN} / \text{m}^2$  alınarak yatay öteleme rijitliği için  $\Sigma D_{ij}^* = \frac{12E}{h_i^2} \Sigma D_{ij}$  bağıntısı kullanılmalıdır.

Bu durumda

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum m_i \delta_i^2}{\sum F_i \delta_i}} = \sqrt{\frac{229.98}{20629.8}} = 0.66s \text{ olarak hesaplanmaktadır.}$$

Bu periyot ile deprem kuvvetleri belirlenmek istenirse  $S_{ae}(T_1) = \frac{S_{D1}}{T_1} = \frac{0.359}{0.66} = 0.544$  olarak alınmalıdır.

Bu örnekte elde edilen tüm iç kuvvet ve yerdeğiştirme değerleri  $S_{ae}(T_1) / S_{ae}(T_{1pA}) = 0.544 / 0.619 = 0.88$  oranı ile çarpılarak çözüme ulaşılabılır. Kolon momentleri


$$M_{üst}^x = V_x h (1 - y_x) \quad M_{alt}^x = V_x h y_x$$

$$M_{üst}^y = V_y h (1 - y_y) \quad M_{alt}^y = V_y h y_y$$

Kat	$\Sigma D_{ij}$ $\times 10^{-4}$ $\text{m}^3$	$\Sigma D_i^*$ $\times 10^{-4}$ $\text{kN} / \text{m}$	$F_i$ $\text{kN}$	$V_i$	$V_i / \Sigma D_i^*$	$\delta_i$ $\times 10^{-4} \text{ m}$	$m_i$ $\text{kNs}^2 / \text{m}$	$m_i \delta_i^2$	$F_i \delta_i$
3	9.982	3.129	103.51	103.51	33.08	125.43	88.07	138.56	12983.2
2	9.982	3.129	68.94	172.45	55.11	92.35	92.2	78.63	6366.6
1	17.717	5.554	34.37	206.82	37.24	37.24	92.2	12.79	1280.0
								$\Sigma=229.98$	$\Sigma=20629.8$

**SAP2000**

Örnek 13-2'de verilen sistem SAP2000 programı ile çözülecektir.

- SAP2000 programını çalıştırınız.
- Birim bölümünden kN,m,C seçiniz.
- Menüde File-New Model → 3D Frames seçeneğini seçiniz.
  - 3D Frame Type açılır listesinden Open Frame Building seçeneğini seçiniz.
  - Number of Stories kutucuğuna 3
  - Story Height kutucuğuna 3.5
  - Number of Bays, X kutucuğuna 2
  - Number of Bays, Y kutucuğuna 2
  - Bay Width, X kutucuğuna 6
  - Bay Width, Y kutucuğuna 5 yazınız ve OK düğmesine basınız
- Sağ pencereyi tıklayarak (X-Y Plane @ Z=0) aktif duruma getiriniz.
-  simgesine basarak perspektif görünümü ekrana getiriniz.
- Sol fare tuşu ile üç katta C aksı ile 3 aksı kesişimindeki kolonları seçiniz.

- Tüm katlarda B-C ve 2-3 aksları arasında kalan kirişleri benzer şekilde seçiniz.
- Klavyede Delete düğmesine basarak seçilen bu elemanları siliniz.
- Menüde View-Set 2D View seçeneğine seçiniz.
  - X-Y Plane seçeneğini seçiniz. Z= kutucuğuna 0 yazınız ve OK düğmesine basınız.
- Menüde View-Set Display Options seçeneğini seçiniz.
  - Joints bölümünde Labels kutucuğunu seçili duruma getiriniz
  - Joints bölümünde Invisible kutucuğunu seçili durumdan çıkarınız ve OK düğmesine basınız
- En alt kat kolonlarının alt ucunu oluşturan 1, 5, 9, 13, 17, 21, 25 ve 29 nolu düğüm noktalarının üzerine tıklayarak veya tümünü pencere içine alarak seçili duruma getiriniz.
- Menüde Assign-Joint-Restraints... seçeneğini seçiniz.
  - Ankastrre mesnet tanımı için Translation ve Rotation kutucuklarının tamamını seçili duruma getiriniz ve OK düğmesine basınız.
- Menüde Define-Materials... seçeneğini seçiniz.
  - Add New Material... düğmesine basınız.
  - Region açılır listesinden User seçeneğini,
  - Material Type açılır listesinden Other seçeneğini seçiniz ve OK düğmesine basınız.
  - Material Name and Display Color kutucuğuna C30 yazınız.
  - Weight per Unit Volume kutucuğuna 0 yazınız.
  - Units açılır listesinden N,mm,C 'yi seçiniz
  - Modulus of Elasticity, E kutucuğuna 32000 yazınız
  - Poissons's Ratio, U kutucuğuna 0.2 yazınız.
  - Coefficient of Thermal Expansion, A kutucuğuna 1E-5 yazınız ve iki kez OK düğmesine basınız.
- Menüde Define-Section Properties-Frame Sections seçeneğini seçiniz.
  - Add New Property düğmesine basınız.
  - Frame Section Property Type açılır listesinden Concrete seçeneğini seçiniz.
  - Rectangular seçeneğini seçiniz.
  - Ekranaya gelen ileti kutusunda
    - Section Name kutucuğuna C30X30 yazınız.
    - Depth (t3) kutucuğuna 0.3 , Width kutucuğuna 0.3 yazınız.
    - Material açılır listesinden C30 malzemesini seçiniz. OK düğmesine basınız.
  - Ekranaya gelen Frame Properties ileti kutusunda C30X30'u seçiniz ve Add Copy of Property düğmesine basınız.
  - Ekranaya gelen ileti kutusunda
    - Section Name kutucuğuna C35X35 yazınız.
    - Depth (t3) kutucuğuna 0.35 , Width kutucuğuna 0.35 yazınız.OK düğmesine basınız.
  - Ekranaya gelen Frame Properties ileti kutusunda C30X30'u seçiniz ve Add Copy of Property düğmesine basınız.
  - Ekranaya gelen ileti kutusunda
    - Section Name kutucuğuna C30X50 yazınız.
    - Depth (t3) kutucuğuna 0.5 , Width kutucuğuna 0.3 yazınız.OK düğmesine basınız.
  - Ekranaya gelen Frame Properties ileti kutusunda C30X50'u seçiniz ve Add Copy of Property düğmesine basınız.
  - Ekranaya gelen ileti kutusunda
    - Section Name kutucuğuna C35X50 yazınız.
    - Depth (t3) kutucuğuna 0.5 , Width kutucuğuna 0.35 yazınız.OK düğmesine basınız.
  - Ekranaya gelen Frame Properties ileti kutusunda Add New Property düğmesine basınız.
  - Frame Section Property Type açılır listesinden Steel seçeneğini seçiniz.
  - Tee seçeneğini seçiniz.
  - Ekranaya gelen ileti kutusunda
    - Section Name kutucuğuna B121 yazınız.
    - Outside stem (t3) kutucuğuna 0.6 , Outside flange (t2) kutucuğuna 1.21, Flange Thickness (tf) kutucuğuna 0.14, Stem thickness (tw) kutucuğuna 0.25 yazınız.
    - Material açılır listesinden C30 malzemesini seçiniz. OK düğmesine basınız.






- Diğer kiriş kesitlerini aşağıdaki tabloya uygun olarak benzer şekilde oluşturunuz.

Kesit Adı	Outside stem (t3)	Outside flange (t2)	Flange Thickness (tf)	Stem thickness (tw)	Material
B105	0.60	1.05	0.14	0.25	C30
B85	0.60	0.85	0.14	0.25	C30
B75	0.60	0.75	0.14	0.25	C30
B73	0.60	0.73	0.14	0.25	C30
B65	0.60	0.65	0.14	0.25	C30

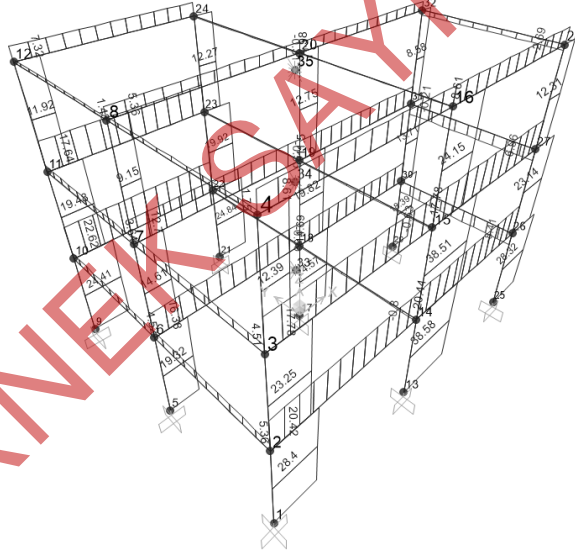
- Sol pencereye tıklayarak aktif duruma getiriniz.
- Menüde View-Set Display Options seçeneğini seçiniz.
  - Frames bölümünde Labels kutucuğunu seçili duruma getiriniz ve OK düğmesine basınız
- 28, 29, 30, 31, 32, 33, 37, 38 ve 39 nolu kirişleri seçili duruma getiriniz.
- Menüde Assign-Frame-Frame Sections seçeneğini seçiniz.
- Ekranaya gelen ileti kutusunda B73 seçeneğini seçiniz ve Apply düğmesine basınız.
- Klavyede F4 tuşuna basınız veya menüde Display-Show Undeformed Shape seçeneğine tıklayınız. Benzer şekilde aşağıdaki tabloya göre ilgili elemanlara kesitleri atayınız.

Eleman türü	No	Kesit
Kiriş	34, 35, 36	B121
Kiriş	40, 41, 42	B85
Kiriş	46, 47, 48, 49, 50, 51, 55, 56, 57	B65
Kiriş	52, 53, 54	B105
Kiriş	58, 59, 60	B75
Kolon	1, 10, 19	C35X50
Kolon	4, 13, 22, 7, 16	C35X35
Kolon	2, 3, 11, 12, 20, 21	C30X50
Kolon	5, 14, 23, 6, 15, 24, 8, 9, 17, 18	C30X30

- Select menüsünde Menüde Select-Select-Properties-Frame Sections seçeneğini seçiniz. Ekranaya gelen ileti kutusunda klavyede Ctrl tuşunu basılı tutarak kiriş kesitleri olan B65, B73, B75, B85, B105 ve B121 kesitlerini seçiniz ve Select düğmesine basınız.
- Menüde Assign-Frame-Property Modifiers seçeneğine tıklayınız. Ekranaya gelen ileti kutusunda Moment of Inertia about 3-Axis kutucuğuna 0.35 yazınız ve Apply düğmesine basınız.
- Ekranada bulunan Select by Frame Section Properties ileti kutusunda tutarak kolon kesitleri olan C30X30, C35X35, C30X50, C35X50 kesitlerini seçiniz ve Select düğmesine basınız.
- Ekranada bulunan Assign Frame Property Modifiers ileti kutusunda Moment of Inertia about 2-Axis kutucuğuna 0.7 ve Moment of Inertia about 3-Axis kutucuğuna 0.7 yazınız ve OK düğmesine basınız.
- Ekranada bulunan Select by Frame Section Properties ileti kutusunda Close düğmesine basınız.
- Sağ pencereyi aktif duruma getirerek X-Y Plane @ Z=0 düzlemine geçiniz.
-  düğmesine basarak X-Y Plane @ Z=3.5 düzlemine geçiniz. Sol altta bulunan 2 nolu düğüm noktasını seçiniz.
-  düğmesine basarak X-Y Plane @ Z=7 düzlemine geçiniz. Sol altta bulunan 3 nolu düğüm noktasını seçiniz.
-  düğmesine basarak X-Y Plane @ Z=10.5 düzlemine geçiniz. Sol altta bulunan 4 nolu düğüm noktasını seçiniz.
- Edit menüsünde Replicate seçeneğini seçiniz. Ekranaya gelen ileti kutusunda Increments bölümünde dx kutucuğuna 5, dy kutucuğuna 4.17 yazınız ve OK düğmesine basınız. Böylece kütle merkezini tanımlayan 33, 34 ve 35 nolu düğüm noktaları oluşturulmuş olur.
- 33, 34 ve 35 nolu düğüm noktalarını seçiniz.
- Menüde Assign-Joint-Restraints... seçeneğini seçiniz.

- OK düğmesine basınız.
- Menüde Define Load Cases seçeneğini seçiniz.
- Ekranı gelen ileti kutusunda
  - Load Case Name listesinden DEAD seçeneğini seçiniz ve Delete Load Case düğmesine basarak bu yüklemeyi siliniz.
  - Load Case Name listesinden MODAL seçeneğini seçiniz ve Delete Load Case düğmesine basarak bu yüklemeyi siliniz ve OK düğmesine basınız.
- Menüde Analyze-Run Analysis... seçeneğini seçiniz.
  - Run Now düğmesine basınız
  - Dosya adı istendiğinde uygun bir dosya adı veriniz
  - Çözümü yapınız.
- Menüde Display-Show Forces/Stresses Frames/Cables/Tendons seçeneğini seçiniz.
- Ekranı gelen ileti kutusunda
  - Case/Combo Name açılır listesinden EXP seçeneğini seçiniz.
  - Component bölümünde Shear 2-2 seçeneğini seçiniz.
  - X doğrultusundaki Kesme kuvvetlerini incelemek için Component bölümünde Shear 2-2 seçeneğini seçiniz.ve Apply düğmesine basınız.
  - Eğilme momentlerini incelemek için Component bölümünde Moment 3-3 seçeneğini seçiniz.ve Apply düğmesine basınız.

Değerler karşılaştırıldığında genel olarak Muto yöntemi ile elde edilen sonuçlarla uyumlu olduğu görülebilir.



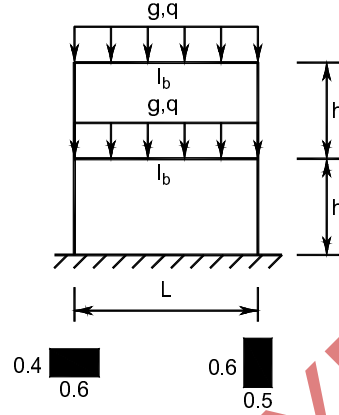
Problemler:

**Problem 13.1**

Aşağıda gösterilen 2 katlı betonarme düzlem sistemde

$$S_{DS} = 1.2 \quad S_{D1} = 0.3 \quad (\text{DD-2}) \quad I = 1 \quad D = 3 \quad R = 8$$

$$E_c = 32000 \text{MPa} \quad L = 6 \text{m} \quad h = 3 \text{m} \quad g = 30 \text{kN/m} \quad q = 20 \text{kN/m}$$

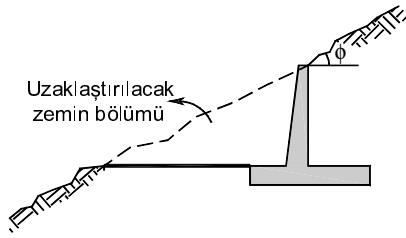


- Kat ağırlıklarını ve kat kütlelerini hesaplayınız. ( $m_i$  ve  $W_i$ ).
- Binanın toplam kütlelerini hesaplayınız. ( $n = 0.3$ )  $W = G + nQ$   $m = W / g$
- Binanın ampirik hakim doğal titreşim periyodunu hesaplayınız.  $T_{pA} = C_t H_N^{3/4}$  (Betonarme binalar için  $C_t = 0.1$ ).
- $T_1 = T_{pA}$  varsayarak  $S_{ae}(T_{1X})$  yatay elastik tasarım spektral ivmesini,  $R_a(T_{1X})$  deprem yükü azaltma katsayısını,  $S_{aR}(T_{1X})$  azaltılmış tasarım spektral ivmesini ve  $V_t$  toplam eşdeğer deprem yükünü hesaplayınız.
- Katlara etkiyen  $F_i$  kuvvetlerini hesaplayınız ve  $V_{kat}$  kat kesme kuvveti diyagramını çiziniz. ( $\Delta F_N = 0$ ) varsayınız.
- Muto yöntemi ile kolon kesme kuvveti ve eğilme momentlerini hesaplayınız.  $I_{kiriş, etkin} = 0.004 \text{m}^4$ ,  $I_{kolon, etkin} = 0.7 \cdot I_{kolon, brüt}$
- Deprem etkileri altında kiriş kesme kuvveti ve eğilme momenti değerlerini hesaplayınız.
- Deprem etkileri altında kolon aksenal kuvvet değerlerini belirleyiniz.
- Hesaplanan iç kuvvetlerin diyagramlarını çiziniz. ( $M, N, V$ )

# İSTİNAT DUVARLARI

# BÖLÜM 14

## 14.1 Giriş



Şekil 14-1 İstinat duvarı

Seviye farkı bulunan iki zemin düzeyi arasındaki bağlantı zemin türünün içsel sürtünme açısına bağlı bir seviye sağlanabilir. Daha dik bir açı ile geçiş sağlanmak istendiğinde zeminin doğal şev açısıyla yayılmasını engellemek için istinat duvarı yapmak gerekir. Hareketi engellenerek tutulan zemin, istinat duvarını devirmeye ve kaydırmaya çalışır. Aynı zamanda uygulanan kuvvetler nedeniyle istinat duvarının kesitlerinde iç kuvvetler oluşur.

## 14.2 İstinat Duvarı Türleri

İstinat duvarlarının birçok türü bulunmaktadır. Tasarımda bu türler içinden en uygun olanı seçilmelidir.

### Ağırlık İstinat Duvarları

Genellikle harçla birbirine bağlanmış taşlar veya donatısız betondan yapılan istinat duvarlarıdır, Şekil 14-2(a). Bu tür istinat duvarları, kesitlerinde çekme gerilmesi oluşmayacak ve malzemenin basınç dayanımı aşılmayacak şekilde tasarlanırlar ve stabilitesi yalnız duvarın kendi ağırlığına bağlı olduğundan yükseklikleri belirli sınırları aşmamalıdır. Duvar yüksekliği arttıkça gerekli kesit kalınlıkları artacağından ekonomiklik azalmaktadır. Yükseklik için  $4m - 5m$  değeri üst sınır olarak değerlendirilebilir.

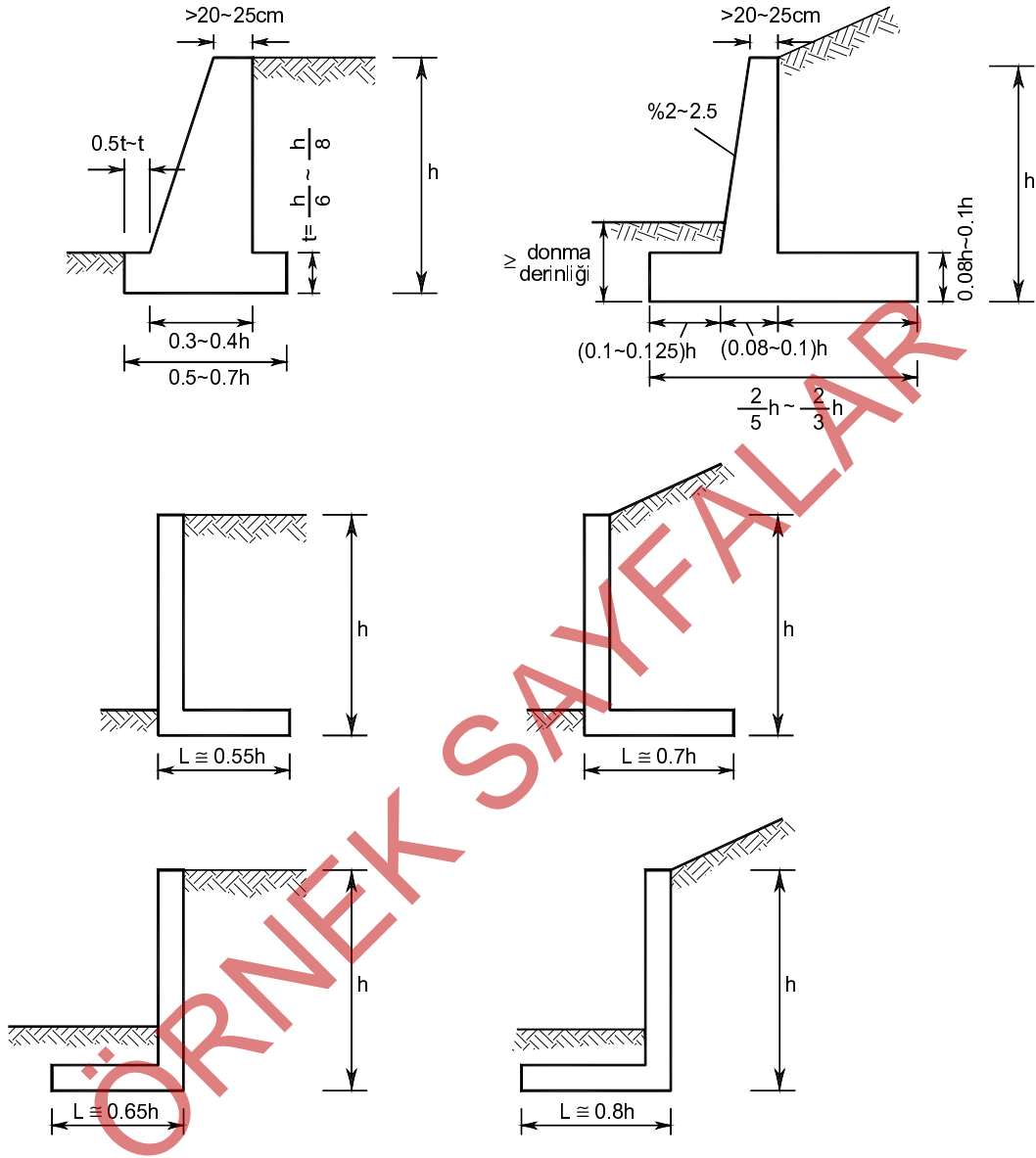
### Yarı-Ağırlık İstinat Duvarları

Malzeme miktarını azaltmak için az ölçüde donatı kullanılan ağırlık istinat duvarıdır, Şekil 14-2(b).

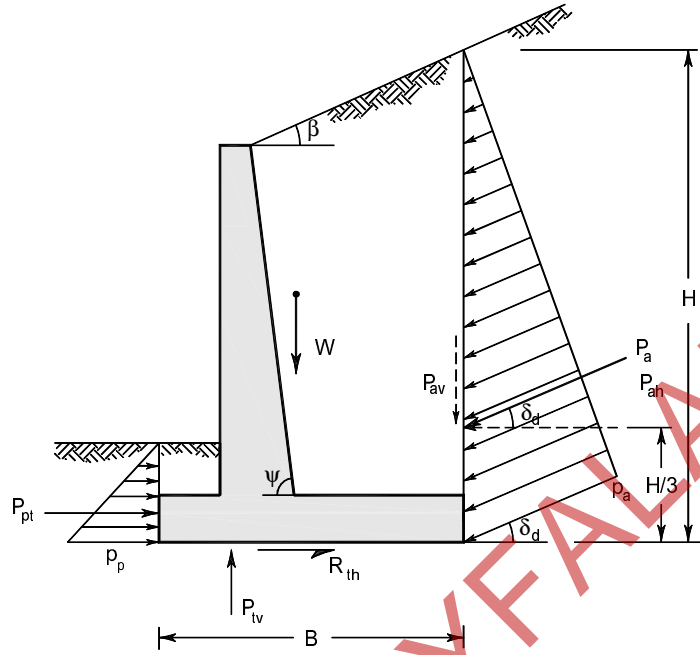
### Konsol İstinat Duvarları

En yaygın olarak kullanılan, geniş bir tabana oturan, konsol perde duvarı bulunan, L veya  $\perp$  şekillerinde olabilen istinat duvarı türüdür, Şekil 14-2(c). Genel olarak yükseklikleri  $3m - 8m$  arasında değişir.

Ön tasarım için istinat duvarının boyutları yüksekliğine bağlı olarak Şekil 14-3'de verilen oranlar kullanılabilir. Daha sonra kesin tasarımda bu boyutlar uygun olacak şekilde belirlenir.



Şekil 14-3 Ağırlık ve Konsol İstinat duvarı için ön boyutlar



Şekil 14-6 Konsol istinat duvarına etkiyen etkiler

İstinat duvarına etkiyen toplam (statik ve dinamik) toprak basıncının bileşkesi Denk.(14.1) ile hesaplanır.

$$P_t = K (1 \mp k_v) \left( \frac{1}{2} \gamma^* H^2 + qH \right) + P_{su} + \Delta P_{su} \quad (14.1)$$

Burada  $K$ , toplam (statik+dinamik) toprak basıncı katsayısını,  $\gamma^*$  zemin birim hacim ağırlığını,  $P_{su}$  ve  $\Delta P_{su}$  bileşke statik ve dinamik su basınçlarını göstermektedir.

Etki eden basınç kuvvetiyle, zeminin duvara doğru olan etkisi ile aktif basınç ve duvarın zemine doğru hareketi ile pasif basınç adı verilen iki tür basınç kuvveti oluşur. Aktif basıncın oluşması için, pasif basınca göre görece daha küçük yatay yerdeğiştirme gerekir. Zemin özelliklerine bağlı olarak belirlenen bu iki basınç durumuna ilişkin katsayılar Denk.(14.2) ve Denk(14.3) ile hesaplanır.

$$\beta \leq \phi'_d - \theta \text{ ise } K_a = \frac{\sin^2 (\Psi + \phi'_d - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin (\Psi - \theta - \delta_d) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin (\phi'_d + \delta_d) \cdot \sin (\phi'_d - \beta - \theta)}{\sin (\Psi - \theta - \delta_d) \cdot \sin (\Psi + \beta)}} \right]^2} \quad (14.2)$$

$$\beta > \phi'_d - \theta \text{ ise } K_a = \frac{\sin^2 (\Psi + \phi'_d - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin (\Psi - \theta - \delta_d)} \quad (14.3)$$

Denk. (14.12)'de  $E_{dev}$  devrilmeye zorlayan etkilerin toplamını,  $R_{dev}$  devrilmeye karşı koyan etkilerin toplamını  $\gamma_{R,dev}$  ( $\gamma_{R,dev} \geq 1.3$ ) ise devrilmeye karşı tasarım güvenlik katsayısını göstermektedir.

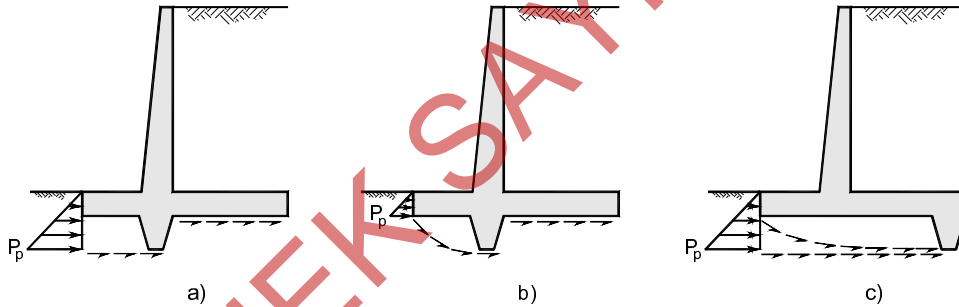
Devrilme güvenliğinin sağlanmaması durumunda devrilmeye karşı koyan kuvveti arttırmak amacıyla tabanının boyunun arttırılması önerilir.

#### 14.4.2 Kayma Kontrolü

İstinat duvarına etkileyen itki kuvvetleri istinat duvarının tabanını temel zemini üzerinde kaymaya zorlar. Pasif itki ihmal edilirse istinat duvarı tabanını kaydırmaya çalışan kuvvetler, taban ile zemin arasındaki sürtünme kuvveti ile karşılanır.

Kayma güvenliğinin sağlanması için kaymaya karşı koyan kuvvetlerin kaydırmaya çalışan kuvvetlerden belirli bir güvenlik katsayısı ile büyük olması gerekir. Kayma güvenliğinin 1.5'ten küçük olmaması gerekir. Depremlı durumda ise 1.1 değerine kadar inilebilir.

Kayma güvenliğinin sağlanmaması durumunda istinat duvarı tabanında dış yapılarak, kaymaya karşı bir kuvvet oluşturulabilir, Şekil 14-9. Tabanda dış yapılması durumunda pasif basınç etkisi göz önüne alınır. Dış genellikle gövde altına yapılarak düşey donatıların dış içine uzatılabilmesi olanağı sağlanır. Yumuşak zeminlerde kaymanın Şekil 14-9(b) deki gibi oluşma olasılığı bulunmaktadır. Bu tür bir durumda dışın etkinliği azalmaktadır. Kayma güvenliğini arttırmak için istinat duvarı tabanının boyu arttırılabilir. Bu düzenleme taban normal kuvvetini ve dolayısıyla sürtünme kuvvetini arttıracaktır.



Şekil 14-9 Kaymayı önleme amaçlı dış yapımı

#### 14.4.3 Toptan Göçme Kontrolü

Zeminin zayıf olduğu durumda istinat duvarı ile beraber bir zemin kütesinin alt zemin üzerinde kaymasıyla oluşan göçmedir. İstinat duvarının toptan göçmeye karşı güvenliğinin sağlanması şevlerin stabilitesi kuralları ile kontrol edilmektedir.

#### 14.5 Statik ve Betonarme Hesabı

İstinat duvarının betonarme hesabında kritik kesitler için serbest cisim diyagramı çizilerek kesitlerdeki eğilme momenti ve kesme kuvveti değerleri belirlenir. Genellikle kesme donatısına gerek duyulmaz, eğilme donatıları da bir doğrultuda çalışan döşeme donatılarına benzer şekilde hesap edilerek seçilir.

Tasarımda  $0.9G + 1.6Q$  yük birleşiminin de bazı durumlarda daha elverişsiz olabileceği hatırd tutulmalıdır.

$$M_{BB} = 171.8 \cdot 4.2 \cdot \frac{4.2}{2} - 42 \cdot 4.2 \cdot \frac{4.2}{2} - (284.5 - 42) \cdot \frac{4.2}{2} \cdot \frac{1}{3} \cdot 4.2 = 431.7 \text{ kNm / m} \quad (\text{üstte çekme})$$

$$V_{BB} = 171.8 \cdot 4.2 - (284.5 + 42) \frac{4.2}{2} = 35.8 \text{ kN / m}$$

$$V_{cr} = 0.65 \cdot 1.15 \cdot 1000 \cdot 350 \cdot 10^{-3} = 261.6 \text{ kN / m} > V_{BB} = 35.8 \text{ kN / m}$$

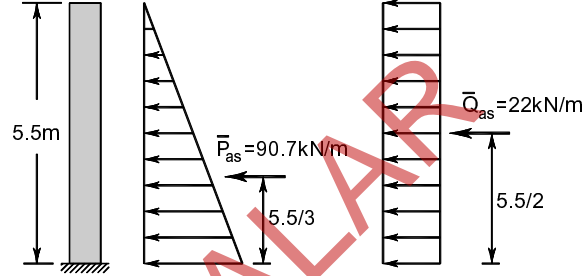
Perde taban kesiti

$$\bar{P}_{as} = 0.333 \cdot 18 \cdot \frac{5.5^2}{2} = 90.7 \text{ kN / m}$$

$$\bar{Q}_{as} = 0.333 \cdot 12 \cdot 5.5 = 22 \text{ kN / m}$$

$$M_{AA} = 1.6 \left( 90.7 \cdot \frac{5.5}{3} + 22 \cdot \frac{5.5}{2} \right) = 362.6 \text{ kNm / m}$$

$$V_{AA} = 1.6(90.7 + 22) = 180.2 \text{ kNm / m}$$



$$V_{cr} = 0.65 \cdot 1.15 \cdot 1000 \cdot 350 \cdot 10^{-3} = 261.6 \text{ kN / m} > V_{AA} = 180.2 \text{ kN / m}$$

Perde taban kesitinde perde ağırlığından oluşan aksel basınç kuvvetinin etkisi donatı hesabında ihmal edilecektir.

$$A_{s \min} = 0.002 \cdot 1000 \cdot 350 = 700 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donatı aralığı } t \leq 1.5h_f = 1.5 \cdot 400 = 600 \text{ mm} \quad t \leq 200 \text{ mm}$$

Kesit	$M_d$ (kNm / m)	$b$ (m)	$d$ (m)	$K$	$k_s$	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	Seçilen
A-A	362.6	1.0	0.35	33.8	3.12	3232	$\phi 24 / 130$ (3480mm <sup>2</sup> )
B-B	431.7	1.0	0.35	28.4	3.22	3972	$\phi 24 / 110$ (4113mm <sup>2</sup> )

Dağıtma donatısı

$$\text{Perdede } A_{sd} = 3232 / 5 = 647 \text{ mm}^2$$

$$\text{Arka ampatmanda } A_{sd} = 3972 / 5 = 794 \text{ mm}^2 \quad \phi 12 / 140 \text{ (808 mm}^2\text{)}$$

Rötre ve sıcaklık donatısı

$$A_{hs} = 0.0025 \cdot 1000 \cdot 400 = 1000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Ön yüze } (2/3)A_{hs} = 667 \text{ mm}^2 \quad \phi 14 / 200 \text{ (770 mm}^2\text{)} \quad \text{yatay yerleştirilecek}$$

$$\text{Arka yüze } (1/3)A_{hs} = 333 \text{ mm}^2$$

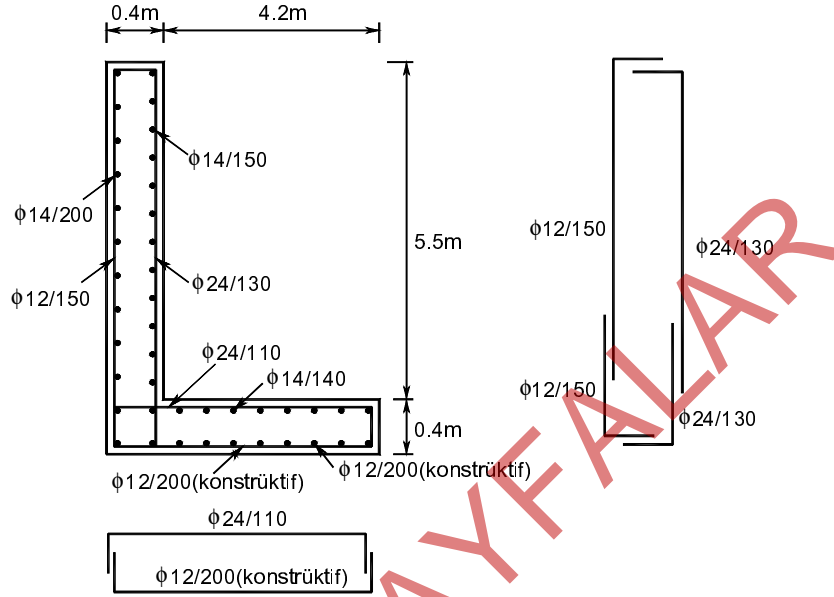
Tamamı perdenin ön yüzüne yerleştirilecek düşey doğrultuda rötre ve sıcaklık donatısı

$$A_{vs} = 0.0015 \cdot 1000 \cdot 400 = 600 \text{ mm}^2 \quad \phi 12 / 150 \text{ (753 mm}^2\text{)}$$



Perde arka yüzüne yatay olarak yerleştirilecek toplam donatı alanı

$$A_s = 333 + 647 = 980 \text{ mm}^2 \quad \phi 14 / 150 \quad (1026 \text{ mm}^2) \quad t \leq 300 \text{ mm}$$

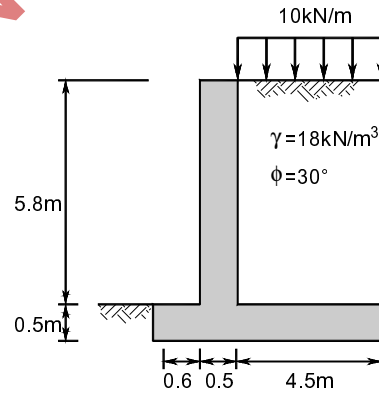


Problemler:

### Problem 14.1

Şekilde verilen istinat duvarında devrilme, kayma ve zemin gerilmesi kontrollerinin sağlandığını kabul ederek  $1.4G + 1.6Q + 1.6H$  durumu için gerekli donatıları belirleyiniz.

$$C30 / S420 \quad d' = 50 \text{ mm} \quad \gamma_z = 18 \text{ kN/m}^3$$



# KULLANIM DURUMU

# BÖLÜM 15

## 15.1 Giriş

Bir yapı, kendinden beklenen görevi yerine getirebilmesi için etkiyebilecek tasarım yüklerini güvenli şekilde taşıyacak yeterli dayanıma sahip olmalı ve kullanım yükleri düzeyinde de yeterli performans gösterebilmesi gerekir. Kullanım yükleri düzeyinde yeterli performansı göstermesi, yapının servis durumundaki kullanılabilirliği olarak adlandırılır. Kullanılabilirlik bakımından güvenlik, genel olarak taşıyıcı elemanlarda oluşacak sehim, çatlak genişliği ve titreşimlerin izin verilen maksimum değerlerden küçük olduğu gösterilerek sağlanır. Kullanım yükleri düzeyinde oluşacak aşırı sehim, yapı estetiğini bozmakta, bölme duvarlar gibi yapısal olmayan elemanlarda hasar oluşturabilmekte, titreşime neden olabilmektedir. Bu nedenlerle sehim değerleri yönetmeliklerce sınırlanır. Ayrıca çatlak genişlikleri de görünümü olumsuz etkilememesi ve donatıyı korozyondan koruma amaçlı olarak kılcal düzeyde kalacak şekilde sınırlanır.

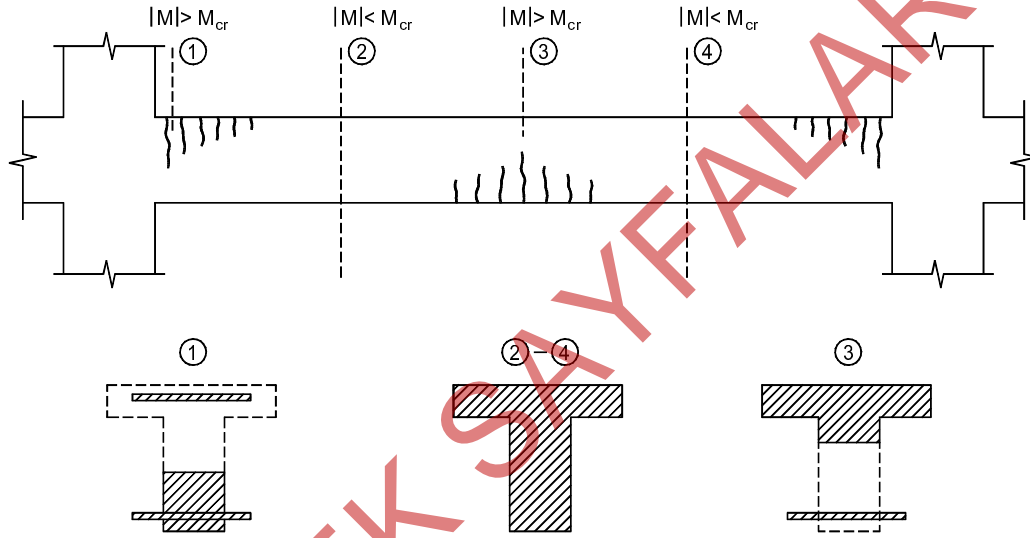
## 15.2 Sehim

Yapılan deneysel çalışmalarda, döşeme veya kiriş gibi eğilme elemanlarında uzun süreli yükler etkisinde şekildeğiştirme, dönme açısı ve sehimin zamana bağlı olarak arttığı gözlenmiştir. Şekil 15-1'de kullanma yükleri seviyesindeki yayılı yük etkisindeki bir kirişin zamana bağlı davranışı gösterilmiştir. Yük ilk etkilendiğinde kesitte ani bir dönme ve elemanda da ani bir sehim oluşur. Bu ilk yüklemde açıklık kesitindeki şekildeğiştirme dağılımı Şekil 15-1 (b) kesik çizgili olarak gösterilmiştir.

Bilindiği gibi, betonarme elemanlarda sünme ve rötne, sabit yük altında deformasyon oluştururlar. Donatı, rötne ve sünmeden etkilenmediğinden, donatıdaki şekildeğiştirmenin zamanla değişimi ihmal edilecek kadar azdır. Basınç bölgesindeki şekildeğiştirmenin zamanın bir fonksiyonu olarak arttığı ve şekildeğiştirme dağılımının doğrusal kaldığı göz önünde bulundurulursa tarafsız eksenin aşağı kayması gerektiği ve birim dönme açısının (eğriliğin) artacağı görülür. Bu durum Şekil 15-1(b) şekildeğiştirme diyagramında sürekli çizgili olarak gösterilmiştir. Eğriliğin artması ile eğilme elemanında zamana bağlı olarak sehim de artacaktır. Bu durum Şekil 15-1(c)'de grafiksel olarak gösterilmektedir. Şekilden de görüleceği gibi, şekildeğiştirmelerin ve dolayısıyla sehimin artış hızı zamanla azalmaktadır. Yapılan deneysel çalışmalarda bu artışın beş yıla kadar, ölçülebilecek düzeyde olduğunu göstermiştir. Ancak, en fazla artış ilk üç aylık süre içerisinde olmaktadır.

Çatlamış kesitin atalet momenti  $I_{cr}$  çekme bölgesindeki betonun tarafsız eksene kadar olan çatlamış olduğu varsayımı ile hesaplanır. Başka bir deyişle betonun çekme dayanımının bulunmadığı varsayılır, tarafsız eksen ile çatlamamanın üst sınırı arasında kalan çatlamamış küçük çekme bölgesinin katkısı ise ihmal edilir. Çatlamamanın oluşmadığı kesitlerde ise tüm kesit atalet momenti  $I_c$  göz önüne alınır.

Gerçekte eğilme elemanı boyunca çatlakların oluştuğu yerlerde ( $M > M_{cr}$ )  $I_{cr}$  kesit özelliği oluşurken, çatlakların arasındaki kesitlerde tüm kesit atalet momenti  $I_c$  özelliği ortaya çıkacaktır. Şekil 15-3'de sürekli bir kirişin farklı yerlerinde atalet momenti hesabında kullanılması gereken kesitler gösterilmiştir. Görüldüğü üzere sehim hesabı için kiriş boyunca atalet momentinin belirlenmesi oldukça karmaşıktır ve kirişteki moment düzeyini göz önüne alan bir yaklaşımla belirlenmelidir.



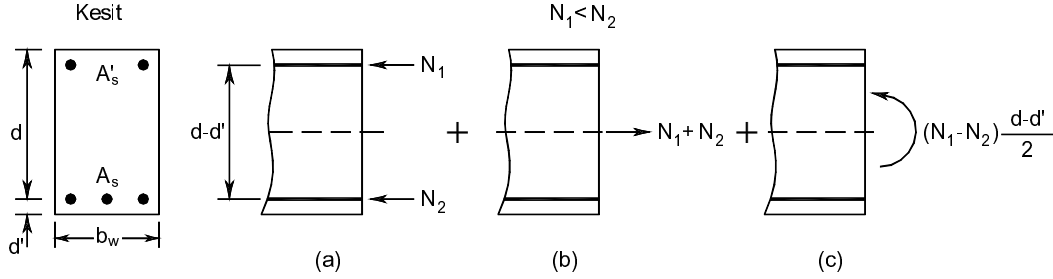
Şekil 15-3 Sürekli kirişte kiriş boyunca farklı kesitlerde etkin kesit geometrisi

Sehim hesaplarında elastisite modülünün de etkisi olacaktır. Klasik kiriş teorisinde malzemenin elastisite modülü çekme ve basınç etkisinde aynı olduğu varsayılmaktadır. Bu varsayım özellikle sünmenin etkisi nedeniyle beton için geçerli değildir. Sünme ile birlikte yükleme hızı, beton dayanımı, eleman boyutları vb. değişkenler betonun elastisite modülünü etkilemektedir. Bu nedenle Elastisite modülü değeri için yapılacak varsayımların yaklaşık olacağı hatırdta tutulmalıdır.

### 15.2.1 $I_{cr}$ 'nin hesabı

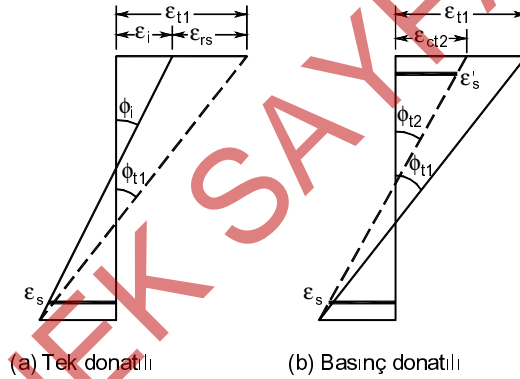
Çatlamış kesitin atalet momenti, farklı elastik malzemelerden oluşan kesitlerin atalet momenti hesabındaki ilkeler kullanılarak hesaplanabilir. Bu hesaplamada donatı alanı, çekme etkilerini karşılayabilen fiktif eşdeğer beton alanına dönüştürülür. Eşdeğer beton alanı, "aynı şekildeğiştirmeyi yapan farklı malzemelerde oluşacak gerilme değerleri elastisite modülleri oranı ile doğru orantılıdır" varsayımı ile belirlenir.

Şekil 15-4'de basınç bölgesinin en üstündeki şekildeğiştirme  $\epsilon_1$ , çekme donatısı seviyesindeki şekildeğiştirme  $\epsilon_2$  olarak gösterilmektedir. Donatıdaki gerilme  $\sigma_s$ , donatı seviyesindeki teorik beton çekme gerilemesi  $\sigma_c$  olarak tanımlanır ve bu seviyedeki şekildeğiştirmenin  $\epsilon_2$  olduğu göz önüne alınır, gerilme-şekildeğiştirme bağıntıları kullanılarak Denk. (15.1) de verilen eşitlikler yazılabilir.



Şekil 15-8 Rötre Etkisi

Bu kayma ve kesitteki birim deformasyon dağılımının doğrusal olması nedeniyle eğrilik ve sehim zamanla artar. Tarafsız eksenin zamanla aşağıya kayarak yer değiştirmesi betondaki basınç gerilmelerinin gittikçe azalmasına neden olur. Basınç donatısı bulunan kirişlerde basınç bölgesindeki kuvvetin bir kısmı donatı tarafından karşılanacağından betondaki basınç gerilmesi düzeyi azalacaktır. Sünme deformasyonu, betondaki basınç gerilmesi değerine bağlı değiştiği için, gerilme azaldıkça deformasyonlar da azalır. Özetle, basınç donatısı bulunan kirişlerde, sünme deformasyonlarından oluşan sehim, tek donatılı kirişlerdekine oranla daha az olacaktır, Şekil 15-9.



Şekil 15-9 Tek Donatılı ve Basınç Donatılı kesitte Sünme Etkisi

Hesaplamalarda rötre ve sünmeyi etkileyen bütün değişkenleri içeren denklem veya denklemlerin kullanılması pratik olmayacaktır. Bu nedenle zamanla oluşan sehimin hesabında tasarımda kullanılacak genel yöntem olarak kalıcı yüklerden oluşan ani sehimin 1 den büyük bir katsayıyla çarpılması ve toplam yüklerden oluşan ani sehime eklenmesi yöntemi izlenir. Basınç donatısı oranı zamana bağlı sehimi etkilediği için katsayı buna bağlı olarak belirlenir.

Zamana bağlı sehimler kalıcı yükler tarafından oluşturulmaktadır. Bu nedenle TS500'de uzun sürede oluşacak sehimin hesaplanmasında, Denk.(15.11)'de verildiği şekilde ani sehime kalıcı yüklerin oluşturacağı sehimin eklenmesi ile elde edilmesi öngörülmektedir.

$$\delta_i = \delta_i + \delta_{ig} \lambda \quad (15.11)$$

Burada  $\delta_i$  ani sehimi,  $\delta_{ig}$  kalıcı yüklerden oluşan ani sehimi ve  $\lambda$  kalıcı sehim katsayısını göstermektedir. Kalıcı sehim katsayısı Denk.(15.12) ile hesaplanmaktadır.

$$f_{ctd} = 1.25 \text{MPa}$$

Negatif moment bölgesi olan A ve C mesnet kesitlerinde  $\bar{y}_{üst} = 152.7 \text{mm}$

$$M_{cr} = 2.5 f_{ctd} \frac{I_c}{y} = 2.5 \cdot 1.25 \frac{50.33 \cdot 10^8}{152.7} \cdot 10^{-6} = 103 \text{kNm}$$

A kesiti

$$M_g \cong \frac{gL^2}{16} = \frac{13 \cdot 6.3^2}{16} = 32.2 \text{kNm} \quad M_{g+q} \cong \frac{(g+q)L^2}{16} = \frac{(13+18) \cdot 6.3^2}{16} = 76.9 \text{kNm}$$

$$M_g = 32.2 \text{kNm} < M_{cr} = 103 \text{kNm} \text{ (Çatlamamış)} \quad M_{g+q} = 76.9 \text{kNm} < M_{cr} = 103 \text{kNm} \text{ (Çatlamamış)}$$

A kesiti kullanım yükleri etkisinde çatlamayacaktır.

C kesiti

$$M_g \cong \frac{gL^2}{10} = \frac{13 \cdot 6.3^2}{10} = 51.6 \text{kNm} \quad M_{g+q} \cong \frac{(g+q)L^2}{10} = \frac{(13+18) \cdot 6.3^2}{10} = 123 \text{kNm}$$

$$M_g = 51.6 \text{kNm} < M_{cr} = 103 \text{kNm} \text{ (Çatlamamış)} \quad M_{g+q} = 123 \text{kNm} > M_{cr} = 103 \text{kNm} \text{ (Çatlamış)}$$

Pozitif moment bölgesi olan B açıklık kesitinde

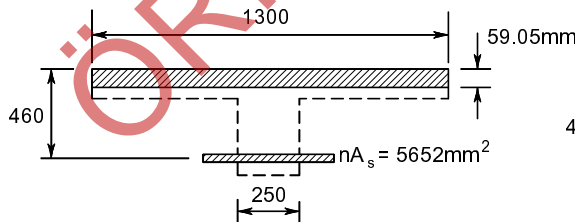
$$M_{cr} = 2.5 f_{ctd} \frac{I_c}{y} = 2.5 \cdot 1.25 \frac{50.33 \cdot 10^8}{347.3} \cdot 10^{-6} = 45.3 \text{kNm}$$

$$M_g \cong \frac{gL^2}{14} = \frac{13 \cdot 6.3^2}{14} = 36.9 \text{kNm} \quad M_{g+q} \cong \frac{(g+q)L^2}{14} = \frac{(13+18) \cdot 6.3^2}{14} = 87.9 \text{kNm}$$

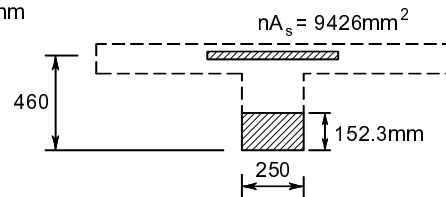
$$M_g = 36.9 \text{kNm} < M_{cr} = 45.3 \text{kNm} \text{ (Çatlamamış)} \quad M_{g+q} = 87.9 \text{kNm} > M_{cr} = 45.3 \text{kNm} \text{ (Çatlamış)}$$

B açıklık ve C mesnet kesitlerinde  $I_{cr}$  ve  $I_{ef}$  değerlerinin hesaplanması gerekmektedir.

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{32000} \cong 6$$



B kesitinde dönüştürülmüş kesit



C kesitinde dönüştürülmüş kesit

Açıklıkta  $I_{cr}$  hesabı

Başlangıçta bu kesitin dikdörtgen mi yoksa T kesitli basınç bölgesine sahip olup olmadığı bilinmemektedir. Başlangıç olarak basınç bölgesinin tablanın içerisinde kaldığı varsayılarak basınç bölgesinin şeklinin dikdörtgen olduğu kabul edilecektir.

$$3\phi 20 \quad A_s = 942 \text{ mm}^2$$

$$nA_s = 5652 \text{ mm}^2$$

$$\bar{y} = \frac{nA_s \left[ \sqrt{1 + 2 \frac{bd}{nA_s}} - 1 \right]}{b} = \frac{5652 \left[ \sqrt{1 + 2 \frac{1300 \cdot 460}{5652}} - 1 \right]}{1300} = 59.05 \text{ mm} < 140 \text{ mm}$$

olduğundan basınç bölgesinin tablanın içerisinde kaldığı varsayımı geçerlidir.

	$A \text{ [mm}^2\text{]}$	$\bar{y} \text{ [mm]}$	$I_{kendi} \text{ [mm}^4\text{]}$	$A\bar{y}^2 \text{ [mm}^4\text{]}$
Basınç bölgesi	$59.05 \cdot 1300 = 76765$	$59.05 / 2 = 29.525$	$\frac{1300 \cdot 59.05^3}{12} = 2.231 \cdot 10^7$	$6.692 \cdot 10^7$
Çekme donatısı	5652	$59.05 - 460 = -400.95$	-	$9.086 \cdot 10^8$
$I_{cr} = 9.978 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$				

C kesiti

$$5\phi 20 \quad A_s = 1571 \text{ mm}^2 \quad nA_s = 9426 \text{ mm}^2$$

$$\bar{y} = \frac{nA_s \left[ \sqrt{1 + 2 \frac{bd}{nA_s}} - 1 \right]}{b} = \frac{9426 \left[ \sqrt{1 + 2 \frac{250 \cdot 460}{9426}} - 1 \right]}{250} = 152.3 \text{ mm}$$

	$A \text{ [mm}^2\text{]}$	$\bar{y} \text{ [mm]}$	$I_{kendi} \text{ [mm}^4\text{]}$	$A\bar{y}^2 \text{ [mm}^4\text{]}$
Basınç bölgesi	$152.3 \cdot 250 = 38075$	$152.3 / 2 = 76.15$	$\frac{250 \cdot 152.3^3}{12} = 7.36 \cdot 10^7$	$2.208 \cdot 10^8$
Çekme donatısı	9426	$152.3 - 460 = -307.7$	-	$8.924 \cdot 10^8$
$I_{cr} = 11.868 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$				

Sabit yükten oluşan ani sehimin belirlenmesi

A, B ve C kesitleri sabit yük etkisinde çatlamamış olduğundan ortalama atalet momenti çatlamamış kesit atalet momentine eşit olacaktır.

$$I_{ef} = I_c = 5.033 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$\text{Şekil 15-7 Durum 2'den } \delta = \frac{pL^4}{185EI}$$

$$p = 13 \text{ kN/m}$$

$$L = 6.3 \text{ m}$$

$$I_{ef} = I_c = 5.033 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$E = 32000 \text{ MPa}$$

$$\delta = \frac{pL^4}{185EI} = \frac{13 \cdot 6.3^4}{185 \cdot 3.2 \cdot 10^7 \cdot 5.033 \cdot 10^{-3}} = 6.87 \cdot 10^{-4} \text{ m} = 0.687 \text{ mm} \quad (\text{Aşağı yönde})$$

$$M_{g+q} = -76.9kNm \quad \delta = -\frac{76.9 \cdot 6.3^2}{16 \cdot 3.2 \cdot 10^7 \cdot 2.36 \cdot 10^{-3}} = -2.526 \cdot 103m = -2.526mm \text{ (Yukarı yönde)}$$

Sabit ve hareketli yükten oluşan toplam ani yerdeğiştirme aşağı yönde  $\Delta_{i,g+q} = 3.495 - 2.526 = 0.969mm$  olarak hesaplanır.

Hareketli yük etkisiyle bazı kesitlerde çatlama oluştuğunda sabit yükten oluşan ani sehimin de iki durumdaki  $I_{ef}$  oranlarına bağlı olarak artacağı varsayılabilir.

$$\delta_{i,g} = 0.191 \frac{5.033 \cdot 10^9}{2.36 \cdot 10^9} = 0.407mm$$

$$\delta_{i,q} = \delta_{i,g+q} - \delta_{i,g} = 0.969 - 0.407 = 0.562mm \text{ olarak hesaplanır.}$$

Söz konusu kirişin bölme duvarı taşımayan normal kat elemanı olduğu varsayılırsa hareketli yükten oluşan sehim değerinin  $\ell_n / 360$  değerini aşmaması gerekmektedir.

Sınır değer  $6000 / 360 = 16.67mm$  olarak hesaplanır. Hareketli yükten oluşan ani sehim değeri sınır değerden oldukça küçük olduğundan sehim koşulu sağlanmaktadır.

Eğer kirişin bölme duvar taşıdığı varsayılırsa ve hareketli yükün %25'inin kalıcı olarak bulunacağı öngörülürse uzun süreli sehim değeri

$$\delta_{i,q} = \delta_{i,g+q} - \delta_{i,g} = 0.969 - 0.407 = 0.562mm$$

$$\delta_i = \delta_i + \delta_{ig} \lambda$$

$$\delta_i = 0.969mm$$

$$\delta_{i,q} = 0.562mm \quad \%25'i \text{ kalıcı olacağından } \delta_{i,q} = 0.141mm$$

$$\delta_{i,g} = 0.407mm$$

$$\lambda \text{ kalıcı sehim katsayısı } \lambda = \frac{\gamma_i}{1 + 50\rho} = \frac{2}{1 + 0} = 2$$

$$\delta_i = \delta_i + \delta_{ig} \lambda = 0.969 + 2 \cdot (0.407 + 0.141) = 2.065mm$$

### 15.3 Çatlak oluşumu ve çatlak genişliği kontrolü

Bilindiği gibi betonun çekme dayanımı düşük olduğu için betonarmede çatlama kaçınılmazdır. Çatlama olmamasını sağlayacak bir kesit hesabı ekonomik olmayacaktır. Ayrıca çatlama, betonarmede olağanüstü ve korkulacak bir durum değildir.

#### 15.3.1 Yüke bağlı çatlak türleri

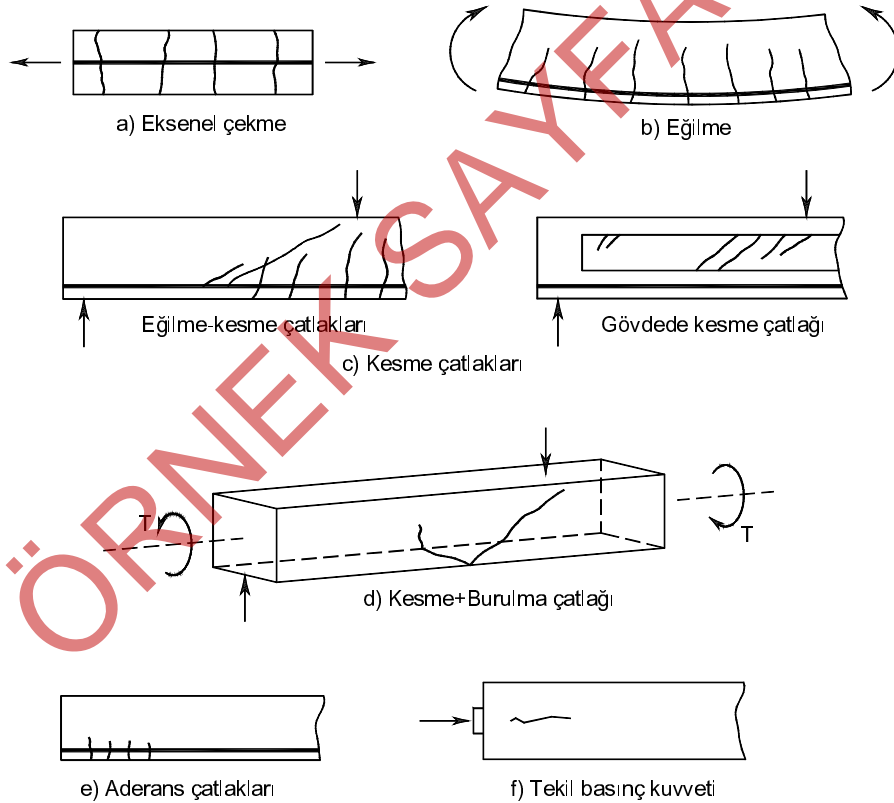
Betonda oluşan asal çekme gerilmeleri, betonun çekme dayanımını aştığında, asal çekme gerilmelerine dik yönde çatlakların oluştuğu varsayılır. Şekil 15-10'de farklı yük etkilerinde oluşacak tipik çatlak şekilleri gösterilmiştir. Eksenel çekme etkisindeki elemanlarda oluşacak çatlaklar tüm kesit boyunca ortaya çıkacaktır. Eğilme etkisindeki elemanlarda oluşacak düşey eğilme çatlakları kesitin çekme tarafındaki en dış noktadan başlayarak tarafsız eksene kadar yaklaşacaktır. Kesmeden dolayı oluşacak çatlaklar ise tipik olarak eğimli bir şekle sahip olacaktır. Bu çatlaklar genellikle eğilme çatlakları ile birlikte eğilme-kesme

çatlağı olarak ortaya çıkar. Salt burulma etkisindeki elemanlarda çatlaklar helis şeklinde tüm yüzlerde ortaya çıkar. Burulma momenti ile birlikte kesme kuvveti ve eğilme momentinin etkideği elemanlarda ise helis şeklindeki çatlak tüm yüzlerde ortaya çıkmaz. Bunun nedeni kesme kuvveti nedeniyle oluşacak kayma gerilmeleri ile burulma momentinden oluşan kayma gerilmelerinin bir yüzde birbirini arttırma yönünde olması ve diğer yüzde birbirine zıt yönde olmasıdır. Aderans gerilmeleri donatı dolaylarında çatlak oluşumuna neden olabilir. Bazı durumlarda tekil yükler yerel olarak yüke yakın bölgelerde yarılma şeklinde çatlak oluşumuna neden olabilir.

### 15.3.2 Çatlak genişliği sınırları

Elastisite teorisi ilkelerinin geçerli olduğu varsayılarak asal çekme gerilmelerinin büyüklüğü ve doğrultusu belirlenebilir. Asal çekme gerilmesi doğrultusunda (çatlak doğrultusuna dik doğrultu) yerleştirilecek donatı ile çatlak genişliği sınırlandırılabilir.

Çoğunlukla elemanlar tasarımda öngörülen kullanma yüklerinden daha düşük yük seviyesinde bulduklarından normal durumlarda çatlağa rastlanmaz. Öngörülen kullanma yükü seviyelerine ulaşıldığında oluşacak çatlakların genişliklerinin, yapı görünüşünü bozmasın ve donatıda korozyona neden olmamasını sağlayacak biçimde sınırlandırılması gerekir.



Şekil 15-10 Yük kaynaklı çatlak oluşumları



Tablo 15-4 Çatlak Genişliği Sınırları

Ortam	$\omega_{maks}$
Yapı içi normal çevre koşulları	0.4 mm
Yapı içi nemli ve yapı dışı normal çevre koşulları	0.3 mm
Yapı dışı nemli çevre koşulları	0.2 mm
Yapı içi ve dışı agresif çevre koşulları	0.1 mm

Kesitlerinde, dış yüklerden oluşan eğilme, kesme ve burulma gibi iç kuvvetler yanında, sünme, büzülme ve genişleme gibi hacimsel şekil değiştirmelerin kısıtlanması veya mesnet hareketleri ile ortaya çıkan çekme gerilmelerinin belli sınırları aşması ile oluşan çatlakların genişlikleri Tablo 15-4’de verilen değerleri aşmamalıdır.

TS500’de aşağıda verilen koşulların tümünün sağlandığı durumlarda çatlak kontrolünün yapılmayabileceği belirtilmektedir.

- Nervürlü donatının kullanılması
- Elemanların çekme bölgelerine TS500’de verilen minimum donatı koşullarının sağlanması
- Zararlı çevre koşullarının bulunmaması
- Donatı aralıklarının 200mm’yi geçmemesi

### 15.3.3 Çatlak Genişlikleri Hesabı

DeneySEL çalışmalar eğilme etkisindeki elemanlarda çatlak genişliğinin; donatı türü, donatıdaki gerilme düzeyi, donatı oranı, donatı çapı, donatının kesit içerisindeki dağılımı, elemanın en kesit boyutları, çekme etkisinde kalan beton kesit alanı, betonun çekme dayanımı, beton örtüsü kalınlığı gibi birçok değişkenden etkilendiğini göstermiştir. Bu çalışmalardan elde edilen genel sonuçlar aşağıda belirtilmektedir.

Nervürlü donatıların kullanılması durumunda, çatlak genişlikleri ve aralıkları düz yüzeyli donatılara oranla küçük olmaktadır.

Çatlak genişliği, donatıdaki uzamanın, dolayısıyla gerilmenin düzeyine bağlıdır. Donatı oranı sabit olmak üzere az sayıda büyük çaplı donatı yerine çok sayıda küçük çaplı donatı kullanılması ve bu donatıların çekme bölgesinde dış yüzler boyunca sık aralıkla yerleştirilmesi çatlak genişliklerini küçültmektedir.

Beton örtüsü kalınlığı ve betonun yüzüne en yakın olan donatının ağırlık merkezi ile bu yüz arasındaki uzaklık, çatlak genişliğini önemli ölçüde etkilemektedir.

Çatlaklar ile ilgili bu bulgular göz önünde bulundurularak kullanım yükleri etkisindeki eğilme elemanlarında, Tablo 15-4’de sınırları belirtilen tasarım çatlak genişliği,  $\omega$ , nervürlü donatı için Denk.(15.13) ile hesaplanabilir.

$$\omega = 1.3(A_t c)^{1/3} \sigma_s \cdot 10^{-5} \quad (15.13)$$

Düz donatı için bu değer, 1.7 ile çarpılarak artırılır. Donatı gerilmesini gösteren  $\sigma_s$ , yük katsayısıyla çarpılmamış yüklerle hesaplanmalıdır. Ancak, bu değer yaklaşık olarak  $0.7f_{yd}$  olarak da kullanılabilir.

Burada  $A_t$  elemanlarda her bir çekme çubuğuna düşen etkili beton alanını ( $A_t = A_e / n$ ),  $c$  çekme yüzüne en yakın donatı ağırlık merkezinden ölçülen beton örtüsünü,  $a$  toplam çekme donatısı ağırlık merkezinden

# ÖNGERİLMELİ BETON

# BÖLÜM 16

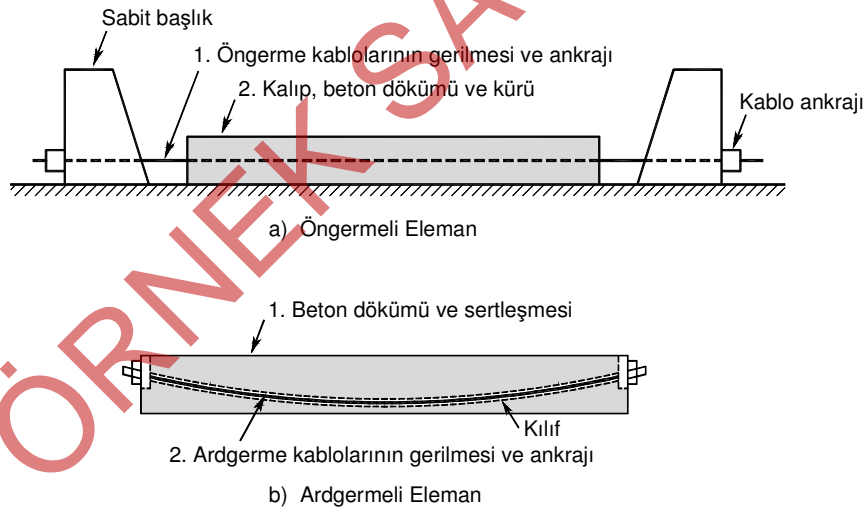
## 16.1 Giriş

Bu bölümde öngerilmeli beton ile ilgili genel bilgiler verilmektedir. Bu nedenle öngerilmeli elemanların tasarımında kullanılan aksenal basınç veya çekme elemanlarının tasarımı, kesme hesabı, sehim hesabı vb. bir çok konu kitabın kapsamı dışında tutulmuştur. Ayrıntılı inceleme için [25], [26], [29] incelenebilir.

Öngerilmeli beton, etkiyen yükler etkisinde çekme oluşacak bölgelere, yüksek dayanımlı çelik donatılarla önceden basınç gerilmesi uygulanarak etkilerin dengelendiği betondur.

Öngerme (ön çekme) veya ardgerme (ard çekme) öngerilme uygulama yöntemlerinin iki genel durumudur, Şekil 2-3.

Öngerme yönteminde yüksek dayanımlı öngerme çeliği beton dökümünden önce gerilmekte ve geçici olarak ankre edilmektedir. Şekil 2-3(a) 'da şematik olarak uygulama gösterilmektedir.



Şekil 16-1 Öngermeli ve ardgermeli elemanlar

Bu yöntemde beton yeterince sertleştiğinde öngerme çeliği kesilir. Öngerme çeliği ile beton arasında aderans bulunmaktadır. Gerilmiş durumdaki öngerme çeliğindeki kuvvetler elemanın uçlarına aktarılır ve elemana gerilme uygular. Öngerme çeliği kuvvetleri kesit ağırlık merkezinden belirli bir dışmerkezlik ile etkirse kesitte aksenal kuvvet ve eğilme etkileri oluşturan gerilme durumu oluşur.

Ardgerme (ard çekme), beton döküldükten ve yeterli dayanıma ulaşıldıktan sonra öngerme çeliğinin gerilmesi işlemidir, Şekil 2-3(b). Ardgerme yönteminde öngerme çeliği olarak kablolar kullanılır. Bu

### 16.4.2 İşletme Durumu

Bu durumda yük katsayıları 1 alınarak tüm yapıya etkimesi olası olan yükler için hesaplanan kesit etkileri dikkate alınır. Ani ve zamana bağlı tüm gerilme kayıpları oluşmuştur. Öngerilme değerinin son değerine ulaştığı varsayılarak çatlama gerilme hesabı yapılarak tüm yükleme durumlarında eleman kesitlerinde işletme durumunda izin verilen gerilme değerlerinin aşılmadığı kontrol edilir. Ek olarak bu durumda sehim kontrolü yapılarak sehim sınırlarının aşılmadığı kontrol edilir.

### 16.4.3 Çatlama Durumu

Bu durum dış yükler nedeniyle eğilme elemanında ilk çatlamanın oluştuğu aşamadır.

### 16.4.4 Taşıma Gücü Durumu

Bu durum elemanın dayanımının belirlendiği durumdur. Bu aşamada betonun basınç bölgesinde eşdeğer dikdörtgen gerilme dağılımı öngörülebilir ve betonun en büyük birim kısalmasına ulaştığı ( $\epsilon_{cu} = 0.003$ ) kabul edilir.

## 16.5 Emniyet Gerilmeleri

Emniyet gerilmeleri beton için üç farklı grup esas alınarak tanımlanmıştır. Bunlar

- Çekme gerilmesine izin verilmeyen elemanlar,
- Çekme gerilmesi, beton çatlama gerilmesine eşit veya daha küçük elemanlar
- Çekme gerilmesi beton çatlama gerilmesinden büyük olan sınırlı öngerilmeli elemanlardır.

Sınırlı öngerilmeli elemanlarda çekme bölgesinde ek olarak normal donatı da kullanılır.

### 16.5.1 Aktarma sırasında beton emniyet gerilmeleri

Aktarma sırasında betonda basınç emniyet gerilmeleri

Fabrikada yapılan elemanlarda .....  $0.60 f_{ckj}$  (MPa)

Şantiyede yapılan elemanlarda .....  $0.55 f_{ckj}$  (MPa)

Burada  $f_{ckj}$  betonun aktarma anındaki karakteristik basınç dayanımıdır.

Aktarma sırasında betonda çekme emniyet gerilmeleri

Birbirine eklenen parçalar halinde imal edilen elemanların bağlantı noktalarında ..... 0

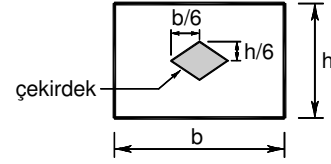
Basit mesnetlendirilen elemanların mesnet bölgesinde .....  $0.5 \sqrt{f_{ckj}}$  (MPa)

Diğer durumlarda .....  $0.25 \sqrt{f_{ckj}}$  (MPa)

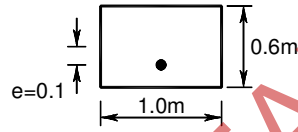
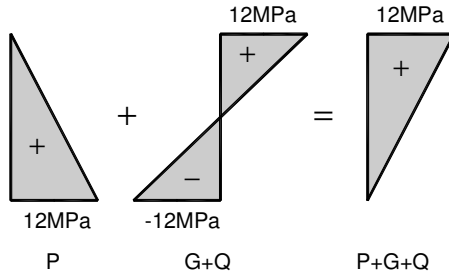
alınır. Hesaplanan çekme gerilmesinin sınır değerleri aşması durumunda, tüm çekme kuvveti ek donatı ile karşılanmalıdır. Hesaplar çatlama gerilme kesit için yapılır.

$\sigma_{c,smr} = 12MPa$  gerilme oluşturacak şekilde etkimesi için öngerilme kuvvetin çekirdek alt sınırına etkimesi gerekecektir.

$$\frac{P}{A} - \frac{Pe}{W} = 0 \quad \frac{P}{bh} - \frac{Pe}{bh^2/6} = 0 \quad e = \frac{h}{6} \text{ olarak belirlenir.}$$



$$e = \frac{h}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1m \text{ olarak hesaplanır.}$$



$$M_{g+q} = \sigma_c W = 12000 \cdot 0.06 = 720kNm$$

$$(g+q) = \frac{8M_{g+q}}{L^2} = \frac{8 \cdot 720}{12^2} = 40kN/m$$

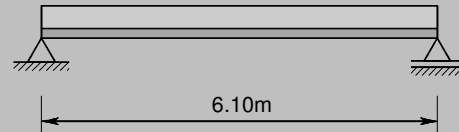
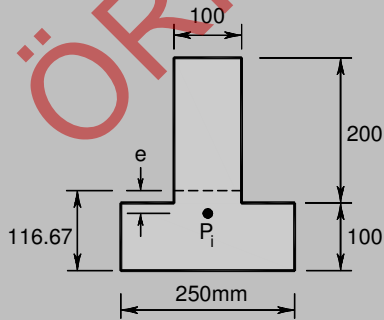
Taşınabilecek hareketli yük  $q = 40 - 14.4 = 25.6kN/m$

(a) şıkkı ile karşılaştırıldığında görüldüğü gibi öngerilme kuvveti değiştirilmeden yalnızca uygulama yeri değiştirilerek daha büyük bir hareketli yük değeri taşınabilmektedir.

### Örnek 16-2

Şekilde gösterilen 6.10m uzunluğundaki basit mesnetli öngermeli kirişte, açıklık kesitinde ek donatıya gerek kalmayacak şekilde gerekli öngerilme kuvvetini ve dışmerkezlik değerini belirleyiniz.

Malzeme C30



Germeden dolayı oluşan çekme gerilmesi .....	$0.80f_{pk}$
Aktarmadan hemen sona oluşabilecek çekme gerilmesi .....	$0.70f_{pk}$

alınmalıdır.

### 16.6 Taşıma Gücüyle Hesap

Öngerilmeli beton tasarımında emniyet gerilmeleri sınırlarının aşılması tasarım için yeterli değildir. Ayrıca yeterli dayanımın bulunduğu taşıma gücü yöntemi ile kontrol edilmelidir.

Taşıma gücü ile tasarımda eğilme elemanlarında, eğilme taşıma gücü  $M_{res}$  değerinin hesap eğilme momenti  $M_d$  değerinden büyük olduğu gösterilmelidir. Ayrıca, kesit çatlama momenti  $M_{cr}$  hesaplanmalı ve  $M_{res} \geq 1.2M_{cr}$  olduğu gösterilmelidir.

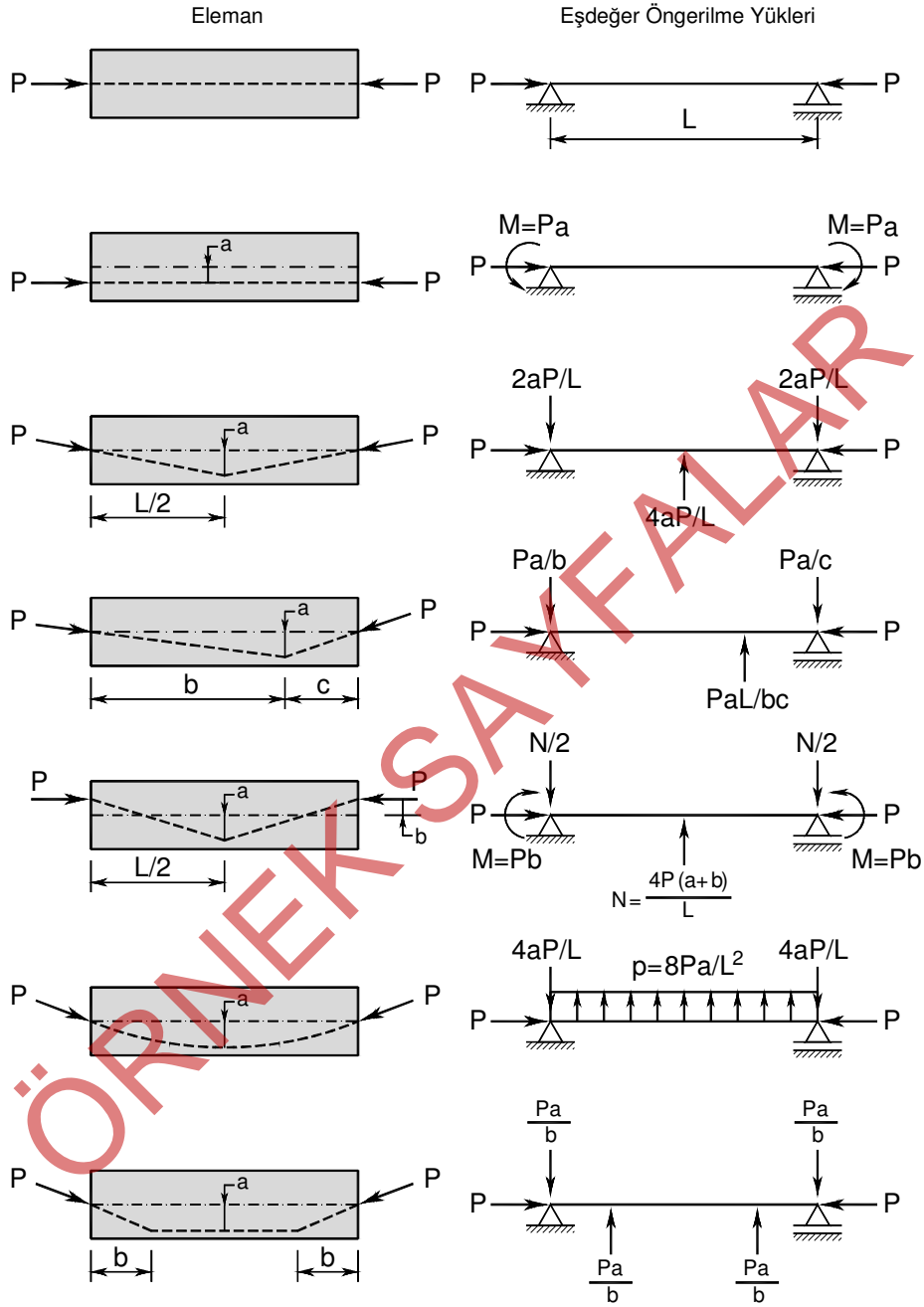
### 16.7 Gerilme Analizleri

Öngerilmeli eğilme elemanlarının gerilme analizinde üç farklı yöntem kullanılabilir.

- İç etki-dış etki yöntemi
- Betonarme yaklaşımı
- Eşdeğer yük veya yük dengeleme yöntemi.

İç etki-dış etki yönteminde öngerme kuvveti betona etkileyen bir iç etki gibi değerlendirilir. Betonarme yaklaşımında ise moment etkisi basınç ve çekme kuvvetine dönüştürülerek gerilmeler belirlenir. Eşdeğer yük yönteminde öngerme etkisi eşdeğer yüke dönüştürülerek dış yüklerle birleştirilir. Öngerme kablosunun şekli eşdeğer yükü belirlenmesinde önemli olacaktır.

Gerilme analizinde kullanılan üç yöntemden Betonarme Yaklaşımı genellikle tasarım aşamasında, Eşdeğer Yük Yöntemi ise hiperstatik sistem analizinde hesap kolaylığı sağlamaktadır.



Şekil 16-2 Eşdeğer Yükler

## Kaynaklar

- [1] Whittaker, A., CIE525 Lecture Notes
- [2] Design of Concrete Structures (15th Ed.), D. Darwin, C. Dolan, A. Nilson, McGraw-Hill Education, 2015.
- [3] Design of Reinforced Concrete (10th Ed.), J. C. McCormac, R.H. Brown, Wiley, 2015.
- [4] Reinforced Concrete: Mechanics and Design (7th Ed.), J.K. Wight, Pearson, 2015.
- [5] Reinforced Concrete Design (7th Ed.), CK. Wang, C. G. Salmon, J.A. Pincheira, Wiley, 2006.
- [6] Reinforced Concrete Structures: Analysis and Design (2nd Ed.), D. Fanella, McGraw-Hill Education, 2015.
- [7] Reinforced Concrete Design (7th Ed.), G. F. Limbrunner, Pearson, 2009.
- [8] Reinforced Concrete Design: To Eurocode 2 (7th Ed.), W.H. Mosley, R. Hulse, Palgrave Macmillan, 2012.
- [9] Reinforced Concrete Design to Eurocodes: Design Theory and Examples, (4th Ed.), P. Bhatt, T.J. MacGinley, B. S. Choo, CRC Press, 2013.
- [10] Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, TS-500, Türk Standartları Enstitüsü, 2000.
- [11] Betonarme, İ. Aka, F. Keskinel, F. Çılı, O. C. Çelik, Birsen Yayınevi, 2001, İstanbul
- [12] Betonarme, U. Ersoy, G. Özcebe, Evrim Yayınevi, 2001, İstanbul.
- [13] Betonarme Temel İlkeler ve Hesap Yöntemleri, U. Ersoy, E. Atımtay, Tisa Matbaacılık 1975, Ankara.
- [14] Betonarme Yapılar, Z. Celep, Beta Dağıtım, 2013, İstanbul.
- [15] Betonarme Yapıların Hesap ve Tasarımı, A. Doğangün, Birsen Yayınevi, 2016, İstanbul.
- [16] Betonarme 1: Taşıma Gücü ve Kesit Hesapları, İ. Berktaş, İMO İstanbul Şubesi, 2003.
- [17] Rüşch, H. "Research Toward a General Flexural Theory for Structural Concrete", Journal of ACI, Vol. 56, July 1960.
- [18] Sinha, B. P., Gerstle, K. H., and Tulin, L. G., "Stress-Strain Relationship for Concrete Under Cyclic Loading", Journal of ACI, Vol. 61, Feb. , 1963
- [19] Betonarme II Döşeme ve Temeller, U. Ersoy, Evrim Yayınevi, 1995.
- [20] Çakıroğlu A., Özer E., "Eğik Eğilme ve Eksenel Basınç Etkisindeki B. A. Kesitlerde Taşıma Gücü Formülleri", İTÜ, İnşaat Fakültesi Yayını, No:40, Ocak 1981.
- [21] Design of Concrete Structures, David Darwin, Charles Dolan, McGraw Hill; 16th ed., 2020.
- [22] Structural Concrete: Theory and Design, M. Nadim Hassoun, Akthem Al-Manaseer 7th Ed., Wiley; 2020.
- [23] Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, 2018.
- [24] Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, T. Paulay, M. J. N. Priestley, Wiley Interscience, 1992.
- [25] TS3233 Öngerilmeli Beton Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, Türk Standardları Enstitüsü, Ankara, 1979.
- [26] Öngerilmeli Beton, Engin Keyder, Seçkin Yayıncılık, 2013.

- 
- [27] Depreme Dayanıklı Binaların Tasarımına Giriş, K. Darılmaz, Birsen Yayınevi, 2019.
- [28] Design of Prestressed Concrete Structures. T. Y. Lin, N. H. Burns, Wiley, 1991.
- [29] Prestressed Concrete. E. Nawy, , Pearson, 2009.
- [30] Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings, J. P. Moehle, Mc Graw Hill, 2014.
- [31] Betonarme Yapıların Hesap ve Tasarımı, A. Doğangün, Birsen Yayınevi, 2021.
- [32] Betonarme, A. R. Özuygur, Nobel Yayıncılık, 2020.
- [33] Betonarme Yüzeysel Temeller, A. Trupia, A. Saygun, Nobel Yayıncılık, 2009.

ÖRNEK SAYFALAR



<b>A</b>	
Aderans .....	62
bindrimeli ekler .....	70
demet donatı .....	69
düz kenetlenme .....	66
fiyong .....	67
kanca .....	67
Kenetlenme Boyu .....	65
manşon .....	71
Agrega .....	8
Akma çizgileri yöntemi .....	382
Ardgerme .....	592
Asal basınç gerilmesi .....	524

<b>B</b>	
Bağ kirişleri .....	421
Beton .....	1, 7
Beton Karışımı .....	10
Çekme dayanımı .....	21
dayanımları .....	25
Hesap dayanımı .....	24
Katkı Malzemeleri .....	12
kayma dayanımı .....	26
sınıfları .....	25
Beton basınç dayanımı	
karakteristik .....	13
Bina	
hakim doğal titreşim periyodu .....	511
Bina kullanım sınıfı .....	502
Bina önem katsayısı .....	501
Bina yüksekliği .....	502
Bina yükseklik sınıfı .....	501, 504
Birleşim bölgesi .....	73, 435, 437, 518
Kesme kuvveti .....	435
Bressler .....	278
Burulma rijitliği .....	404
Burulma stabilitesi .....	403
Büzülme .....	27

<b>Ç</b>	
Çakıroğlu .....	281

Çapraz donatı .....	421
Çatlak .....	402
genişliği .....	588
türleri .....	588
Çatlama Momenti .....	155, 158
Çatlamış kesit .....	575
Çekme dayanımı .....	155
Çelik .....	33
Çift Donatı .....	119
Çimento .....	7

<b>D</b>	
Davranış katsayısı .....	507
Davranış spektrumu .....	503
Dayanım fazlalığı katsayısı .....	507
Dengeli Donatı .....	88
Deprem .....	496
yer hareketi düzeyleri .....	497
Deprem tehlike haritaları .....	498
Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı .....	511
Dinamik büyütme katsayısı .....	417
Donatı .....	33
Donatı demetleri .....	421
Dozaj .....	10
Döşeme .....	313
bir doğrultuda çalışan .....	316
dişli döşeme .....	335
iki doğrultuda çalışan .....	316
iki doğrultuda dişli .....	335
kirişsiz .....	347
yük aktarımı .....	321
zımbalama .....	351
Düğüm noktası .....	522

<b>E</b>	
Eğik eğilme .....	277
Eğilme .....	80
Maksimum Donatı .....	91
Minimum Donatı .....	93
momenti taşıma gücü .....	99
Eğilmede Uyum .....	168
Eğrilik .....	153

Eksenel basınç .....	404
Eksenel yük .....	518
Elastisite Modülü	
Beton .....	24
donatı çeliği .....	35
Elverişsiz yükleme .....	55
Eşdeğer Deprem Yüğü .....	510
Eşdeğer Dikdörtgen Gerilme Dağılımı .....	84
Eşdeğer Statik Hesap Yöntemi .....	510
Etkili Boy .....	300
Etkin kesit rijitlikleri .....	509
Eylemsizlik yarıçapı .....	300

**F**

Filiz donatısı .....	418
----------------------	-----

**G**

Gövde donatısı .....	514
Güç tükenmesi	
gevrek .....	83
sünek .....	83

**i**

İstinat duvarı	
devrilme güvenliği .....	566
kayma güvenliği .....	567
rötre ve sıcaklık donatısı .....	568
stabilite .....	566
toprak basıncı .....	563
türleri .....	559
zemin basıncı .....	565

**K**

Kapasite .....	413
Kapasite tasarımı .....	61
Karakteristik akma gerilmesi .....	436
Kayma Modülü .....	26
Kenetlenme .....	65
Kesme .....	174
donatısı .....	180
minimum donatı .....	187

Kesme-sürtünme donatısı .....	415
Kiriş	
Gövde genişliği .....	514
Kolon .....	520, 525
çift eğrilik .....	296
dairesel .....	292
fret .....	251
karşılıklı etki diyagramı .....	266
moment büyütme katsayısı .....	302
narin kolon .....	295
Sarıma bölgesi .....	520
taşıma gücü .....	282
tek eğrilik .....	296
Kolon-Kiriş Birleşimi .....	434
Kullanılabilirlik .....	50
Kuşatılmamış birleşim bölgesi .....	437
Kuşatılmış birleşim bölgesi .....	437

**M**

Mander .....	19
Manşon .....	71
Merdiven .....	390
Moment Büyütme Yöntemi .....	302
Moment-Eğrilik .....	153

**N**

Narinlik .....	295
Narinlik Oranı .....	300

**Ö**

Öngerme .....	592
Özer .....	281

**P**

Parabol-dikdörtgen gerilme dağılışı .....	49
Perde .....	402, 403
Gövde bölgesi .....	408
Kesme güvenliği .....	411, 413
kritik perde yüksekliği .....	406
süneklik düzeyi yüksek .....	405
uç bölgesi .....	406

Uç bölgesi .....	409
Performans.....	497
Poisson Oranı .....	26

**R**

Rötre.....	27
------------	----

**S**

Sahanlık .....	390
SAP2000.....	160
Sargı etkisi .....	253
Sarılma bölgesi .....	520
Sehim.....	573, 581
Ani Sehim.....	578
kalıcı.....	580
zamana bağlı.....	580
Zamana Bağlı Sehim .....	579
Spektral ivme katsayıları .....	500
Spiral donatı .....	521, 526
Sünme .....	32

**Ş**

Şişme .....	27
-------------	----

**T**

Tablalı Kesit .....	130
Tasarım Eğilme Momentleri .....	411
Taşıma gücü.....	46
Temel.....	444
donma derinliği .....	445

duvar altı .....	448
gerilme dağılımı.....	448
Izgara.....	480
radye .....	482
sürekli temel.....	463
taşıma gücü .....	446
tekil temel .....	448

**Y**

Yanal ötelenme .....	295
Yapı	
kütle .....	511
Periyot.....	512
Yeniden Dağılım .....	168
Yerel zemin etki katsayıları.....	500
Yük birleşimleri.....	52
Yükler	
deprem .....	507
hareketli.....	50
kar.....	507
sabit.....	50

**Z**

Zemin sınıfları.....	446
Zımbalama .....	351
çevresi .....	351
dayanımı.....	351
donatısı.....	359
kuvveti.....	351
radye temel .....	482
tekil temel .....	453