

**KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ  
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**

**BETONARME BİNALARIN TASARIMINA İLİŞKİN TEMEL İLKELER VE  
BETONARME BİR KONUTUN YÜRÜRLÜKTE BULUNAN YÖNETMELİKLERE  
GÖRE TASARIMI**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ**

**İnş. Müh. Neşat Can TAŞ**

**OCAK 2013  
TRABZON**

**KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ  
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**

**BETONARME BİNALARIN TASARIMINA İLİŞKİN TEMEL İLKELER VE  
BETONARME BİR KONUTUN YÜRÜRLÜKTE BULUNAN YÖNETMELİKLERE  
GÖRE TASARIMI**

**İnş. Müh. Neşat Can TAŞ**

**Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsünde  
"İNŞAAT YÜKSEK MÜHENDİSİ"  
Unvanı Verilmesi İçin Kabul Edilen Tezdir.**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 19.12.2012  
Tezin Savunma Tarihi : 11.01.2013**

**Tez Danışmanı : Prof. Dr. Ing. Ahmet DURMUŞ**

**Trabzon 2013**

Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında

Neşat Can TAŞ tarafından hazırlanan

**BETONARME BİNALARIN TASARIMINA İLİŞKİN TEMEL İLKELER VE  
BETONARME BİR KONUTUN YÜRÜRLÜKTE BULUNAN YÖNETMELİKLERE  
GÖRE TASARIMI**

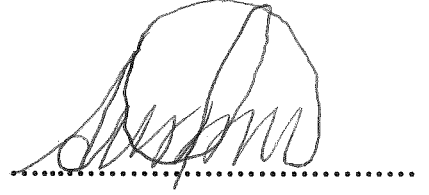
başlıklı bu çalışma, Enstitü Yönetim Kurulunun 25 / 12 / 2012 gün ve 2491 sayılı  
kararıyla oluşturulan jüri tarafından yapılan sınavda

**YÜKSEK LİSANS TEZİ**

olarak kabul edilmiştir.

**Jüri Üyeleri**

Başkan : Prof. Dr. Ing. Ahmet DURMUŞ



Üye : Prof. Dr. Metin HÜSEM



Üye : Prof. Dr. Burhan ÇUHADAROĞLU



**Prof. Dr. Sadettin KORKMAZ**

**Enstitü Müdürü**

## ÖNSÖZ

Bu çalışma Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı'nda yüksek lisans tezi olarak gerçekleştirilmiştir.

Bir derleme çalışması yardımıyla “Betonarme Binaların Tasarımına İlişkin Temel İlkeler ve Betonarme Bir Konutun Yürürlükte Bulunan Yönetmeliklere Göre Tasarımı” konusunda yapmış olduğum bu çalışmayı bana önererek görevinin ağırlığına rağmen çalışmamı takip edip tezimin her aşamasında bilgi ve deneyiminden yararlandığım danışman hocam Prof. Dr. Ing. Sayın Ahmet DURMUŞ' a minnet ve şükranlarımı sunmayı bir görev sayarım.

Jüri üyeliği görevini üstlenen ve tezimi inceleyip değerlendiren Makine Mühendisliği bölümü öğretim üyelerinden Prof. Dr. Sayın Burhan ÇUHADAROĞLU ve İnşaat Mühendisliği öğretim üyelerinden Prof. Dr. Sayın Metin HÜSEM beylere de teşekkürlerimi sunarım.

Burada öğrenim boyunca bana emeği geçen tüm hocalarımı da saygıyla anar kendilerine minnettar olduğumu belirtmek isterim.

Hayatım boyunca bana maddi ve manevi yönden her türlü desteği veren ailemin tüm fertlerine müteşekkir olduğumu belirtir, çalışmamın ülkemize faydalı olmasını temenni ederim.

Neşat Can TAŞ  
Trabzon 2013

## **TEZ BEYANNAMESİ**

Yüksek Lisans Tezi olarak sunduğum “Betonarme Binaların Tasarımına İlişkin Temel İlkeler ve Betonarme Bir Konutun Yürürlükte Bulunan Yönetmeliklere Göre Tasarımı” başlıklı bu çalışmayı baştan sona kadar danışmanım Prof. Dr. Ing. Ahmet DURMUŞ ’un sorumluluğunda tamamladığımı, verileri kendim topladığımı, analizleri ilgili programda yaptığımı, başka kaynaklardan aldığım bilgileri metinde ve kaynakçada eksiksiz olarak gösterdiğimi, çalışma sürecinde bilimsel araştırma ve etik kurallara uygun olarak davrandığımı ve aksinin ortaya çıkması durumunda her türlü yasal sonucu kabul ettiğimi beyan ederim. 11/01/2013

Neşat Can TAŞ

## İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa No</u>
ÖNSÖZ .....	III
TEZ BEYANNAMESİ.....	IV
İÇİNDEKİLER.....	V
ÖZET .....	XI
SUMMARY .....	XII
ŞEKİLLER DİZİNİ .....	XIII
ÇİZELGELER DİZİNİ.....	XX
SİMGELER DİZİNİ.....	XXII
1. GENEL BİLGİLER.....	1
1.1. Giriş.....	1
1.2. Betonarme Taşıyıcı Sistemler.....	2
1.2.1. Taşıyıcı Sistemlerin Sınıflandırılması.....	3
1.2.1.1. Çerçeve Sistemler.....	3
1.2.1.2. Betonarme Perdeli Sistemler.....	5
1.2.1.3. Betonarme Perde Duvarlı ve Çerçeveli Sistemler.....	6
1.2.1.4. Boşluk Betonarme Perde Duvarlı Sistemler.....	7
1.2.1.5. Tüp Sistemler.....	8
1.3. Depreme Dayanıklı Taşıyıcı Sistem Seçiminde Dikkat Edilecek Hususlar.....	10
1.3.1. Planda Düzensizlikler.....	10
1.3.1.1. Burulma Düzensizliği.....	10
1.3.1.2. Döşemelerde Düzensizlikler.....	13
1.3.1.3. Planda Çıkıntı Düzensizlikleri.....	15
1.3.2. Yükseklik Üzerinde Düzensizlikler.....	16
1.3.2.1. Dayanım Düzensizliği.....	16
1.3.2.2. Rijitlik Düzensizliği.....	16
1.3.2.3. Düşey Elemanların Süreksizliği.....	18
1.4. Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımında Dikkat Edilecek Diğer Hususlar.....	20

1.5.	Yapılara Etkiyen Yükler.....	24
1.5.1.	Yerçekiminden Doğan Yükler.....	25
1.5.1.1.	Sabit Yükler.....	25
1.5.1.2.	Hareketli Yükler.....	25
1.6.	Deprem ve Rüzgar Yükleri.....	28
1.6.1.	Rüzgar Yükleri.....	28
1.6.2.	Deprem Yükleri.....	29
1.6.2.1.	Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi ile Hesabı.....	30
1.7.	Yük Birleşimleri.....	38
1.8.	Betonarme Döşemeler.....	39
1.8.1.	Kirişli Döşemeler.....	40
1.8.1.1.	Bir Doğrultuda Çalışan Kirişli Döşemeler.....	40
1.8.1.1.1.	Bir Doğrultuda Çalışan Kirişli Döşemelerin Yapısal Çözümlemesi.....	41
1.8.1.1.2.	Bir Doğrultuda Çalışan Kirişli Döşemelerde Boyut ve Donatılara İlişkin Koşullar.....	43
1.8.1.2.	İki Doğrultuda Çalışan Kirişli Döşemeler.....	44
1.8.1.2.1.	İki Doğrultuda Çalışan Kirişli Döşemelerin Yapısal Çözümlemesi.....	45
1.8.1.2.2.	İki Doğrultuda Çalışan Kirişli Döşemelerde Boyut ve Donatılara İlişkin Koşullar.....	47
1.8.2.	Kirişsiz Döşemeler.....	49
1.8.2.1.	Kirişsiz Döşemelerin Yapısal Çözümlemesi.....	52
1.8.2.2.	Kirişsiz Döşemelerde Zımbalama Etkisi.....	56
1.8.2.3.	Kirişsiz Döşemelerde Boyut ve Donatıya İlişkin Koşullar.....	61
1.8.3.	Dişli Döşemeler.....	62
1.8.3.1.	Bir Doğrultuda Çalışan Dişli Döşemeler.....	63
1.8.3.2.	İki Doğrultuda Çalışan Dişli Döşemeler.....	65
1.9.	Kirişler.....	66
1.9.1.	Kirişlere İlişkin Bazı Tanımlar ve Yönetmelik Koşulları.....	67
1.9.2.	Kirişlerde Etkili Tabla Genişliği.....	74
1.9.3.	Kirişlerin Basit Eğilmede Kırılma Çeşitleri.....	76
1.9.4.	Kiriş Hesapları.....	78
1.9.4.1.	Tek Donatılı Dikdörtgen Kesitler.....	79
1.9.4.1.1.	Dengeli Donatılı Dikdörtgen Kesitlerin Direnme Momenti.....	79

1.9.4.1.2.	Denge Altı Donatı Oranına Sahip Dikdörtgen Kesitlerin Direnme Momenti.....	81
1.9.4.2.	Çift Donatılı Dikdörtgen Kesitler.....	82
1.9.4.3.	Tek Donatılı Tablalı Kesit Hesapları.....	84
1.9.4.3.1.	Kesit Denetimi (Direnme Momenti).....	84
1.9.4.3.2.	Kesit Tasarımı (Boyutlandırma ve Donatı Hesabı).....	87
1.9.4.4.	Herhangi Bir Şekildeki Kesitlerin Hesabı .....	88
1.9.5.	Kesmeye Göre Hesap.....	89
1.10.	Betonarme Kolonlar.....	92
1.10.1.	Kolon Kesit Çeşitleri.....	92
1.10.2.	Kolon Boyut ve Donatılarına İlişkin Yönetmelik Koşulları.....	95
1.10.2.1.	Boyuna Donatıya İlişkin Koşullar.....	97
1.10.2.2.	Enine Donatıya İlişkin Koşullar .....	99
1.10.3.	Etriyeli Kalın Kolonların Hesabı.....	103
1.10.4.	Bileşik Eğilme Etkisindeki Kolonların Tasarımı.....	103
1.10.4.1.	Bir Doğrultuda Bileşik Eğilme Etkisindeki Kolonların Denetimi.....	103
1.10.4.2.	Bir Doğrultuda Bileşik Eğilme Etkisindeki Kolonların Tasarımı.....	105
1.10.4.3.	İki Doğrultuda Bileşik Eğilme Etkisindeki Kolonların Tasarımı.....	107
1.10.5.	Kolonlarda Enine Donatı Hesabı.....	108
1.10.6.	Kolon Kiriş Birleşim Bölgeleri.....	110
1.10.7.	Betonarme Perde Duvarlar.....	112
1.10.7.1.	Boşluksuz Betonarme Perde Duvarlara İlişkin Yönetmelik Koşulları....	113
1.10.7.2.	Boşluklu Betonarme Perde Duvarlara İlişkin Koşullar.....	117
1.10.7.3.	Tasarım Eğilme Momentleri ve Kesme Kuvvetleri.....	119
1.11.	Betonarme Temeller.....	120
1.11.1.	Temellerin Taşıma Gücü Koşulu.....	120
1.11.2.	Sınır Taşıma Gücünün Belirlenmesi.....	121
1.11.3.	Emin Taşıma Gücünün Belirlenmesi.....	122
1.11.4.	Oturma Koşulu.....	122
1.11.5.	Temellerin Sınıflandırılması.....	123
1.11.6.	Yüzeysel Temeller.....	124
1.11.6. 1.	Duvar Altı Temeller.....	124



1.11.6. 2.	Tekil Temeller.....	125
1.11.6.2.1.	Merkezi Yüklü Simetrik Tekil Temeller .....	129
1.11.6.2.2.	Dışmerkezli Simetrik Tekil Temeller .....	129
1.11.6.3.	Birleşik Temeller .....	133
1.11.6. 4.	Sürekli Temeller.....	134
1.11.6.4.1.	Bir Doğrultuda Sürekli Temeller.....	134
1.11.6.4.2.	İki Doğrultuda Sürekli Temeller.....	138
1.11.6. 5.	Radye Temeller.....	139
1.11.7.	Derin Temeller.....	141
1.11.7.1.	Kazıklı Temeller.....	141
1.11.7.2.	Kuyu Temeller.....	144
1.11.7.3.	Keson Temeller.....	145
1.12.	Merdivenler.....	145
1.12.1.	Merdiveni Oluşturan Elemanlar.....	145
1.12.2.	Betonarme Merdivenlerde Taşıyıcı Sistemler.....	148
1.12.2.1.	Basamakları Taşıyıcı Olan Merdivenler.....	149
1.12.2.2.	Uzunluğu Doğrultusunda Mesnetsiz Bir Kollu Merdivenler.....	149
1.12.2.3.	Uzunluğu Doğrultusunda Mesnetli Bir Kollu Merdivenler.....	150
1.12.2.4.	İki Kollu Merdivenler.....	151
1.12.2.5.	Konsol Merdivenler.....	152
2.	YAPILAN ÇALIŞMALAR, BULGULAR VE İRDELEME.....	153
2.1.	Projelendirilen Yapıya İlişkin Genel Bilgiler.....	153
2.2.	Projeye İlişkin Mimari Plan, Kesit ve Görünüşler.....	155
2.3.	Döşemelerin Tasarımı.....	162
2.3.1.	Döşemelerin Mesnet Koşullarının Belirlenmesi.....	163
2.3.2.	Döşemenin Çalışma Şeklinin Belirlenmesi.....	163
2.3.3.	Döşeme Kalınlıklarının Belirlenmesi.....	164
2.3.4.	Döşeme Yüklerinin Belirlenmesi.....	165
2.3.5.	Kesme Dayanımının Denetimi.....	169
2.3.6.	Döşemelerin Tasarım Açıklık ve Mesnet Momentlerinin Hesabı.....	170
2.3.6.1.	Tasarım Açıklık Momentlerinin Hesabı.....	170
2.3.6.2.	Tasarım Mesnet Momentlerinin Hesabı.....	172

2.3.7.	Döşeme Betonarme Hesapları.....	178
2.3.7.1.	Açıklık Donatılarının Hesabı.....	179
2.3.7.2.	Mesnet Donatılarının Hesabı.....	181
2.4.	Kiriş ve Kolonların Tasarımı.....	184
2.4.1.	Kirişlerin Ön Boyutlandırması.....	184
2.4.2.	Kolonların Ön Boyutlandırması.....	185
2.4.3.	Kiriş Düşey Yüklerinin Belirlenmesi.....	191
2.5.	Depremden Doğan Yatay Yüklerinin Belirlenmesi.....	194
2.5.1.	Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi ile Belirleme.....	194
2.5.2.	Yapı Doğal Periyodunun Belirlenmesi.....	195
2.6.	Yapısal Çözümleme .....	200
2.6.1.	Düşey Yüklere Göre Yapısal Çözümleme.....	200
2.6.2.	Yatay Yüklere Göre Yapısal Çözümleme.....	204
2.7.	Yapısal Düzensizliklerin Denetimi.....	227
2.7.1.	A Türü Düzensizlikler.....	227
2.7.1.1.	A1 Burulma Düzensizliği Denetimi.....	227
2.7.1.2.	A2 Döşeme Süreksizliği Denetimi.....	228
2.7.1.3.	A3 Planda Çıkıntı Durumunun Denetimi.....	228
2.7.2.	B Türü Düzensizlikler.....	228
2.7.2.1.	B1 Komşu Katlar Arası Dayanım Düzensizliği Denetimi.....	228
2.7.2.2.	B2 Komşu Katlar Arası Rijitlik Düzensizliğinin Denetimi.....	229
2.7.2.3.	B3 Taşıyıcı Sistemin Düşey Eleman Süreksizliğinin Denetimi.....	230
2.7.3.	Bağlı Kat Ötelenmelerinin Kontrolü.....	230
2.8.	Kirişlerin Betonarme Hesabı.....	231
2.8.1.	Tasarım Eğilme Momentleri.....	231
2.8.2.	Tasarım Kesme Kuvvetleri.....	232
2.8.3.	Açıklık Donatılarının Belirlenmesi.....	233
2.8.4.	Mesnet Donatılarının Belirlenmesi.....	236
2.8.5.	Kiriş Kesme Donatısının Belirlenmesi.....	240
2.9.	Kolonların Betonarme Hesabı.....	245
2.9.1.	Kolon Boyuna Donatısının Belirlenmesi.....	245
2.9.2.	Kolon Enine Donatısının Belirlenmesi.....	248
2.10.	Temellerin Betonarme Hesabı.....	253

2.11.	Merdivenlerin Tasarımı.....	263
3.	SONUÇLAR VE ÖNERİLER.....	270
4.	KAYNAKLAR.....	272
ÖZGEÇMİŞ		

Yüksek Lisans Tezi

ÖZET

BETONARME BİNALARIN TASARIMINA İLİŞKİN TEMEL İLKELER VE  
BETONARME BİR KONUTUN YÜRÜRLÜKTE BULUNAN YÖNETMELİKLERE GÖRE  
TASARIMI

Neşat Can TAŞ

Karadeniz Teknik Üniversitesi  
Fen Bilimleri Enstitüsü  
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı  
Danışman: Prof. Dr. Ing. Ahmet DURMUŞ  
2013, 273 sayfa

Bilindiği gibi betonarme yapı tasarımlarının yürürlükte bulunan yönetmeliklerine uygun olarak yapılması gerekmektedir. Durum böyle olunca, yeni hüküm ve öneriler içeren bu yönetmeliklerin doğru olarak uygulanmasında birtakım kuşku ve güçlükler bulunmaktadır. Bu çalışmanın temel amacı, betonarme bina türü yapıların günümüzde geçerli olan yönetmeliklere uygun olarak tasarımı için gerekli olan bilgilerin öz olarak derlenmesinden sonra bu bilgileri örnek olarak seçilen 3. derece deprem bölgesinde inşa edilecek olan 6 katlı betonarme bir konutun tasarımına uygulayarak bir takım sonuç ve önerilere varmaktan ibarettir. Bu amaçla gerçekleştirilen bu çalışma üç bölümden oluşmaktadır. Birinci bölümde betonarme binaların tasarımına ilişkin genel bilgiler verilmiştir. Bu bölümde betonarme taşıyıcı sistem çeşitleri, yapısal düzensizlikler, deprem hesabı, yapılara etkiyen yükler, betonarme döşemelere, kirişlere, kolonlara, perdeler, temellere ve merdivenlere ilişkin genel bilgiler özetlenmiştir. İkinci bölümde, birinci bölümde verilen bilgiler ve yapılan açıklamalar yardımıyla örnek olarak seçilen betonarme bir binanın tasarımı yapılmakta ve elde edilen bulgular, çizelgeler olarak verilmektedir. Üçüncü bölümde ise sonuç ve öneriler üzerinde durulmakta ve bu son bölümü kaynaklar dizini ile yazarın özgeçmişi izlemektedir. Bu çalışma betonarme binaların tasarımında yürürlükte bulunan yönetmelik koşullarını sağlamak ve işlem adımlarının yinelenmesini azaltmak için bina taşıyıcı sisteminin seçiminde özellikle düşey taşıyıcıların düzeninin, simetrikliğinin, plan ve yükseklik üzerindeki süreksizliğinin son derece önemli olduğunu ortaya koymuş bulunmaktadır.

**Anahtar Kelimeler:** Betonarme, Düzensizlikler, Bina tasarımı, Geçerli yönetmelikler

Master Thesis

SUMMARY

BASIC PRINCIPLES RELATED TO DESIGNING OF REINFORCED CONCRETE  
BUILDINGS AND DESIGNING OF A REINFORCED CONCRETE BUILDING  
BASED ON REGULATIONS IN EFFECT

Neşat Can TAŞ

Karadeniz Technical University  
The Graduate School of Natural and Applied Sciences  
Civil Engineering Graduate Program  
Supervisor: Prof. Dr. Ing. Ahmet DURMUŞ  
2013, 273 Pages

As being known, designing of reinforced concrete structure must be done according to the regulations. In this case there are some doubts and complicacies in the right applications of these regulations including new judgments and suggestions.

The basic purpose of this work are to collect the necessary knowledge for designing of a reinforced concrete buildings according to the valid regulations and to obtain some results and suggestions by applying these knowledge to designing of a sixth story reinforced concrete building in region of third degree earthquake zone. For this purpose the prepared work includes three chapters. In the first chapter, the general knowledge in designing of a reinforced concrete building is given. In this chapter general knowledge related to the types of structural systems, structural irregularities, calculations of earthquake, load applied to the buildings and reinforced concrete slabs, beams, shear walls, foundations and staircases is summarized. In the second chapter, an example reinforced concrete designing of an example reinforced concrete building was done by helping of knowledge and explanations done in the first chapter and the obtained results are given some tables. In third chapter the results and suggestions are given and in the last chapter, references and curriculum vitae of the author are given. This work reveal that in the selection of buildings structural system, especially for vertical structurals arraided the symmetry, plan and discontunity on the height are very important to decrease the reputation of calculations and to provide the condtions of the valid regulations.

**Key Words:** Reinforced concrete, Irregularities, Design of building, Valid regulations

## ŞEKİLLER DİZİNİ

	<b><u>Sayfa No</u></b>
Şekil 1.1. Çerçeve sistem .....	4
Şekil 1.2. Yatay yükler altında çerçeve sistem yapının davranışı .....	4
Şekil 1.3. Yatay yükler altında perdeli sistem yapının davranışı .....	5
Şekil 1.4. Perdeli bir yapının planı .....	6
Şekil 1.5. Perde duvarlı çerçeve sistem .....	7
Şekil 1.6. Boşluklu perde .....	8
Şekil 1.7. Tüp sistemlere örnekler .....	9
Şekil 1.8. Dış tüp ve iç tüp taşıyıcı sistem .....	10
Şekil 1.9. Yapının rijitlik merkezi etrafında dönmesi .....	11
Şekil 1.10. Kütle merkezi ile rijitlik merkezinin çakışması durumu .....	11
Şekil 1.11. Döşemelerin rijit diyafram olarak çalıştığı yapılarda burulma.....	12
Şekil 1.12. Döşemenin rijit ve esnek diyafram olarak çalışması .....	13
Şekil 1.13. A2 düzensizlik durumu-I.....	14
Şekil 1.14. A2 düzensizlik durumu-II .....	14
Şekil 1.15. A2 düzensizlik durumu-III .....	14
Şekil 1.16. A3 türü düzensizlik .....	15
Şekil 1.17. Yapıların derzlere ayrılması .....	15
Şekil 1.18. Yumuşak kat oluşumu.....	17
Şekil 1.19. Yumuşak kat düzensizliği nedeniyle hasar görmüş yapılar.....	17
Şekil 1.20. Kolonların konsol veya guselere oturtulması durumu.....	18
Şekil 1.21. Kolonun iki ucundan mesnetli kirişe oturması durumu.....	19
Şekil 1.22. Perdenin kolonlara oturması durumu.....	19
Şekil 1.23. Perdelerin kirişlere oturması durumu.....	20
Şekil 1.24. Kısa kolon davranışı.....	20
Şekil 1.25. Kısa kolon hasarları.....	21
Şekil 1.26. Güçlü kolon zayıf kiriş durumu.....	21
Şekil 1.27. Periyotları farklı olan yapıların çarpışması.....	22
Şekil 1.28. Çarpışma hasarları.....	22

Şekil 1.29.	Yapılar arasında bırakılması gereken derz.....	23
Şekil 1.30.	Kat planı içinde kırık akslı kirişler.....	24
Şekil 1.31.	Çekme kat düzensizliği.....	24
Şekil 1.32.	Planda kare kesitli ve eğik çatılı kapalı yapılarda rüzgar yükünün ana taşıyıcı sistem doğrultusunda dağıtımı.....	28
Şekil 1.33.	Deprem hesap yönteminin belirlenmesi.....	30
Şekil 1.34.	Kurgusal yük ve etkiye yüksekliği.....	33
Şekil 1.35.	Spektrum katsayısının periyotla değişimi.....	35
Şekil 1.36.	Kirişli döşeme.....	40
Şekil 1.37.	Bir doğrultuda çalışan kirişli döşeme.....	40
Şekil 1.38.	Bir doğrultuda çalışan döşemede 1 m genişliğindeki döşeme şeridi.....	41
Şekil 1.39.	Sürekli kiriş teorisinde yapısal çözümlemede kullanılan moment katsayıları.....	42
Şekil 1.40.	Bir doğrultuda çalışan döşemede mesnet momenti ve düzeltmesi.....	43
Şekil 1.41.	Bir doğrultuda çalışan döşemede donatı düzeni.....	44
Şekil 1.42.	Yaklaşık yöntemle hesaplanan, artırılan ve azaltılan mesnet momentleri.....	46
Şekil 1.43.	İki doğrultuda çalışan döşemelerde donatı düzeni.....	49
Şekil 1.44.	Kirişsiz döşemeler.....	49
Şekil 1.45.	Kirişsiz döşeme türleri.....	51
Şekil 1.46.	Kirişsiz döşemenin kolon ve orta şeritlere ayrılması.....	52
Şekil 1.47.	Döşemenin kolonlara oturması durumuna göre açıklık ve mesnet momentleri.....	54
Şekil 1.48.	Döşemenin perde duvara saplanması durumu için açıklık ve mesnet momenti.....	54
Şekil 1.49.	Döşemenin duvara oturması için açıklık ve mesnet momenti.....	55
Şekil 1.50.	Açıklık ve mesnet momentlerinin kolon ve orta şeride dağıtılması.....	56
Şekil 1.51.	Zımbalama bölgesi özellikleri.....	57
Şekil 1.52.	Kenar kolon için zımbalama durumu.....	59
Şekil 1.53.	Kirişsiz döşemede tabla ve başlık boyutları.....	61
Şekil 1.54.	Bir ve iki doğrultuda çalışan dişli döşemeler.....	63
Şekil 1.55.	Dişli döşemelerin boyut ve donatılarına ilişkin koşullar.....	64
Şekil 1.56.	Dişli döşeme plan ve kesitleri.....	65
Şekil 1.57.	İki doğrultuda çalışan döşemeler.....	68
Şekil 1.58.	Kiriş kesit tipleri.....	67

Şekil 1.59.	Kiriş kesiti.....	68
Şekil 1.60.	Kirişlere yerleştirilecek gövde donatısı.....	70
Şekil 1.61.	Boyuna donatının yerleştirilmesine ve kenetlenmesine ilişkin koşullar	71
Şekil 1.62.	Boyuna donatının perde veya kolona yerleştirilmesine kenetlenmesine ilişkin koşullar.....	71
Şekil 1.63.	Boyuna donatılar arasındaki net aralık.....	72
Şekil 1.64.	Kirişlerde sarılma bölgesine ve orta bölgeye yerleştirilecek etriye.....	73
Şekil 1.65.	Simetrik ve simetrik olmayan giriş kesitleri.....	74
Şekil 1.66.	Simetrik ve simetrik olmayan giriş kesitleri.....	75
Şekil 1.67.	Simetrik olmayan kesit için etkili tabla genişliği.....	75
Şekil 1.68.	Simetrik olmayan kesit için etkili tabla genişliği.....	76
Şekil 1.69.	Dengeli donatılı giriş.....	77
Şekil 1.70.	Denge üstü donatı oranı.....	77
Şekil 1.71.	Denge altı donatı oranı.....	78
Şekil 1.72.	Dengeli kırılma.....	79
Şekil 1.73.	Denge altı donatılı giriş.....	81
Şekil 1.74.	Çift donatılı dikdörtgen kesit.....	82
Şekil 1.75.	Çift donatılı kesitlerde kuvvet çiftlerine ayırma.....	83
Şekil 1.76.	Basınç bloğunun dikdörtgen olması durumu.....	85
Şekil 1.77.	Basınç bloğu derinliğinin döşeme kalınlığından büyük olması durumu	86
Şekil 1.78.	Eşdeğer basınç bloğunun gövde ve kanatlara ayrılması.....	88
Şekil 1.79.	Değişik geometrili giriş kesiti.....	89
Şekil 1.80.	Enine donatı hesabına esas olacak kuvvet ve momentler.....	92
Şekil 1.81.	Kolon kesit tipleri.....	93
Şekil 1.82.	Etriyeli bir kolon ve enkesit görünümleri.....	93
Şekil 1.83.	Fretli kolon ve enkesiti.....	94
Şekil 1.84.	Birleşik kolon enkesit örnekleri.....	94
Şekil 1.85.	Dikdörtgen ve dairesel kesitli boru kolon örnekleri.....	94
Şekil 1.86.	Kolon enkesit örnekleri.....	95
Şekil 1.87.	Kare ve dikdörtgen kesitli kolonların en kesit boyutları.....	95
Şekil 1.88.	Çokgen ve dairesel kesitli kolon en kesit boyutları.....	96
Şekil 1.89.	Değişken kesitli kolon en kesit boyutları.....	96
Şekil 1.90.	Kutu kesit kolon en kesit boyutu.....	96



Şekil 1.91.	Kolonlarda kesit değişiminde boyuna donatı düzeni.....	99
Şekil 1.92.	Kolon enine donatılarına ilişkin koşullar.....	101
Şekil 1.93.	Bileşik eğilme etkisinde dikdörtgen kesitli kolonlar için denge ve uygunluk denklemlerinin çıkarılması.....	104
Şekil 1.94.	Karşılıklı etki diyagramında kullanılabilir bölge sınırları.....	106
Şekil 1.95.	Süneklik düzeyi yüksek kolon kiriş bölgesi.....	112
Şekil 1.96.	Yatay yükler etkisindeki çerçeve perde sistemlerin ötelenmesi.....	113
Şekil 1.97.	Perdelere ilişkin tanımlar.....	114
Şekil 1.98.	Perdelerde donatı düzeni.....	116
Şekil 1.99.	Boşluklu perde tabanında oluşan eğilme momentleri kontrolü.....	117
Şekil 1.100.	Bağ kirişlerinde çapraz donatı düzenlenmesi.....	118
Şekil 1.101.	Tasarım eğilme momentleri.....	119
Şekil 1.102.	Oturma.....	122
Şekil 1.103.	Temel oturması.....	123
Şekil 1.104.	Duvar altı temel.....	125
Şekil 1.105.	Tekil temel aplikasyon planı.....	126
Şekil 1.106.	Tekil temel sistemi.....	127
Şekil 1.107.	Tekil temele yerleştirilen donatılar.....	127
Şekil 1.108.	Tekil temelde donatı düzeni.....	128
Şekil 1.109.	Simetrik ve asimetrik tekil temel.....	129
Şekil 1.110.	Tekil temeller ve taban basınç dağılımları.....	130
Şekil 1.111.	Tekil temellerde zımbalama kırılması.....	132
Şekil 1.112.	Dikdörtgen ve yamuk taban alanlı birleşik temellerin genel görünüşleri.....	134
Şekil 1.113.	Bir doğrultuda sürekli temel.....	135
Şekil 1.114.	Rijit kabule göre sürekli temel altındaki basınç dağılışı.....	137
Şekil 1.115.	Esnek kabulde taban basınç dağılışı.....	138
Şekil 1.116.	İki doğrultuda sürekli temel.....	138
Şekil 1.117.	Kirişsiz radye temel.....	140
Şekil 1.118.	Kirişli radye temel.....	140
Şekil 1.119.	Perde duvarlı (hücreli) radye temel.....	141
Şekil 1.120.	Kazıklı temele sahip yapı.....	142
Şekil 1.121.	Kazıklı temel.....	142

Şekil 1.122.	Uç kazığı.....	143
Şekil 1.123.	Sürtünme kazığı.....	144
Şekil 1.124.	Ayak temel.....	144
Şekil 1.125.	Merdiven Plan ve Kesiti.....	148
Şekil 1.126.	Taşıyıcı basamaklardan oluşan tipik merdiven kesitleri.....	149
Şekil 1.127.	Uzunluğu doğrultusunda mesnetsiz bir kollu merdiven.....	150
Şekil 1.128.	Uzunluğu doğrultusunda mesnetli bir kollu merdiven.....	150
Şekil 1.129.	İki kollu merdiven.....	151
Şekil 1.130.	İki kollu merdivende donatı detayı.....	151
Şekil 1.131.	Konsol merdiven.....	152
Şekil 1.132.	Konsol merdiven donatı detayları.....	152
Şekil 2.1.	Uygulamaya konu olan yapının mimari planı.....	155
Şekil 2.2.	Uygulamaya konu olan binanın A-A kesiti.....	156
Şekil 2.3.	Uygulamaya konu olan binanın B-B kesiti.....	157
Şekil 2.4.	Uygulamaya konu olan binanın kuzey cephesi.....	158
Şekil 2.5.	Uygulamaya konu olan binanın güney cephesi .....	159
Şekil 2.6.	Uygulamaya konu olan binanın doğu cephesi .....	160
Şekil 2.7.	Uygulamaya konu olan binanın batı cephesi .....	161
Şekil 2.8.	Döşeme kalıp planı .....	162
Şekil 2.9.	Döşemeler için kabul edilen mesnet koşulları .....	163
Şekil 2.10.	Döşeme yüklerinin belirlenmesinde dikkate alınan malzemeler .....	165
Şekil 2.11.	Normal kat döşeme donatı planı .....	184
Şekil 2.12.	S101 kolonu etki alanı .....	186
Şekil 2.13.	S105 kolonu etki alanı .....	187
Şekil 2.14.	S109 kolonu etki alanı .....	188
Şekil 2.15.	S116 kolonu etki alanı .....	189
Şekil 2.16.	Döşemelerden kirişlere yük aktarımı .....	191
Şekil 2.17.	Kurgusal (fiktif) yük ve etkime yüksekliği .....	196
Şekil 2.18.	x doğrultusunda katlara etkiyen deprem yükleri ve toplam kesme kuvveti diyagramı.....	199
Şekil 2.19.	y doğrultusunda katlara etkiyen deprem yükleri ve toplam kesme kuvveti diyagramı.....	199
Şekil 2.20.	Zemin kat A-A aksı kiriş tasarım yükleri.....	200

Şekil 2.21.	A-A aksı kiriş düğüm noktaları .....	201
Şekil 2.22.	Zemin kat A-A aksı moment diyagramı .....	203
Şekil 2.23.	A-A aksı kesme kuvveti diyagramı .....	204
Şekil 2.24.	A-A aksına gelen yatay yükler .....	205
Şekil 2.25.	A-A aksı çerçevesi eleman rijitlikleri .....	206
Şekil 2.26.	Kolon moment diyagramı .....	216
Şekil 2.27.	Kiriş uç momentlerinin belirlenmesi .....	217
Şekil 2.28.	5. ve 6. kat kiriş moment diyagramı .....	218
Şekil 2.29.	3. ve 4. kat kiriş moment diyagramı .....	219
Şekil 2.30.	1. ve 2. kat kiriş moment diyagramı .....	220
Şekil 2.31.	A-A aksı kiriş moment diyagramı .....	221
Şekil 2.32.	Kiriş kesme kuvvetlerinin belirlenmesi .....	221
Şekil 2.33.	6. Kat kesme kuvveti diyagramı .....	222
Şekil 2.34.	5. kat kesme kuvveti diyagramı .....	222
Şekil 2.35.	4. kat kesme kuvveti diyagramı .....	223
Şekil 2.36.	3. kat kesme kuvveti diyagramı .....	223
Şekil 2.37.	2. kat kesme kuvveti diyagramı .....	223
Şekil 2.38.	1. kat kesme kuvveti diyagramı .....	224
Şekil 2.39.	A-A aksı kiriş kesme kuvveti diyagramı .....	224
Şekil 2.40.	Kolon normal kuvvetlerinin belirlenmesi .....	225
Şekil 2.41.	Kolon normal kuvvet diyagramı .....	226
Şekil 2.42.	Kiriş donatı düzeni .....	244
Şekil 2.43.	Kolon aplikasyon planı .....	251
Şekil 2.44.	Kolon düşey açılımları .....	252
Şekil 2.45.	A-A aksı temeline etkiyen kuvvetler .....	253
Şekil 2.46.	Sürekli temel kesiti .....	254
Şekil 2.47.	Kesme kuvveti ve moment diyagramı .....	255
Şekil 2.48.	Temel aplikasyon planı .....	261
Şekil 2.49.	Temel kirişi donatı düzeni .....	262
Şekil 2.50.	Merdiven planı ve mesnet reaksiyonları .....	264
Şekil 2.51.	Merdiven plan ve kesiti .....	268
Şekil 2.52.	Merdiven kolu ve sahanlık plakları donatısı.....	269

Şekil 2.53. Sahanlık kirişi donatısı ve kesit detayı..... 269

## ÇİZELGELER DİZİNİ

	<u>Sayfa No</u>
Çizelge 1.1 Düzgün yayılı düşey hareketli yük hesap değerleri.....	26
Çizelge 1.2. En az üç tam kattan fazla yük taşıyan yapı elemanları için hareketli yük azaltma değerleri.....	27
Çizelge 1.3. Zati kar yükü ( $P_{ko}$ ) değerleri $KN/m^2$ .....	27
Çizelge 1.4. Yüksekliğe bağlı olarak rüzgar hızı ve emme.....	29
Çizelge 1.5. Eşdeğer deprem yükü yönteminin uygulanabileceği binalar.....	29
Çizelge 1.6. Hareketli yük katılım katsayısı (n) .....	31
Çizelge 1.7. Etkin Yer İvmesi Katsayısı ( $A_o$ ) .....	31
Çizelge 1.8. Bina Önem Katsayısı (I) .....	32
Çizelge 1.9. Zemin grupları.....	33
Çizelge 1.10. Yerel zemin sınıfları.....	34
Çizelge 1.11. Spektrum karakteristik periyotları.....	34
Çizelge 1.12. Yapı periyoduna göre spektrum katsayısı.....	35
Çizelge 1.13. Taşıyıcı sistem davranış katsayısı.....	35
Çizelge 1.14. Deprem yükü azaltma katsayısı.....	37
Çizelge 1.15. Moment katsayıları.....	45
Çizelge 1.16. İki doğrultuda çalışan kirişli döşeme kalınlıkları için sınır değerler.....	48
Çizelge 1.17. Sehim hesabını zorunlu olmaktan çıkararak çıkarılan kiriş yükseklikleri.....	68
Çizelge 1.18. Kiriş boyutlarına ilişkin koşullar.....	69
Çizelge 1.19. Kirişlere ait boyut ve donatı koşulları.....	73
Çizelge 1.20. Kolonlara ait yönetmelik koşulları.....	102
Çizelge 1.21. Temel şekil katsayıları.....	121
Çizelge 1.22. Terzaghi taşıma gücü katsayıları.....	122
Çizelge 1.23. Duvar altı temellere ait yönetmelik koşulları.....	125
Çizelge 1.24. Bağ kirişlerine ilişkin minimum koşullar.....	133
Çizelge 1.25. Zemin cinslerine göre yatak katsayıları.....	135
Çizelge 1.26. Merdiven eğimine göre basamak genişliği ve yüksekliği.....	146
Çizelge 1.27. Merdivenin bulunduğu yere göre basamak genişliği ve yüksekliği.....	146

Çizelge 1.28. En küçük merdiven genişliği.....	147
Çizelge 2.1. Projeye ilişkin genel bilgiler.....	154
Çizelge 2.2. İki doğrultuda çalışan döşeme plaklarının kalınlıkları.....	165
Çizelge 2.3. Döşeme yükleri.....	168
Çizelge 2.4. $\alpha$ moment katsayıları.....	170
Çizelge 2.5. Açıklık donatılarının belirlenmesi.....	180
Çizelge 2.6. Mesnet donatılarının belirlenmesi.....	183
Çizelge 2.7. Kiriş boyutlarına ilişkin koşulları.....	185
Çizelge 2.8. Sehim hesabını zorunlu olmaktan çıkararak kiriş yükseklikleri.....	185
Çizelge 2.9. S 101 kolonuna etki eden düşey yükler.....	186
Çizelge 2.10. S 105 kolonuna etki eden düşey yükler.....	188
Çizelge 2.11. S 109 kolonuna etki eden düşey yükler.....	189
Çizelge 2.12. S 116 kolonuna etki eden düşey yükler.....	190
Çizelge 2.13. Kiriş yükleri.....	193
Çizelge 2.14. x doğrultusunda periyot hesabı.....	197
Çizelge 2.15. y doğrultusunda periyot hesabı.....	197
Çizelge 2.16. Katlara etkiyen deprem yükleri.....	198
Çizelge 2.17. Kolon kesme kuvvetleri ve kolon uç momentleri.....	216
Çizelge 2.18. x doğrultusunda A1 burulma düzensizliği kontrolü.....	227
Çizelge 2.19. y doğrultusunda A1 burulma düzensizliği kontrolü.....	227
Çizelge 2.20. A2 Döşeme süreksizliği kontrolü.....	228
Çizelge 2.21. x doğrultusunda B1 düzensizliği.....	229
Çizelge 2.22. y doğrultusunda B1 düzensizliği.....	229
Çizelge 2.23. x doğrultusunda B2 düzensizliği.....	229
Çizelge 2.24. y doğrultusunda B2 düzensizliği.....	230
Çizelge 2.25. x doğrultusunda görelî kat ötelenmesi.....	230
Çizelge 2.26. y doğrultusunda görelî kat ötelenmesi.....	231
Çizelge 2.27. Zemin kat A-A aksı kiriş açıklık donatısı alanları.....	236
Çizelge 2.28. Zemin kat A-A aksı kiriş mesnet donatısı alanları.....	240

## SİMGELER DİZİNİ

- A : Yapının plandaki toplam alanı
- A(T) : Spektral ivme katsayısı
- A<sub>b</sub> : Yapı planındaki boşluk alanı
- A<sub>c</sub> : Kirişlerde gövde alanı, kolonlarda brüt kesit alanı
- A<sub>cc</sub> : Eşdeğer basınç bloğu alanı
- A<sub>ck</sub> : Sargı donatısının dışından dışına alınan ölçü içinde kalan çekirdek beton alanı
- A<sub>e</sub> : Herhangi bir katta göz önüne alınan deprem doğrultusundaki etkili kesme alanı
- A<sub>o</sub> : Etkin yer ivme katsayısı
- A<sub>s</sub> : Çekme donatısı alanı
- A'<sub>s</sub> : Basınç donatısı alanı
- A<sub>s1</sub> : Kolon giriş düğüm noktasının bir tarafında, girişin negatif momentini karşılamak için üste konulan çekme donatısının toplam alanı
- A<sub>sb</sub> : Dengeli donatı alanı
- A<sub>w</sub> : Kolon enkesiti etkin gövde alanı
- A<sub>km</sub> : Asal donatıya dik kısa mesnet donatısı alanı
- A<sub>sl</sub> : Kiriş gövde donatısı alanı
- A<sub>sf</sub> : Eşdeğer basınç bloğunun kanatlara düşen kısmının bileşkesine karşılık çekme kuvvetine göre belirlenen donatı alanı
- A<sub>sh</sub> : Enine donatı aralığına karşı gelen yükseklik boyunca, kolonda veya perde uç bölgesindeki tüm etriye kollarının ve çirozların enkesit alanı değerlerinin göz önüne alınan b<sub>k</sub>'ya dik doğrultudaki izdüşümlerinin toplamı
- A<sub>st</sub> : Kolonlarda toplam boyuna donatı alanı
- A<sub>sw</sub> : Kesme donatısı (etriye) toplam kesit alanını
- A<sub>uç</sub> : Kazık ucu enkesit alanını
- a : Mesnet genişliği, eşdeğer basınç bloğu derinliği
- a<sub>b</sub> : Dengeli durumda eşdeğer basınç bloğu derinliği
- a<sub>n</sub> : Komşu kirişlerin kenar yüzüne kadar olan uzaklık
- a<sub>x</sub> : Planda x doğrultusundaki girinti ya da çıkıntı
- a<sub>y</sub> : Planda y doğrultusundaki girinti ya da çıkıntı
- b : Etkili tabla genişliği, kolonun eğilme doğrultusuna dik boyutu, merdiven genişliği

- $b_k$  : Birbirine dik yatay doğrultuların her biri için, kolon veya perde uç bölgesi çekirdeğinin enkesit boyutu
- $b_1$  : Zımbalama çevresinin eğilme doğrultusundaki boyutu
- $b_2$  : Zımbalama çevresinin eğilme doğrultusuna dik boyutu
- $b_w$  : Kiriş gövde genişliği, perdenin gövde kalınlığı
- $C$  : Rüzgar basıncının hesabında gerekli olan emme / basınç katsayısı
- $c$  : Beton örtüsü
- $c_b$  : Dengeli durumda tarafsız eksen derinliği
- $c_c$  : Net beton örtüsü
- $D$  : Agrega tane boyutu, dairesel kolonun göbek çapı
- $d$  : Faydalı yükseklik
- $d'$  : Beton basınç yüzünden basınç donatısı ağırlık merkezine olan uzaklık
- $d''$  : Çekme ve basınç donatısı ağırlık merkezleri arasındaki uzaklık
- $d_{fi}$  : Binanın  $i$ 'inci katında  $F_{fi}$  fiktif yüklerine göre hesaplanan yer değiştirme
- $d_i$  : Binanın  $i$ 'inci katında deprem yüklerine göre hesaplanan yer değiştirme
- $d_{i-1}$  : Yapının  $(i-1)$ 'inci katında herhangi bir kolon veya perdenin uçlarında hesaplanan elde edilen yatay yer değiştirme
- $d_o$  : Dairesel kolon çapı
- $E_s$  : Donatının elastisite modülü
- $e$  : Dışmerkezlik (eksantirisite), dişler arasındaki serbest açıklık
- $e_1, e_2$  : Boyuna donatılar arasındaki net aralık
- $F$  : Kuvvet
- $F_a$  : Zımbalama çevresi içinde kalan döşeme yüklerinin toplamı
- $F_c$  : Basınç bölgesindeki betona uygulanan bileşke kuvvet
- $F_{cw}$  : Tablalı kesitlerde basınç bölgesinde gövdeye uygulanan bileşke kuvvet
- $F_d$  : Zımbalamada tasarım eksenel yükü
- $F_s$  : Çekme bölgesindeki donatılara uygulanan bileşke kuvvet
- $F'_s$  : Basınç bölgesindeki donatılara uygulanan bileşke kuvvet
- $F_{cb}$  : Dengeli durumunda basınç bölgesindeki betona uygulanan bileşke kuvvet
- $F_{cf}$  : Tablalı kesitlerde basınç bölgesinde kanatlara uygulanan bileşke kuvvet
- $F_{fi}$  :  $i$ 'inci kata etkiyen fiktif yük
- $F_{sb}$  : Dengeli durumda çekme bölgesindeki donatılara uygulanan bileşke kuvvet
- $F_{sf}$  : Eşdeğer basınç bloğunun kanatlara düşen kısmının bileşkesine karşılık çekme kuvveti



$f_{cd}$	: Betonun tasarım basınç dayanımı
$f_{ck}$	: Betonun karakteristik basınç dayanımı
$f_{ctd}$	: Betonun tasarım çekme dayanımı
$f_{yd}$	: Boyuna donatının tasarım akma dayanımı
$f_{ywd}$	: Enine donatının tasarım akma dayanımı
$f_{ywk}$	: Enine donatının karakteristik akma dayanımı
$h$	: Kolonun eğilme doğrultusundaki boyutu
$h_1$	: En üst zemin tabakasının kalınlığı
$h_f$	: Döşeme kalınlığı
$h_i$	: Kat yüksekliği
$h_k$	: Kiriş yüksekliği
$H_{cr}$	: kritik perde yüksekliği
$H_N$	: Yapının temel üstünden itibaren toplam yüksekliği
$I$	: Bina önem katsayısı
$J_c$	: Zımbalama yüzeyi ağırlık merkezinden geçen eksene göre atalet momenti
$k_1$	: Basınç bloğu katsayısı
$k_i$	: $i$ döşemesine ait rijitlik
$k_j$	: $j$ döşemesine ait rijitlik
$k_o$	: Zemin yatak katsayısı
$l$	: Kiriş hesap açıklığı
$l_b$	: Kenetlenme boyu
$l_2$	: Döşeme moment hesaplanan doğrultuya dik iki komşu açıklığın ortalaması
$l_k$	: Kiriş sarılma bölgesi uzunluğu
$l_\ell$	: Döşemenin uzun kenar doğrultusunda mesnet ortaları arasında kalan döşeme (akstan aksa) açıklığı
$l_n$	: Kirişin kolon veya perde yüzleri arasında kalan serbest açıklığı
$l_s$	: Döşemenin kısa kenar doğrultusunda mesnet ortaları arasında kalan döşeme (akstan aksa) açıklığı
$l_{sn}$	: Döşemenin kısa kenar doğrultusunda serbest açıklığı
$l_w$	: Perdenin veya bağ kirişli perde parçasının plandaki uzunluğu
$L$	: Temel uzunluğu
$M$	: Eğilme momenti

- $M_a$  : Kolonun serbest yüksekliğinin alt ucunda, kolon kesme kuvvetinin hesabında esas alınan moment
- $M_d$  : Tasarım momenti
- $M_f$  : Tablalı kesitlerde kanatların karşıladığı moment
- $M_o$  : Döşemelerde kolon şeridi ve iki yarım orta şeridi kapsayan şerit için toplam statik moment
- $M_r$  : Kolon ve kirişlerin taşıma gücü momentleri
- $M_{\bar{u}}$  : Kolonun serbest yüksekliğinin alt ucunda, kolon kesme kuvvetinin hesabında esas alınan moment
- $M_w$  : Tablalı kesitlerde tasarım momentinin gövdenin payına düşen kısmı
- $M_{pi}$  : Kirişin sol ucu  $i$  deki kolon yüzünde  $f_{ck}$ ,  $f_{yk}$  ve çeliğin pekleşmesi göz önüne alınarak hesaplanan pozitif veya negatif moment kapasitesi
- $M_{pj}$  : Kirişin sağ ucu  $j$  deki kolon yüzünde  $f_{ck}$ ,  $f_{yk}$  ve çeliğin pekleşmesi göz önüne alınarak hesaplanan pozitif veya negatif moment kapasitesi
- $M_{p\bar{u}}$  : Kolonun serbest yüksekliğinin üst ucunda  $f_{ck}$ ,  $f_{yk}$  ve çeliğin pekleşmesi göz önüne alınarak hesaplanan moment kapasitesi
- $M_{ra}$  : Kolonun veya perdenin serbest yüksekliğinin alt ucunda  $f_{cd}$  ve  $f_{yd}$ ' ye göre hesaplanan taşıma gücü momenti
- $M_{rb}$  : Dengeli durumda taşıma gücü momenti
- $M_{ri}$  : Kirişin sol ucu  $i$ ' deki kolon veya perde yüzünde  $f_{cd}$  ve  $f_{yd}$ ' ye göre hesaplanan pozitif veya negatif taşıma gücü momenti
- $M_{r\bar{u}}$  : Kolonun veya perdenin serbest yüksekliğinin üst ucunda  $f_{cd}$  ve  $f_{yd}$ ' ye göre hesaplanan taşıma gücü momenti
- $m$  : Yapı kütlesi, döşemenin uzun kenarının kısa kenarına oranı
- $N$  : Eksenel aksel kuvveti
- $N_d$  : Tasarım aksel kuvveti
- $N_{dm}$  : Düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan aksel basınç kuvvetlerinin en büyüğü
- $N_{or}$  : Kesitte hiçbir doğrultuda dışmerkezliğin bulunmadığı aksel basınç etkisindeki kolonun aksel yük kapasitesi
- $N_1$  : Üst kat kolonundaki aksel yük
- $N_2$  : Alt kat kolonundaki aksel yük
- $n$  : Hareketli yük azaltma katsayısı
- $P$  : Rüzgar yük etkisi
- $P_d$  : Tasarım yükü
- $Q$  : Kazık taşıma gücü
- $Q_{uç}$  : Kazığın uç taşıma kapasitesi

$Q_{yan}$	: Kazığın yanal sürtünme direnci
$q$	: Emme basıncı
$q_{uç}$	: Kazık ucundaki zeminin birim nihai taşıma kapasitesi
$q_{yan}$	: Kazık çevresindeki zeminin sürtünme taşıma gücü
$R$	: Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
$R_a$	: Deprem yükü azaltma katsayısı
$S(T)$	: Spektrum katsayısı
$S_c$	: Kolonlarda sarılma bölgesinde enine donatı aralığı
$S_d$	: Dağıtma donatısı aralığı
$S_k$	: Kirişlerde sarılma bölgesinde enine donatı aralığı
$S_s$	: Döşemeye kısa kenar doğrultusunda yerleştirilen donatı aralığı
$S_\ell$	: Döşemeye uzun kenar doğrultusunda yerleştirilen donatı aralığı
$S_o$	: Kolon ve kirişlerde orta bölgede enine donatı aralığı
$s$	: Enine donatı aralığı, spiral donatı adımı
$T$	: Periyot
$T_A$	: Spektrum karakteristik periyodu
$t$	: Plak kalınlığı
$T_B$	: Spektrum karakteristik periyodu
$t_o$	: Tablalı kirişsiz döşemelerde tabla kalınlığı
$U_p$	: Zımbalama çevresi
$V$	: Kesme kuvveti
$V_d$	: Tasarım kesme kuvveti
$V_e$	: Süneklik düzeyi yüksek kolon kiriş ve perdelerin enine donatı hesabında dikkate alınacak kesme kuvveti
$V_r$	: Kolon, kiriş veya perde kesitinin kesme dayanımı
$V_w$	: Betonarme bir kirişin kesme dayanımına kesme donatısı katkısı
$V_{cr}$	: Kesitin kesmede çatlama dayanımı
$V_{dy}$	: Kirişin kolon yüzünde düşey yüklerden meydana gelen basit kiriş kesme kuvveti
$V_{pd}$	: Tasarım zımbalama kuvveti
$V_{pr}$	: Zımbalama dayanımı
$V_t$	: Toplam eşdeğer deprem yükü (taban kesme kuvveti)
$z$	: Moment kolu
$z_b$	: Dengeli durumda moment kolu

$W$	: Yapı toplam ağırlığı
$W_m$	: Zımbalama çevresi içinde kalan alanın dayanım momenti
$w_i$	: Kat ağırlığı
$\alpha$	: İki doğrultuda kirişli döşemelerde moment katsayısı
$\gamma$	: Birim ağırlık, eğilme etkisini yansıtan ve zımbalama dayanımını azaltan bir katsayı
$\Delta F_N$	: Yapının en üst katına etkiyecek ek eşdeğer deprem yükü
$\Delta H$	: Çökme miktarı
$\Delta M$	: Fark moment
$\Delta_i$	: Göreli kat ötelemeleri
$\epsilon_c$	: Betonun şekil değiştirmesi
$\epsilon_{cu}$	: Betonun ezilme şekil değiştirmesi
$\epsilon_s$	: Çekme donatısında meydana gelen şekil değiştirme
$\epsilon'_s$	: Basınç donatısında meydana gelen şekil değiştirme
$\epsilon_{sy}$	: Çeliklerin akmasına karşılık gelen şekil değiştirme
$\eta_{bi}$	: Burulma düzensizliği katsayısı
$\eta_{ci}$	: Dayanım düzensizliği katsayısı
$\eta_{ki}$	: Rijitlik düzensizliği katsayısı
$\rho$	: Çekme donatısı oranı
$\rho'$	: Basınç donatısı oranı
$\rho_b$	: Dengeli donatı oranı
$\rho_d$	: Plakta her bir doğrultudaki dağıtma donatısı oranı
$\rho_s$	: Döşemenin kısa kenar doğrultusu için donatı oranı, fretli (spiral) donatılı kolonlarda enine donatının hacimsel oranı
$\rho_\ell$	: Döşemenin uzun kenar doğrultusu için donatı oranı
$\rho_t$	: Kolonlarda boyuna donatı oranı
$\rho_w$	: Tablalı kesitlerde gövdenin payına düşen moment için gerekli donatı oranı
$\sum A_e$	: Herhangi bir katta göz önüne alınan deprem doğrultusundaki etkili kesme alanını
$\sum A_g$	: Herhangi bir katta göz önüne alınan deprem doğrultusuna paralel doğrultuda perde elemanların enkesit alanları toplamı
$\sum A_k$	: Herhangi bir katta göz önüne alınan deprem doğrultusuna paralel doğrultuda kagir duvar alanlarının toplamı
$\sum A_p$	: Binanın tüm katlarının plan alanlarının toplamı
$\sum A_w$	: Herhangi bir katta kolon enkesiti etkin gövde alanlarının toplamı

- $\sum M_p$  : Dügüm noktasına birleşen kirişlerin moment kapasitelerinin toplamı
- $\sigma'_s$  : Basınç donatısındaki gerilme
- $\sigma_{zem}$  : Zemin emniyet gerilmesi
- $\emptyset$  : Donatı çapı
- $\emptyset_w$  : Enine donatı çapı
- $\psi$  : Mekanik donatı oranı

## 1. GENEL BİLGİLER

### 1.1. Giriş

Betonarme; basit olarak, beton ile çelik olan donatı çubuklarının beraber çalışacak ve birbirlerinin eksiklerini tamamlayacak şekilde bir araya getirilmesi olarak tanımlanabilir. Betonarme sözcüğü dilimize hemen hemen aynı şekilde yazılan ve donatılmış beton anlamına gelen Fransızca terimden geçmiştir. Yüksek basınç dayanımına sahip betonun zayıf tarafı, çekme dayanımının düşük olmasıdır. Betonun bu kusurlu yanı, içine yüksek çekme dayanımına sahip çelik çubuklar yerleştirilmesi ile tamamlanarak betonarme yapı malzemesi oluşturulur. Böylece mekanik özellikler bakımından çok daha üstün bir malzeme meydana getirilir. Gerçekten de, çelik çubukların beton tarafından sarılması ve sıyrılmasının önlenmesi çelik çubuğun beton içinde kalarak dış etkilerin oluşturacağı korozyona ve yangına karşı korunması ve iki malzemenin de yakın sıcaklık genleşme katsayılarına sahip olması bu ideal durumu destekleyici unsurlardır [1].

Betonarmenin uygulama alanları; bina, köprü, tünel, baraj, istinat duvarı, sıvı deposu, silo, yol inşaatı sanat yapıları ve su yapıları inşaatları olarak söylenebilir.

Ülkemizde betonarme yapılar, ahşap ve çelik yapılara göre daha fazla tercih edilmektedir. Ülkemizde betonarme yapıların daha çok tercih edilmesinde betonarme yapıların rijitliğinin fazla olması, dayanımının ve ömrünün uzun olması, elemanlara istenen şeklin verilebilmesi, elemanların birleşme sorununun olmaması, ucuz olması, işçi bulmanın kolay olması, yangına karşı dayanıklı olması, bakımının kolay olması olarak sıralanabilir. Bunun yanında betonarme yapıların ahşap ve çelik yapılara göre zayıf tarafları bulunmaktadır. Bunlar yapının ağır olması, beton kalitesinin tutturulmasının zahmetli olması, güçlendirilmesinin zor olması, kalıp maliyetinin fazla olması olarak sıralanabilir.

Betonarmenin malzeme olarak kendinden beklenen davranışı, yapının ekonomik ömrü süresince gösterebilmesi için; bu konuda çalışacak olanların bireysel bilgi birikiminin yanında, proje mühendisinin, malzemeyi temin edenlerin, şantiye şefinin, kontrol mühendisinin, teknisyenin ve üretimini gerçekleştiren işçilerin işbirliği yaparak gereken özeni göstermeleri zorunludur. Aksi halde, betonarme yapı inşa edildikten sonra kendisinden beklenen performansı gösteremez. Dolayısıyla da istenmeyen yapı davranış biçimleriyle karşılaşılabilir. Bunun sonucu olarak da, çeşitli hukuki sorunların yanında, can

ve mal kaybı da meydana gelebilir [2]. Ancak, ülkemizde son yıllarda meydana gelen değişik büyüklükteki depremlerde, birçok yapı çok ağır hasar görmüş veya yıkılmıştır. Yapıların çok ağır hasar görmesi ve yıkılma nedenleri araştırıldığında, beton kalitesinin çok düşük olması, donatı kalitesinin ve donatı çap, konum, düzeninin uygun olmaması; proje aşamasında yer seçiminde, taşıyıcı sistem seçiminde, yapısal çözümlemede yapılan hatalar; yapım aşamasında yapılan hatalar ve yeterli denetimin yapılmayış olması karşımıza çıkmaktadır.

Bu çalışmanın amacı, yürürlükte bulunan yönetmeliklere göre betonarme bina türü yapıların tasarımını gerçekleştirmek için bu binaların tasarımına ilişkin gerekli bilgileri ayrıntıya girmeden belirli bir düzende derlemek ve bu bilgilerin kullanımı ile yeterliliklerini örnek olarak seçilen betonarme bir bina tasarımına uygulamaktır. Bu amaçla birinci bölümde betonarme bir binayı oluşturan elemanların tasarımı için gerekli bilgiler verilmiştir. İkinci bölümde ise birinci bölümde verilmiş olan bilgilerin kullanımıyla betonarme bir binanın tasarımının gerçekleştirilmesine ayrılmıştır.

## **1.2. Betonarme Taşıyıcı Sistemler**

Depreme dayanıklı yapı tasarımında yapıya etkileyen düşey ve yatay yüklerin güvenli bir şekilde zemine aktarılabilmesi için seçilecek taşıyıcı sistem son derece önemlidir.

Yapılan araştırmalar, deprem dayanımının büyük ölçüde mimari tasarım aşamasında oluştuğunu göstermektedir, çünkü bina geometrisi bu aşamada şekillenmektedir. Mimari tasarım aşamasında deprem davranışına ters düşen bir biçimin seçimi büyük bir handikap oluşturmaktadır. Genelde depreme uygun olmayan bir geometri ile oluşan yapıyı taşıyıcı sisteme ağırlık vererek iyileştirmek son derece zor ve pahalı çözümlere yol açmakta, birçok durumda ise olanaksız olmaktadır [3].

İyi bir taşıyıcı sistemin ilk şartı iyi bir mimaridir. Kötü mimarisi olan yapıyı mühendisin çok ince hesaplar yaparak ayakta tutması zordur. Mimar ve mühendis mimari projenin hazırlama aşamasından başlayarak taşıyıcı sistemi kararlaştırıncaya kadar beraber çalışmalıdır. Taşıyıcı sistem seçiminde temel kural düşey olsun yatay olsun yükler en kısa yoldan temele ulaşmalı yapı içinde dolanmamalıdır [4].

### **1.2.1. Taşıyıcı Sistemlerin Sınıflandırması**

Taşıyıcı sistemler beş sınıfa ayrılabilir. Bunlar,

1. Çerçeve Sistemler
2. Perdeli Sistemler
3. Perdeli ve Çerçeveli Sistemler
4. Boşluk Perde Duvarlı Sistemler
5. Tüp Sistemler

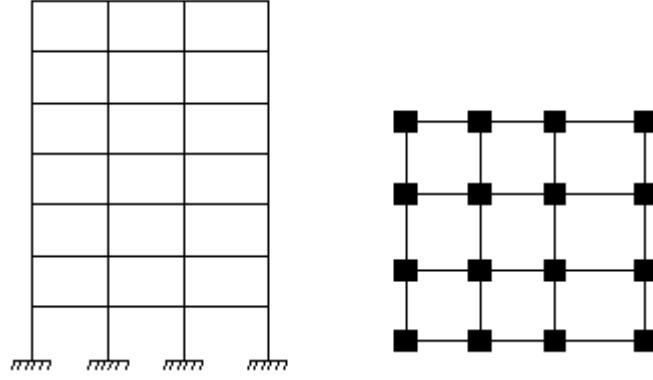
olarak sınıflandırılabilir.

#### **1.2.1.1. Çerçeve Sistemler**

Kolonlar, kirişler ve döşemelerin bir döküm olarak inşa edilmesiyle çerçeve adı verilen taşıyıcı sistem ortaya çıkmaktadır. Çerçeve sistemli yapılar, deprem etkisinde kaldıkları zaman, yatay yükleri düğüm noktalarındaki elemanların rijitlikleri ile karşılamaktadır. Bu sisteme sahip yapıların depremlerde enerji tüketme güçleri, diğer sistemlere göre daha azdır. Deprem yönetmeliğinde bu sistemlerin enerji tüketme güçlerini artırabilmek için kolon ve kiriş boyutlarına, donatılarına ve etkisinde kaldıkları yük etkilerine birçok sınırlama getirilmiştir [2].

Çerçeveli sistemlerin en büyük dezavantajı yatay yüklerden oluşan yanal ötelenmelerin büyük olmasıdır. Büyük yanal ötelenmeler taşıyıcı olmayan elemanlarda büyük hasara neden olur ve stabiliteyi olumsuz yönde etkileyebilir. Çerçeve sistemler göçme konumuna, kolon veya kirişlerde yeterli sayıda plastik mafsallın oluşması ile sağlanır. Kolon kirişe oranla daha gevrek bir davranış sergilediğinden, iyi bir tasarımda mafsallaşmanın kirişlerde olması sağlanır. Plastik mafsall, o bölgedeki donatının akma konumuna erişmesi ile büyük dönmelerin meydana gelmesi sonucu oluşur. Gerekli enerji tüketiminin çok büyük bir yüzdesi plastik mafsallarda meydana gelir [3].

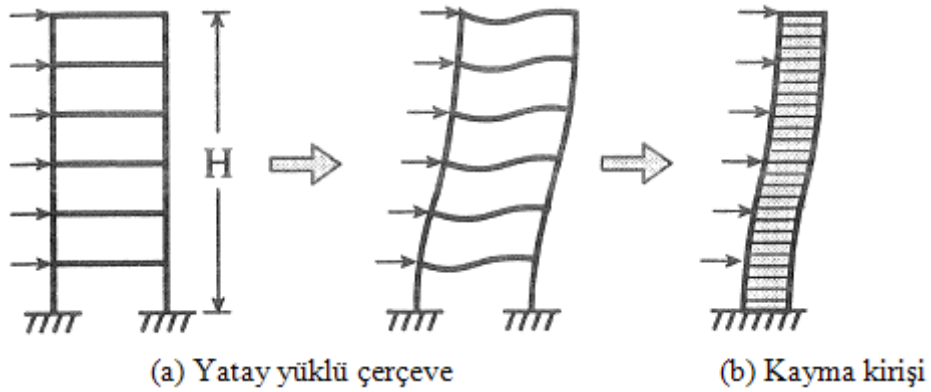




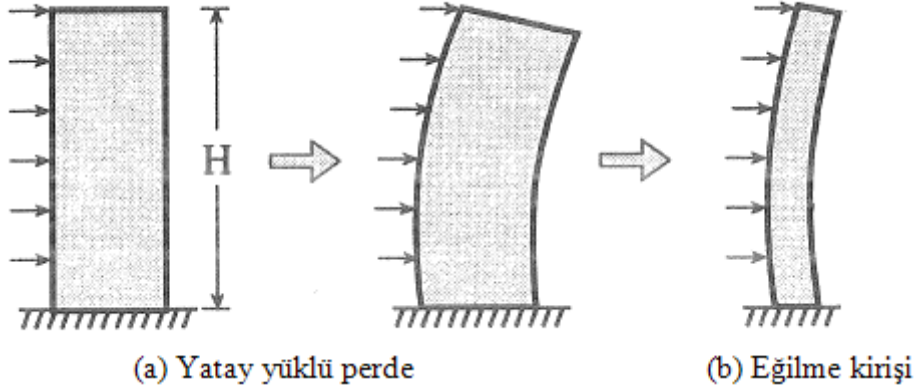
Şekil 1.1. Çerçeve sistem

Toplam yüksekliği  $H$  olan çok katlı çerçevesel bir taşıyıcı sistem, yüksekliği boyunca geometrik süreksizlikler göstermektedir. Döşeme, kiriş ve kolonların birleştikleri kat düzeylerinde rijitlik çok büyükmekte, kat biter bitmez ise çerçeve rijitliği çok azalarak ancak kolonların toplam rijitliğine eşit olmaktadır. Bu tür yapı yanal yüklerle zorlandığında kayma kirişi türü bir ötelenme göstermektedir (Şekil 1.2.).

Toplam yüksekliği  $H$  olan bir perde, aynı yatay yüklerle yüklendiğinde eğilme kirişi türü bir ötelenme göstermektedir (Şekil 1.3.). Burada, çok önemli bir özelliğe dikkat çekmekte yarar vardır. Kayma kirişinde yükün uygulandığı yüzeye göre dış bükey, eğilme kirişinde ise iç bükey bir ötelenme profili oluşmaktadır [5].



Şekil 1.2. Yatay yükler altında çerçeve sistem yapının davranışı [5].



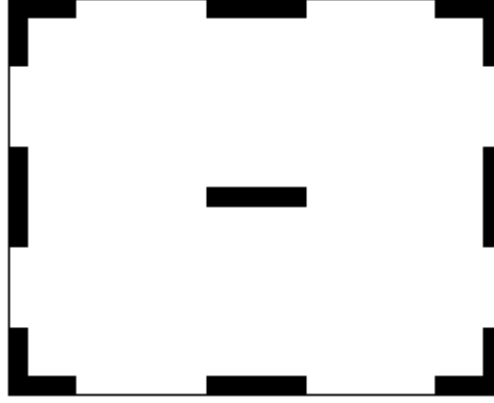
Şekil 1.3. Yatay yükler altında perdeli sistem yapının davranışı [5].

### 1.2.1.2. Betonarme Perdeli Sistemler

Yüksek yapılarda yatay yüklerin karşılanmasına perdeler kullanılır. Kat yükseklikleri arttıkça kesit tesirlerinin artması ile kolon boyutları büyür. Büyük kolon boyutları ekonomik olmayıp mimari açıdan da sakıncalıdır. Bu nedenle perdeler teşkil edilir. Perdeler düşey yüklerle beraber perde düzlemi içinde etkiyen, yatay yükleri de taşırlar ve yatay ötelenmeleri kısıtlarlar [6].

Perde duvarlı yapıların depremde elastik enerji tüketme güçleri, çerçevesel yapıların elastik enerji tüketme güçlerine göre önemli miktarda yüksektir. Plastik enerji tüketme güçleri ise aynı düzeyde yüksek değildir [2]. Perdeler yatay yüklere karşı eğilme kirişi davranışı gösterir.

Perdelerin plandaki yerlerinin belirlenmesinde binanın fonksiyonu ve mimari nedenler etkili olur. Ancak, planda perde yerlerinin simetriyi sağlayacak biçimde, yapının burulma rijitliğini artırması bakımından planda çevreye yerleştirilmesi uygundur. Taşıyıcı sistemin rijitliğini büyük ölçüde arttıran perdelerin iki doğrultuda dengeli biçimde yerleştirilmesi tercih edilmelidir [1].



Şekil 1.4. Perdeli bir yapının planı

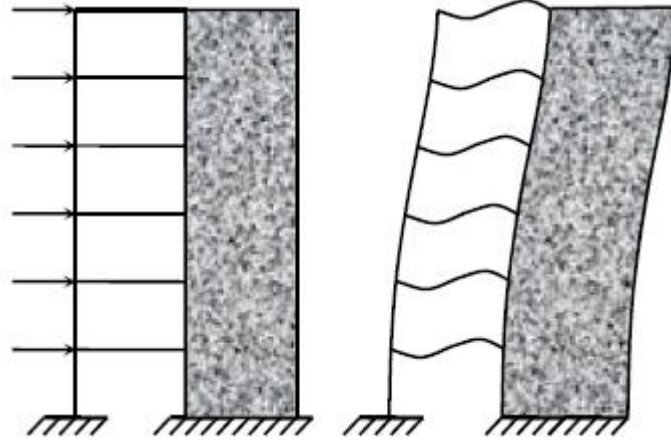
### 1.2.1.3. Betonarme Perde Duvarlı ve Çerçevesi Sistemler

Karma sistemlerde düşey ve yatay yükler, çerçeveler ve perdeler ile birlikte taşınır. Karma sistemlerde çerçeve perdenin, perde çerçevenin dezavantajını kapatmaktadır.

Az katlı perde duvarlı çerçevesi yapılarında deprem yüklerinin büyük bir bölümü perde duvarlar tarafından taşınmaktadır. Çok katlı perde duvarlı çerçevesi yapılarında kat sayısı arttıkça üst katlarda perde duvarların yatay yüklerden aldıkları pay giderek azalmakta, çerçeveler daha etkili olmaktadır. Çerçevesi sistem bir yapıda yükseklik ile birlikte katlar arasındaki görelî kat ötelemeleri giderek azalmakta, oysa perde duvarlı bir yapıda söz konusu ötelemeler yükseklik arttıkça artmaktadır. Taşıyıcı sistemin perde duvar ve çerçeveden oluşması halinde ise alt katlarda perde duvarlar daha etkili olup çerçevenin ötelenmesini kısıtlarken, üst katlarda ise çerçeve perdenin ötelenmesini kısıtlamaktadır [2].

Perde ve çerçeveye gelen yatay yükler, rijitlik oranlarına ve bağ kirişlerine bağlıdır. Ancak bu faktör fazla etkili olmayıp perde boyutları ile çerçeve açıklıkları arasındaki oran perde momentlerine tesir eder. Deprem yükü, rijitlik oranlarına göre çok büyük olduğundan, yükün büyük bölümü perdeler tarafından taşınır. Çok katlı perdeli çerçevesi yapılarında üst katlarda perdelerin aldığı yatay kuvvet giderek azalır. Aynı düzlemdeki perdeler tek başlarına konsol kiriş, bağlantı kirişlerle beraber perde çifti olarak davranış gösterirler. Çok katlı yapılarında perdeler yapıya rijitlik kazandırır. Az katlı kolonlu perdeli yapıda yatay yüklerden perdenin aldığı kuvvet büyük olup çok katlı yapılarında yapı yüksekliğince giderek azalır. Perde ve çerçeveler eşit yatay ötelemeler yapacağından, perde ve çerçeveler arasında ortak bir yük paylaşımı olur. Perdeler eğilme kirişi davranışı, çerçeveler kayma kirişi davranışı gösterir. Eğilme deformasyonu yapan perde, kayma

deformasyonu yapan çerçeve beraber çalışma durumunda perde çerçeve etkileşimi olur [6]. Şekil 1.5.'de perde duvarlı çerçevesel sistem bir yapının davranışı gösterilmektedir.



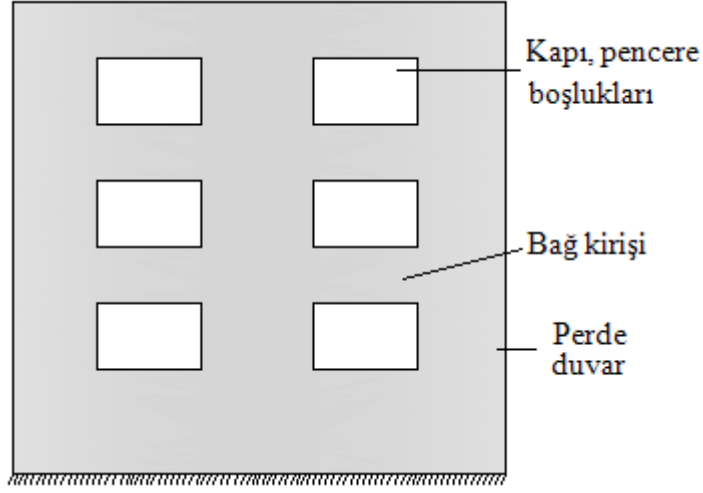
Şekil 1.5. Perde duvarlı çerçevesel sistem [2].

#### 1.2.1.4. Boşluk Betonarme Perde Duvarlı Sistemler

Dolu perdeler çeşitli nedenlerle (kapı, pencere vb. boşluk bırakılması) boşlukların açılması ile boşluklu perdeler teşkil edilir. Elde edilen sistem, bir çeşit kolon rijitlikleri, bağ kirişi rijitliklerine göre çok büyük olan bir çerçevesel sistemdir. Boşlukların iki yanındaki kolonlar perde davranışı gösterirler [6].

Bu sistemde kolonların rijitlikleri kirişlerin rijitliklerine oranla çok büyüktür. Bunun bir sonucu olarak katlar arasında, boşluklu perdenin kolonları çift eğrilikli bir durum oluşturmazlar. Boşlukların iki yanındaki kolonlar birer perde gibi davranırlar, fakat kirişler çift eğrilikli bir şekil değiştirme gösterirler. Böylece, boşluklu perde hem eğilme kirişi özelliği, hem de kayma kirişi özelliği gösterir [5].

Boşluklu perde duvarlı sistemlerde en büyük problem perdeleri birbirine bağlayan bağ kirişlerinde oluşmaktadır. Bu nedenle bağlantı kirişlerinin boyutları seçilirken cömert davranmalı ve donatı detaylarına dikkat edilmelidir.



Şekil 1.6. Boşluklu perde

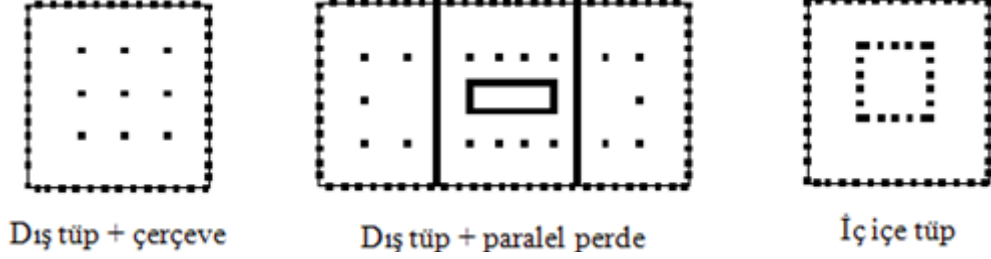
### 1.2.1.5. Tüp Sistemler

Yapı yüksekliğinin 30 kattan fazla olması durumunda, perde duvarlı çerçeve sistemler yeterli yatay rijitliği sağlayamazlar ve bunun bir sonucu olarak, yapı ekonomik olarak çok pahalı ve inşaat teknolojisi açısından zor olmaya başlamaktadır.

Tüp sistemin yatay yük taşıyıcı elemanları boşluklu dikdörtgen halka tüp olarak düşünülebilen ve yapının dış yüzeyine küçük aralıklarla yerleştirilen kolonlar ve bu kolonları kat seviyesinde bağlayan kirişlerden oluşan elemanlardır. Kolon aralıkları 1-3 m arasında değişmekte, bazı durumlarda 5 m ye kadar artırılmaktadır. Kolonları kuşaklama bağlayan kirişlerin yüksekliği ise 0,6-1,2 m genişlikleri ise 0,25 m- 1,00 m arasında değişmektedir. Bu sistemler çerçeve tüp olarak da adlandırılmaktadır [2].

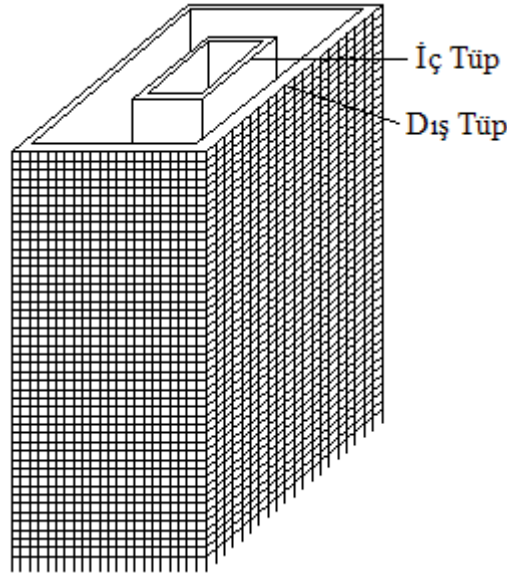
Tüp çerçeve sistemlerin projelendirilmesinde, kolon ve kiriş rijitliklerini birbirine dengeli olacak şekilde seçmek önemlidir. Gerek kolonlar, gerekse kirişler bir bütünlük içinde çalışarak tüp etkinliğini oluşturmalı ve yatay yüklere karşı yeterli direnci sağlamalıdır. Tüp sistemlerin uygulandığı modern yapılarda kolon aralıkları ve kiriş boyutları, mukavemet yerine, gerekli yatay ötelenme rijitliği tarafından belirlenir. Tüp çerçeve taşıyıcı sistem, perde duvarların konsol kiriş davranışı ile, çerçevesel sistemlerin kayma kirişi davranışını birleştirmektedir. Yatay yüklerin oluşturduğu devrilme momentleri, yapının çevresinde oluşturulan tüp tarafından karşılanmakta ve kuvvet çifti etkisi ile kolonlarda basınç ve çekme kuvvetleri oluşturmaktadır. Yatay kuvvetleri

dengelemek için gerekli kesme kuvvetleri ise, yatay kuvvet doğrultusundaki kolon ve kirişlerin deformasyonları ile sağlanmaktadır [5].



Şekil 1.7. Tüp sistemlere örnekler

Yüksek yapıların döşeme planının ortasında, genellikle asansör, merdiven, mekanik araç gereçleri toplayan çekirdek bir alan bulunur. Bu çekirdek alanın çevresi perde duvar ile kapatılır ve bu perde duvar yüksekliğince devam ettirilirse, bir çekirdek perde sistemi oluşturulmuş olur. Yapı çevresine de sık aralıklarla kolonlar yerleştirilir ve her kat düzeyinde derin kirişlerle birbirine bağlanırsa, bir dış tüp çerçeve elde edilir. Dış tüp ve iç tüp, diyafram işlevi gören kat döşemeleriyle birbirine bağlanırsa, bir bütün olarak çalışan bir dış tüp - iç tüp yapı sistemi oluşturulmuş olur. Dış tüp - iç tüp yapı sistemleri, çerçeve tüp sistemlerinin yatay yük taşıma etkinliğini arttıırırlar. İç çekirdek perdenin kullanılmasıyla, çerçeve tüpün sergilediği çerçeve davranışı (kayma kirişi deformasyonu) büyük ölçüde giderilmiş olur [5].



Şekil 1.8. Dış tüp ve iç tüp taşıyıcı sistem [5].

### 1.3. Depreme Dayanıklı Taşıyıcı Sistem Seçiminde Dikkat Edilecek Hususlar

Deprem yönetmeliğinde bina düzensizlik durumları planda ve düşeyde olmak üzere iki ana gruba ayrılmıştır.

A- Planda düzensizlik durumları

- A1- Burulma düzensizliği
- A2- Döşeme süreksizlikleri
- A3- Planda çıkıntı durumu

B- Düşey doğrultuda düzensizlik durumları

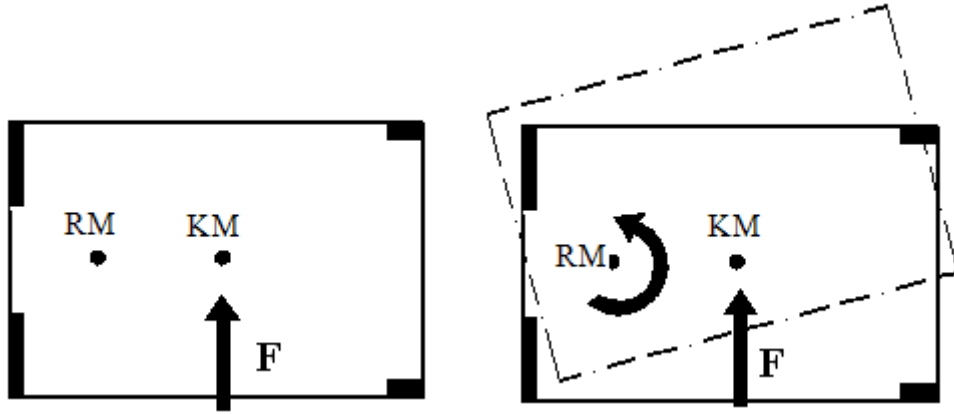
- B1- Komşu katlar arası dayanım düzensizliği (Zayıf kat)
- B2- Komşu katlar arası rijitlik düzensizliği (Yumuşak kat)
- B3- Taşıyıcı sistemin düşey elemanlarının süreksizliği

#### 1.3.1. Planda Düzensizlikler

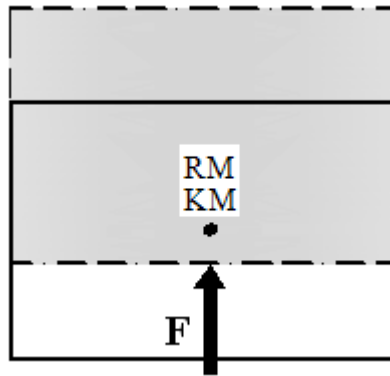
##### 1.3.1.1. Burulma Düzensizliği

Yatay kuvvetler etkisinde kalan bir yapıda kütle merkezi ile rijitlik merkezinin çakışmaması durumunda yapıda burulma meydana gelerek kolonlara ilave kesme

kuvvetleri gelir. Yatay kuvvetler yapının kat kütle merkezine etkir ve yapı rijitlik merkezi etrafında döner. Bu tür düzensizlik türü planda kolon ve perdeleri simetrik yerleştirilmeyen yapılarda meydana gelir. Eğer kat kütle merkezi ile rijitlik merkezi çakışmıssa yapı yatay kuvvetlerin etkisinde eşit ötelenme yaparak burulma momenti oluşmaz.



Şekil 1.9. Yapının rijitlik merkezi etrafında dönmesi



Şekil 1.10. Kütle merkezi ile rijitlik merkezinin çakışması durumu

A1 burulma düzensizliği, birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi biri için, herhangi bir katta en büyük görelî kat ötelenmesinin o katta aynı doğrultudaki ortalama görelî ötelenmeye oranını ifade eden burulma düzensizliği katsayısı  $\eta_{bi}$ 'nin 1,2'den büyük olması durumudur [7].

Deprem yönetmeliğine göre  $d_i$  binanın  $i$ 'inci katında deprem yüklerine göre hesaplanan yer değiştirme,  $(\Delta_i)_{maks}$  binanın  $i$ 'inci katındaki maksimum görelî kat ötelenmesi,  $(\Delta_i)_{min}$  binanın  $i$ 'inci katındaki minimum görelî kat ötelenmesi,  $(\Delta_i)_{ort}$  binanın



$i$ 'inci katındaki ortalama görelî kat ötelenmesini göstermek üzere burulma düzensizliği katsayısı,

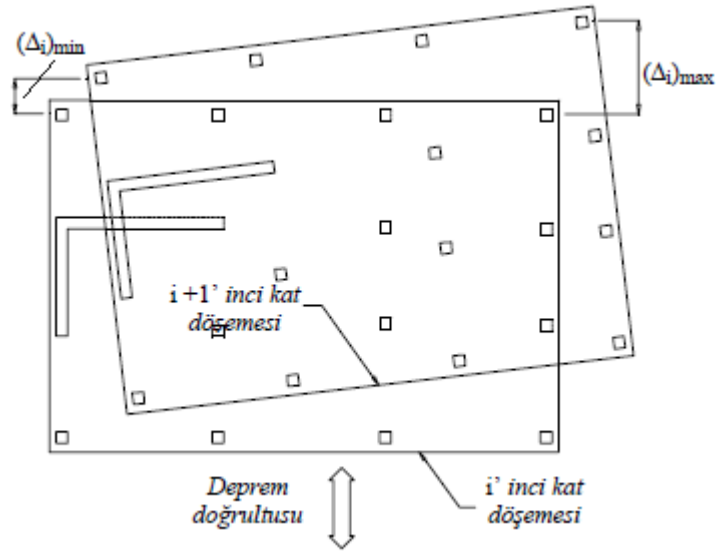
$$\eta_{bi} = \Delta_{i \text{ maks}} / \Delta_{i \text{ ort}} > 1,2 \quad (1.1)$$

$$(\Delta_{i})_{\text{maks}} = (d_i)_{\text{maks}} - (d_{i-1})_{\text{maks}} \quad (1.2)$$

$$(\Delta_{i})_{\text{min}} = (d_i)_{\text{min}} - (d_{i-1})_{\text{min}} \quad (1.3)$$

$$(\Delta_{i})_{\text{ort}} = (\Delta_{i \text{ maks}} + \Delta_{i \text{ min}}) / 2 \quad (1.4)$$

bağıntıları ile belirlenir.



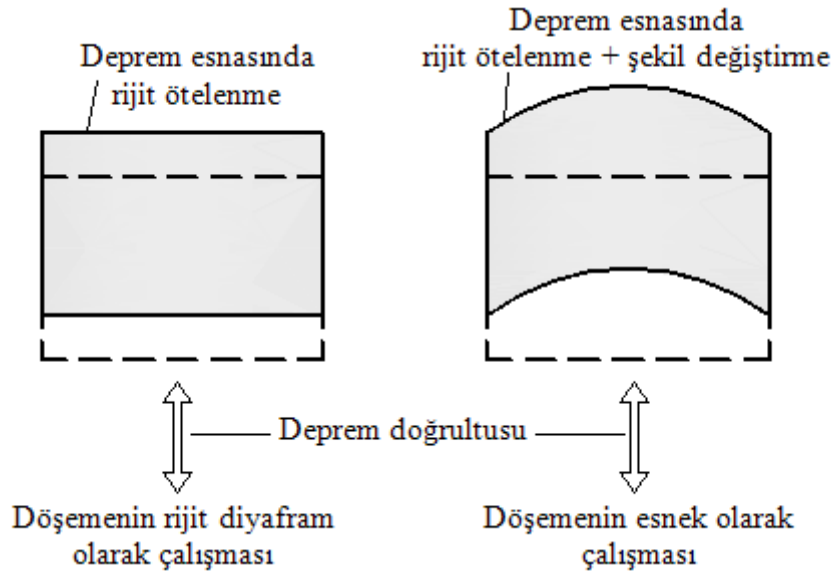
Şekil 1.11. Döşemelerin rijit diyafram olarak çalıştığı yapılarda burulma [7].

Yapıda burulma düzensizliği olması durumunda burulma düzensizliği katsayısı  $1,2 < \eta_{bi} < 2,0$  ise taşıyıcı sistem iptal edilmeyip %5 dış merkezliğin  $D_i = (\eta_{bi} / 1,2)^2$  ile çarpılarak büyütülmesi deprem yönetmeliğinde ifade edilmektedir.

Yapıda oluşacak A1 burulma düzensizliğini önlemek için perdeler ve kolonlar elden geldiğince simetrik yerleştirilerek kütle merkezi ile rijitlik merkezinin çakışması sağlanmalı veya kütle merkezi ile rijitlik merkezi arasındaki mesafe çok küçük tutulmalıdır. Çevre perdeleri burulmada daha etkili olması sebebiyle perdeler elden geldiğince yapı dış kenarlarına yerleştirilmelidir.

### 1.3.1.2. Döşemelerde Düzensizlikler

Döşemelerin depremdeki görevi, düşey yüklerin yanında yatay deprem yüklerini de düşey taşıyıcılara güvenli bir şekilde aktarmaktır. Yapılara depremden dolayı etkiyecek olan yükler ağırlıkla orantılı olduğundan ve yapı ağırlığının da büyük bir kısmı kat seviyelerinde toplandığından, döşemeler düzlemleri içinde etkiyen yatay kuvvetlerin etkisinde kalmaktadır. Döşeme rijit ise, diğer bir deyişle rijit diyafram olarak çalışıyorsa yatay yükler altında, kendi içinde deforme olmadan rijit bir kütle gibi öteleme hareketi yapacaktır. Döşeme bu şekilde rijit bir diyafram olarak çalışabiliyorsa yatay kuvvetler rijitlikleri oranında düşey taşıyıcılara aktarılacaktır. Döşeme esnekse, yani esnek diyafram olarak çalışıyorsa rijit ötelenmenin yanında şekil değiştirme de yapacaktır. Bu durumda döşemeyi rijit diyafram olarak dikkate alıp yapılan hesaplar geçersiz olacaktır. Çünkü hesaplarda elemanların yatay yükleri rijitlikleri oranında paylaşacakları öngörülmüş olmasına rağmen, esnek durumda bazı elemanlar öngörülenden daha büyük kesme kuvvetlerinin etkisinde kalabilecektir. Bu da fazla zorlanan düşey taşıyıcı elemanların hasar görmesine yol açacaktır [2].

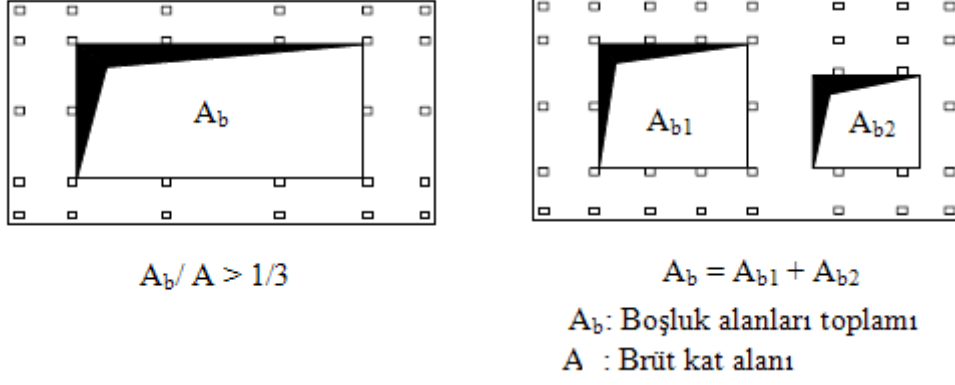


Şekil 1.12. Döşemenin rijit ve esnek diyafram olarak çalışması [2].

Deprem yönetmeliğinde aşağıda belirtilen hususlar A2 türü düzensizlik olarak tanımlanmaktadır.

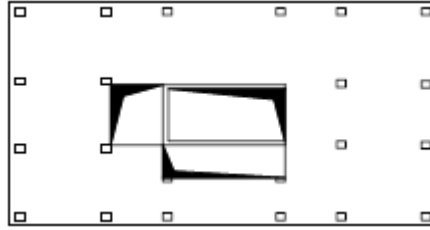
Herhangi bir kattaki döşemede,

I- Merdiven ve asansör boşlukları dahil, boşluk alanları toplamının kat brüt alanının 1/3'ünden fazla olması durumu,



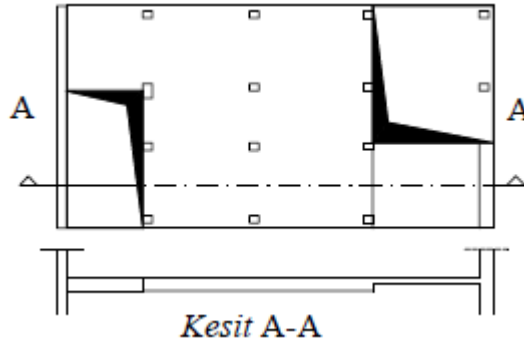
Şekil 1.13. A2 düzensizlik durumu-I [7].

II- Deprem yüklerinin, düşey taşıyıcı sistem elemanlarına güvenle aktarılmasını güçleştiren yerel döşeme boşluklarının bulunması durumu,



Şekil 1.14. A2 düzensizlik durumu-II [7].

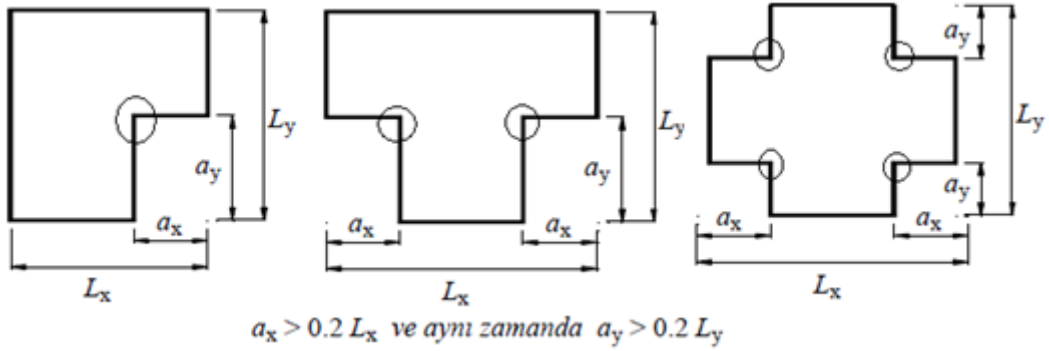
III- Döşemenin düzlem içi rijitlik dayanımında ani azalmaların olması durumu,



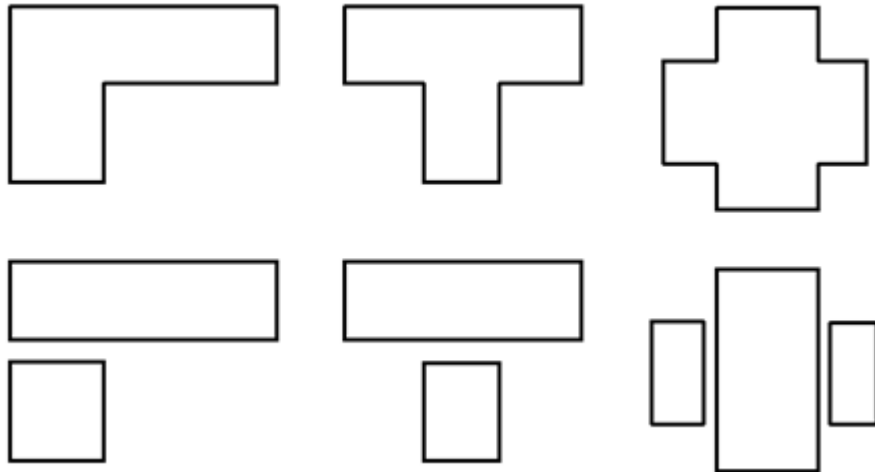
Şekil 1.15. A2 düzensizlik durumu-III [7].

### 1.3.1.3. Planda Çıkıntı Düzensizlikleri

Deprem yönetmeliğinde A3 türü düzensizlik için bina kat planlarında çıkıntı yapan kısımların birbirine dik iki doğrultudaki boyutlarının her ikisinin de, binanın o katının aynı doğrultudaki toplam plan boyutlarının %20 sinden daha büyük olması durumunda A3 türü düzensizliğin meydana geleceği ifade edilmektedir (Şekil 1.16). Yapı kat planında büyük girinti çıkıntıların bulunduğu durumda geometri değişiminin olduğu kesitlerde aşırı gerilme yığılmaları aşırı zorlanmalar meydana gelir. Yapıda A3 türü düzensizliğin oluşmaması için yapı yeterli genişlikte derzlere ayrılmalıdır.



Şekil 1.16. A3 türü düzensizlik



Şekil 1.17. Yapıların derzlere ayrılması

### 1.3.2. Yükseklik Üzerinde Düzensizlikler

#### 1.3.2.1. Dayanım Düzensizliği

Komşu katlar arası dayanım düzensizliği betonarme binalarda, birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi birinde, herhangi bir kattaki etkili kesme alanına oranı olarak dayanım düzensizliği katsayısı  $\eta_{ci}$ ' inin 0,80'den küçük olması durumudur [7].

Dayanım düzensizliği katsayısı  $\sum A_e$  herhangi bir katta göz önüne alınan deprem doğrultusundaki etkili kesme alanını,  $\sum A_w$  herhangi bir katta kolon en kesiti etkin gövde alanlarının toplamını,  $\sum A_g$  herhangi bir katta göz önüne alınan deprem doğrultusuna paralel doğrultuda perde elemanların en kesit alanlarının toplamını,  $\sum A_k$  herhangi bir katta göz önüne alınan deprem doğrultusuna paralel kagir dolgu duvar alanlarının toplamını göstermek üzere;

$$\eta_{ci} = (\sum A_e)_i / (\sum A_e)_{i+1} < 0,80 \quad (1.5.)$$

$$\sum A_e = \sum A_w + \sum A_g + 0,15 \sum A_k \quad (1.6.)$$

bağıntıları ile belirlenir.

#### 1.3.2.2. Rijitlik Düzensizliği

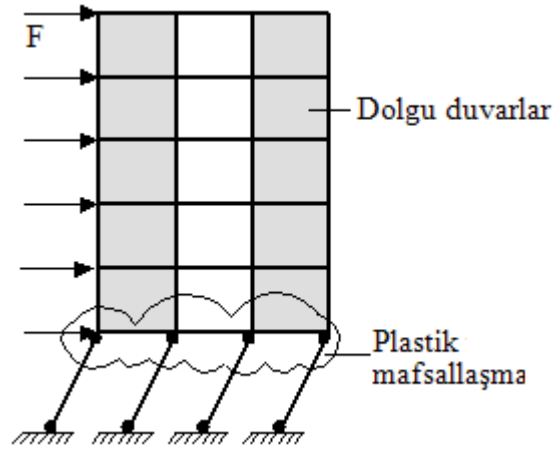
Birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi biri için, herhangi bir i'inci kattaki ortalama görelî kat öteleme oranının bir üst veya bir alttaki ortalama görelî kat öteleme oranına bölünmesi ile tanımlanan rijitlik düzensizliği katsayısı  $\eta_{ki}$ 'nin 2 den büyük olması durumu komşu katlar arası rijitsizlik düzensizliği olarak tanımlanmaktadır [7].

Rijitlik düzensizliği katsayısı,  $\Delta_i$  i. kattaki görelî kat ötelenmesini,  $h_i$  kat yüksekliğini göstermek üzere;

$$\eta_{ki} = (\Delta_i / h_i)_{ort} / (\Delta_{i+1} / h_{i+1})_{ort} > 2,0 \quad (1.7.)$$

bağıntısı ile belirlenir.

Bu düzensizlik türü genelde yüksekliği diğer katlara göre daha fazla olan duvar örülmeyen bol camlı zemin katlarda görülmektedir. Üst katların duvarla örülmesi ve kat yüksekliğinin zemin kat yüksekliğinden daha az olması nedeniyle üst yapı zemin kata göre daha rijit olmaktadır. Daha rijit olan üst yapıda göreceli ötelenmeler çok az olmakta ve yapının yapacağı yer değiştirmenin tamamına yakını zemin katta olarak bu kat yumuşak kat durumuna düşmektedir. Deprem yükleri altında yapının zemin katındaki kolonlarda mafsallaşma olarak yapı göçebilmektedir.



Şekil 1.18. Yumuşak kat oluşumu [5].

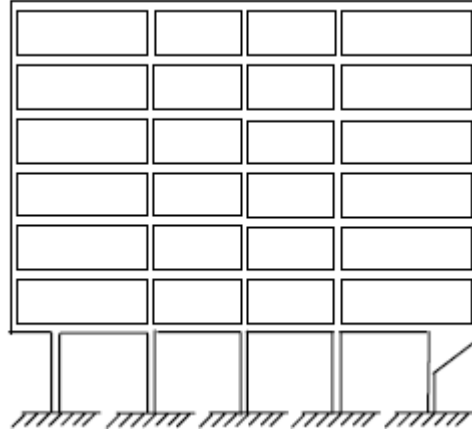


Şekil 1.19. Yumuşak kat düzensizliği nedeniyle hasar görmüş yapılar [4].

### 1.3.2.3. Düşey Elemanların Süreksizliği

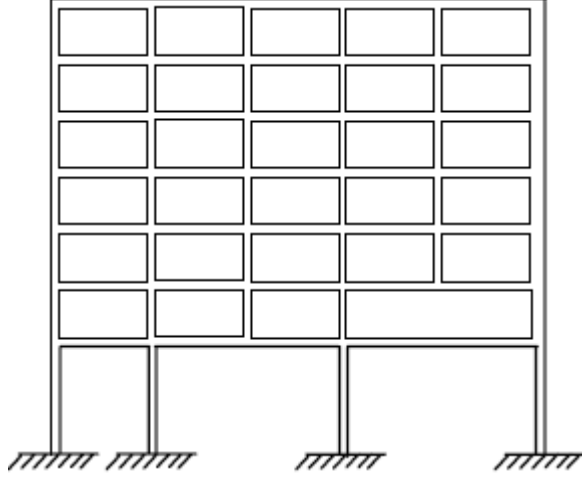
Bu tür düzensizlik türü taşıyıcı sistemin düşey elemanlarının (kolon veya perdelerin) bazı katlarda kaldırılarak kirişlerin veya guseli kolonların üstüne veya ucuna oturtulması, ya da üst kattaki perdelerin altta kolonlara oturtulması durumudur [7].

(a) Kolonlar hiçbir durumda, binanın herhangi bir katında konsol kirişlerin veya alttaki kolonlarda oluşturulan guselerin üstüne veya ucuna oturtulmasına hiçbir zaman izin verilmez (Şekil 1.20.).



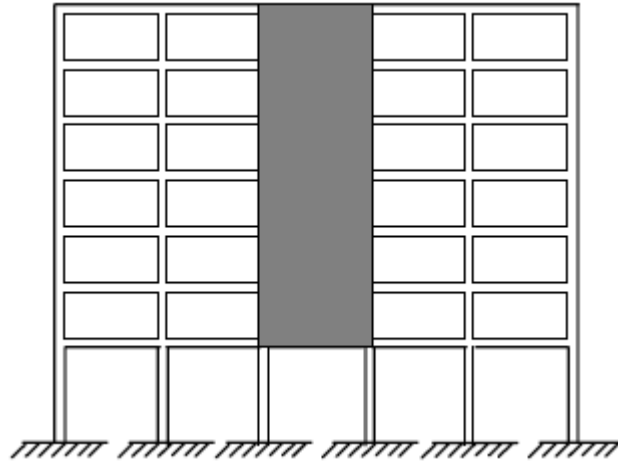
Şekil 1.20. Kolonların konsol veya guselere oturtulması durumu [7].

(b) Kolonun iki ucundan mesnetli bir kirişe oturması durumunda, kirişin bütün kesitlerinde ve ayrıca göz önüne alınan deprem doğrultusunda bu kirişin bağlandığı düğüm noktalarına birleşen diğer kiriş ve kolonların bütün kesitlerinde, düşey yükler ve depremin ortak etkisinden oluşan tüm iç kuvvet değerleri %50 oranında artırılmalıdır (Şekil 1.21).



Şekil 1.21. Kolonun iki ucundan mesnetli kirişe oturması durumu [7].

(c) Üst kattaki perdenin altta kolonlara oturtulmasına hiçbir zaman izin verilmez (Şekil 1.22).

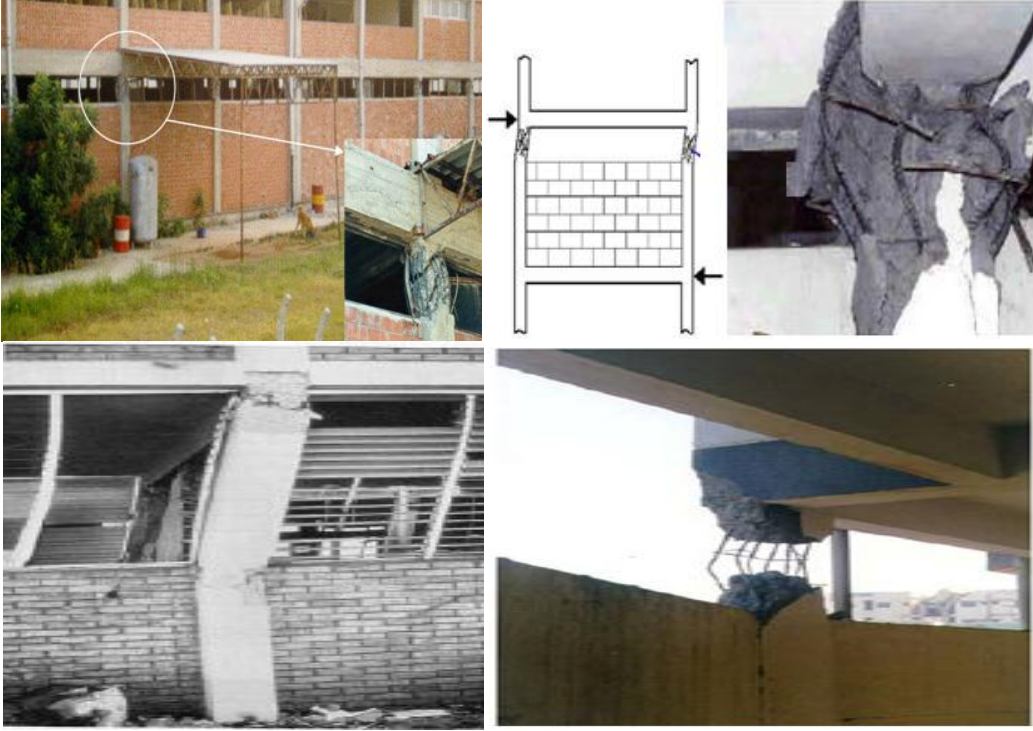


Şekil 1.22. Perdenin kolonlara oturması durumu [7].

(d) Binanın herhangi bir katında, perdelerin kendi düzlemi içinde kirişlerin üstüne açıklık ortasına oturtulmasına hiçbir zaman izin verilmez (Şekil 1.23.).

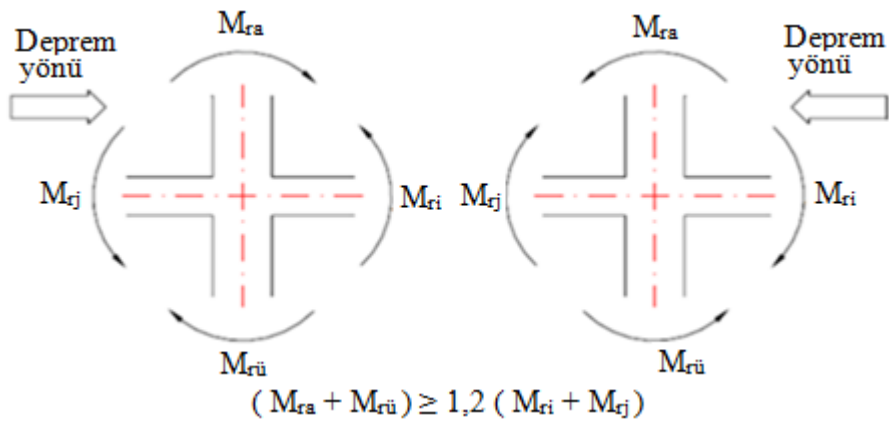






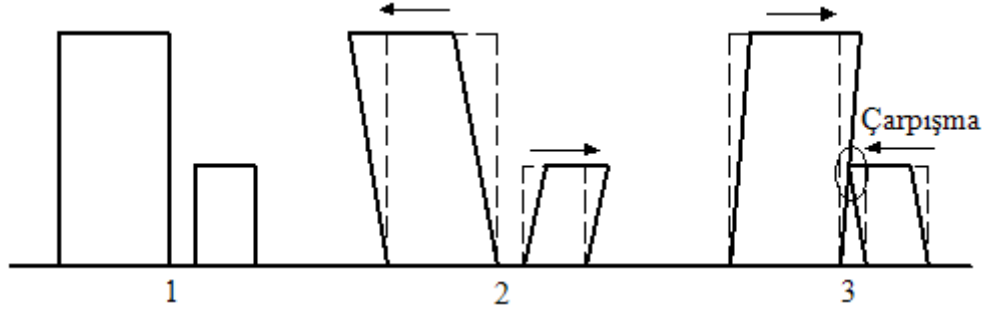
Şekil 1.25. Kısa kolon hasarları [4].

Kuvvetli kolon zayıf kiriş durumu: Yapıda plastik mafsallara donatının akma konumuna erişmesi ile büyük dönmelerin meydana gelmesi sonucu oluşur. Plastik mafsalların klasik mafsallardan farkı momentin sıfırdan farklı olmasıdır. Sünek bir yapı için plastik mafsalların kolonlar yerine kirişlerde olması gerekmektedir. Plastik mafsalların kolonlar yerine kirişlerde olmasını sağlamak için deprem yönetmeliğinde kolonların kirişlerden güçlü olması koşulu getirilmiştir (Şekil 1.26.).



Şekil 1.26. Güçlü kolon zayıf kiriş durumu

Yapılar arasında bırakılacak boşluk durumu: Bitişik nizamlı yapılar arasında derz olmaması ya da yetersiz genişlikte derz bulunması deprem açısından son derece sakıncalıdır. Bitişik inşa edilmiş yapıların doğal periyotları birbirinden farklı olacağından dolayı deprem esnasında yapılar birbirine çarparak, çarpışan yüzeylerde beton ezilmeleri kolon, kiriş kırılmaları gibi çeşitli hasarlar meydana gelecektir (Şekil 1.27).

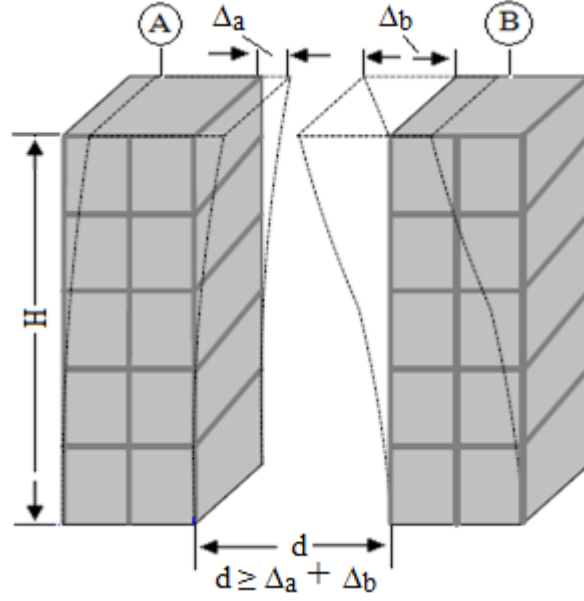


Şekil 1.27. Periyotları farklı olan yapıların çarpışması



Şekil 1.28. Çarpışma hasarları [4].

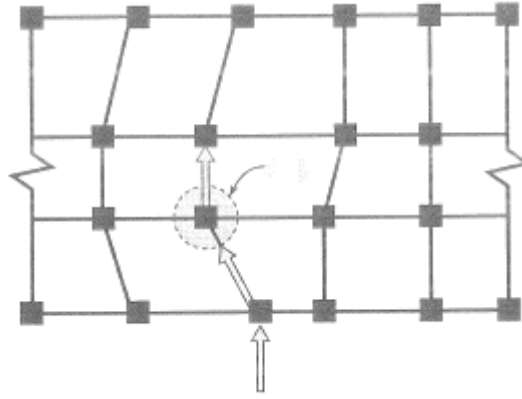
Deprem esnasında yapıların çarpışmasını önlemek için yapılar arasında yeterli genişlikte derz bırakılmalıdır. Teorik olarak yapılar arasında bırakılması gereken derz genişliği her iki yapının da yapacağı maksimum yatay yer değiştirmelerin toplamından büyük olmalıdır (Şekil 1.29). Deprem yönetmeliğine göre bırakılması gereken minimum derz boşluğu, 6 m yüksekliğe kadar en az 30 mm olmalı ve bu değere 6 m' den sonraki her 3 m' lik yükseklik için en az 10 mm eklenmelidir.



Şekil 1.29. Yapılar arasında bırakılması gereken derz [4].

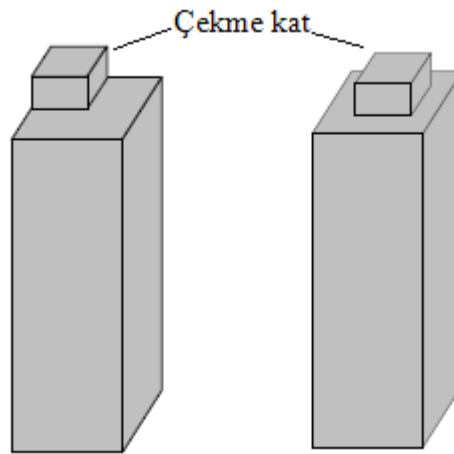
Kirişsiz veya asmolen gibi döşemelere sahip yapılarda yatay yükü karşılayacak elemanların olmayışı: Kirişsiz döşemeli ve asmolen döşemeli sistemlerde yatay elemanların rijitliği düşüktür. Bu tür döşemelere sahip yapılarda yatay yükler altında yer değiştirmeler çok fazla olur. Hatta ikinci mertebe kesit etkileri büyük değerler alır ve yapının göçmesine neden olabilir. Kirişsiz veya asmolen döşemeli yapılarda yatay yükü karşılayacak perdelerin veya eğik elemanların olması gerekir.

Kat planı içinde kırık akslı kirişlerin olması durumu: Kat döşemesi kirişleri birbirleri ile dikey (ortogonal) kesişmelidir. Kirişlerin kırık aks oluşturmasına izin verilmemelidir (Şekil 1.30). Kırık akslı kirişlerden oluşan ve aynı düzlem içinde kalmayan çerçevelerin, yatay yüklere karşı direnci zayıftır. Düşey ve yatay yükler altında, kırık akslı kirişlerin düğüm noktalarında kuvvetlerin ani yön değişikliği, ek zorlanmaların oluşmasına yol açar [5].



Şekil 1.30. Kat planı içinde kırık akslı kirişler [5].

**Çekme Kat Düzensizliği:** Çekme katlı yapılarda bir tür kütle yığılması vardır. Buna ek olarak, alt ve üst katlar arasında da yatay ötelenme rijitliği farkı vardır. Üst çekme katın simetrik olmayacak şekilde bir kenara daha yakın yerleştirilmesinin yapıyı daha da düzensiz yapacağı açıktır. İki yönde olan deprem ivmeleri altında, alt ve üst katlarda, birbiriyle uyumsuz eylemsizlik kuvvetleri oluşacaktır. Bu eylemsizlik kuvvetleri kat burulma momentine de yol açacaktır (Şekil 1.31) [5].



Şekil 1.31. Çekme kat düzensizliği

### 1.5. Yapılara Etkiyen Yükler

Bir yapının amaca uygun olarak projelendirilebilmesi için, hizmet süresi boyunca etkisinde kalacağı yüklerin gerçekçi bir şekilde belirlenmesi gerekmektedir. Çünkü taşıma gücü ve kullanılabilirlik sınır durumları için, yapılar kendilerine etkiyen yüklere karşı

yeterli dayanıma sahip olmalı ve kullanılabilir kalmalıdır. Bu durumda eğer yapının projelendirilmesinde dikkate alınan yükler gerçeğinden küçük olarak belirlenmişse, yapılarda aşırı sehimler, titreşimler, çatlaklar meydana gelebileceği gibi ağır hasarlar ya da yıkılmalar da oluşabilir. Diğer taraftan yüklerin gerçeğinden büyük seçilmesi halinde ise, bu yüklere göre tasarlanan yapısal elemanların boyutları artacağından, yapı hem ekonomik olmaktan çıkacak hem de ağırlığının artmasından dolayı daha büyük deprem yüklerinin etkisinde kalacaktır [2].

Yapılara kullanım süreci boyunca etkiyen yükler yerçekiminden doğan yükler ve yatay yükler olarak sınıflandırılabilir.

### **1.5.1. Yerçekiminden Doğan Yükler**

Yerçekiminden doğan yükler kendi içinde sabit yükler ve hareketli yükler olmak üzere ikiye ayrılır.

#### **1.5.1.1. Sabit Yükler**

Yapılara kullanım süresi boyunca sürekli olarak etkiyen yükler olarak tanımlanabilir. Sabit yükler değişik kaynaklarda kalıcı yük, daimi yük, zati yük, öz ağırlık ve ölü yük olarak tanımlanmaktadır.

Bir binada sabit yükler; çatı ağırlığı, sıva ve kaplama malzeme ağırlıkları, döşeme ağırlıkları, duvar ağırlıkları, kolon ağırlıkları, perde duvar ağırlıkları, giriş ağırlıkları, temel ağırlıklarından oluşur.

#### **1.5.1.2. Hareketli Yükler**

Kullanım süresince yapı üzerinde uzun süreli olarak kalmayan ya da yapı üzerinde bazen bulunup, bazen bulunmayan yükler hareketli yük olarak tanımlanmaktadır. Canlılar, eşyalar, depolama malzemeleri, makineler, araç ve gereçler, vinçler, taşıtlar (kapalı otoparklarda), kar, hareketli yük sınıfına girmektedir [2].

Çizelge 1.1. Düzgün yayılı düşey hareketli yük hesap değerleri [8].

Kullanma Şekli				Hesap Değeri
	ÇATILAR Yatay veya 1/20'ye kadar eğimli	Döşemeler	MERDİVENLER (Sahanlık ve merdiven girişi dahil)	KN/m <sup>2</sup>
1		Çatı arası odalar		1,5
2	Zaman zaman kullanılan çatılar	Konut, teras, oda ve koridorlar, bürolar, konutlardaki 50 m <sup>2</sup> 'ye kadar olan dükkanlar, hastane odaları		2
	ÇATILAR Yatay veya 1/20'ye kadar eğimli	Döşemeler	MERDİVENKER (Sahanlık ve merdiven girişi dahil)	Hesap Değeri KN/m <sup>2</sup>
3	Konut toleranslarının kullanılması ve çiçeklik (bahçe yapılması)	Hastanelerin mutfakları, muayene odaları, poliklinik odaları, sınıflar, yatakhaneler, anfiler	Konut merdivenleri	3,5
4		-Camiler -Tiyatro ve sinemalar -Spor, dans ve sergi salonları -Tribünler (oturma yeri sabit olan) -Toplantı ve bekleme salonları -Mağazalar -Lokantalar -Kütüphaneler -Arşivler -Hafif ağırlıklı atölyeler -Büyük mutfaklar, kantinler -Mezbahalar -Fırınlr -Büyükbaş hayvan ahırları -Balkonlar 10 m <sup>2</sup> ' ye kadar -Büro, hastane, okul, tiyatro, sinema, kütüphane, depo vb. genel yapı koridorları		5
5		-Tribünler (oturma yeri sabit olmayan)		7,5
6		-Garajlar (Toplam ağırlığı 2,5 tona kadar olan araçlar için)		5

TS 498 de en az üç tam kattan fazla yük taşıyan kolon, bağ kirişi, perde duvarı temel duvarı ve bunun gibi yapı elemanlarının hesaplanmasında ve buna eşdeğer zemin basıncı belirlenmesinde gerekli olan hareketli yük değerlerinde azaltma yapılabileceği ifade edilmektedir (Çizelge 1.2).

Çizelge 1.2. En az üç tam kattan fazla yük taşıyan yapı elemanları için hareketli yük azaltma değerleri [8].

a) Konut vs.													
Kat sayısı		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	% eksiltme değeri	0	0	0	20	40	60	80	80	90	40	40	40
2	Azaltma değeri ( $\beta$ )	1	1	1	0,95	0,88	0,8	0,71	0,65	0,6	0,6	0,6	0,6
b) Atölye, işyeri, imalathane vs.													
3	% eksiltme değeri	0	0	0	10	20	30	40	40	40	20	20	20
4	Azaltma değeri ( $\beta$ )	1	1	1	0,98	0,94	0,9	0,86	0,83	0,8	0,8	0,8	0,8

Yapıya etkiyen kar yükü hesaplanırken yatayla  $\alpha$  açısı kadar eğim yapan ve kar yağmasının engellenmediği çatılarda  $1 \text{ m}^2$  ye KN cinsinden etkiyen kar yükü hesap değeri ( $P_k$ );

$$P_k = 1 - \frac{\alpha - 30^\circ}{40^\circ} P_{ko} \quad (1.8)$$

bağıntısıyla hesaplanır.

Bölgelere göre zati kar yükü değerleri Çizelge 1.3 de verilmektedir.

Çizelge 1.3. Zati kar yükü ( $P_{ko}$ ) değerleri  $\text{KN/m}^2$  [8].

	1	2	3	4	5
1	Yapı yerinin denizden yüksekliği	BÖLGELER			
	m	I	II	III	IV
	200	0,75	0,75	0,75	0,75
2	300	0,75	0,75	0,75	0,80
	400	0,75	0,75	0,75	0,80
	500	0,75	0,75	0,75	0,85
3	600	0,75	0,75	0,80	0,90
	700	0,75	0,75	0,85	0,95
	800	0,80	0,85	1,25	1,40
4	900	0,80	0,95	1,30	1,50
	1000	0,80	1,05	1,35	1,60
5	>1000	1000 m <sup>2</sup> 'ye tekabül eden değerler, 1500 m <sup>2</sup> 'ye kadar %10, 1500 m <sup>2</sup> 'den yukarı yüksekliklerde %15 artırılır.			



## 1.6. Deprem ve Rüzgar Yükleri

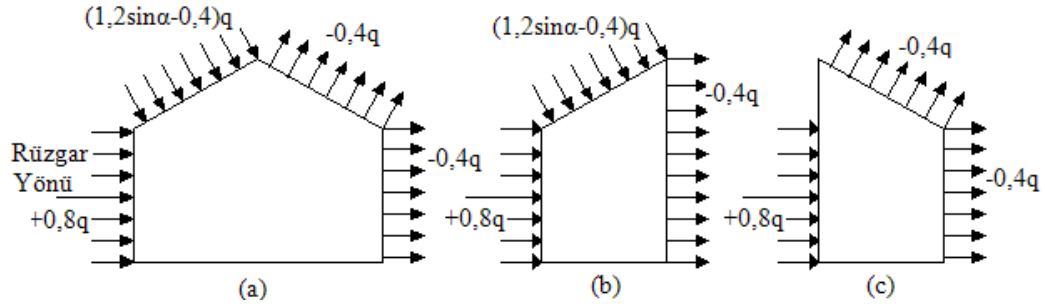
### 1.6.1. Rüzgar Yükleri

Rüzgar yükü ülkemizde diğer yapılara göre daha ağır olan betonarme yapılar için deprem kadar önemli olmasa da zaman zaman çatıların uçması ve kalkan duvarlarının yıkılması gibi olaylara neden olmakta, dolayısıyla mal kaybının yanında can kaybına da neden olmaktadır [2].

Rüzgar yükü hesabı yapının geometrisine bağlıdır (Şekil 1.32). Bir yapının bütününde rüzgar yükü bileşkesinin büyüklüğü;  $C_f$  aerodinamik yük katsayısını,  $q$  emme (hız basıncı),  $A$  etkilenen yüzey alanını ( $m^2$ ) göstermek üzere;

$$W = C_f \cdot q \cdot A \quad (1.9)$$

bağıntısıyla belirlenir.



Şekil 1.32. Planda kare kesitli ve eğik çatılı kapalı yapılarda rüzgar yükünün ana taşıyıcı sistem doğrultusunda dağıtımını

Bina yüksekliği boyunca dış yüzeye dik olarak etkiyen rüzgar basıncı ( $w$ );  $C_p$  emme katsayısını,  $q$  rüzgar basıncını ( $KN/m^2$ ) göstermek üzere,

$$w = C_p \cdot q \quad (1.10)$$

bağıntısıyla belirlenir. Bina yüksekliğine bağlı olarak rüzgar hızı ve emme değerleri Çizelge 1.4. de verilmektedir.

Çizelge 1.4. Yüksekliğe bağlı olarak rüzgar hızı ve emme [8].

Zeminden Yükseklik m	Rüzgar Hızı V m/s	Emme Q (KN/m <sup>2</sup> )
0-8	28	0,5
9-20	36	0,8
21-100	42	1,1
>100	46	1,3

### 1.6.2. Deprem Yükleri

Deprem yükü hesabı için Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelikte üç yöntem önerilmektedir. Bunlar:

- Eşdeğer deprem yükü yöntemi
- Mod birleştirme yöntemi
- Zaman tanım alanında hesap yöntemi

Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi deprem yönetmeliğinde önerilen üç yöntemden en kolay olanıdır. Bu yöntem Eşdeğer Statik Yöntem olarak da bilinmektedir. Yüklerin hesabında, yapı ve zemine ilişkin periyot değerleri gibi dinamik parametrelerin kullanılması nedeniyle Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi sadece birinci modun dikkate alındığı dinamik bir yöntem olarak da kabul edilmektedir [2]. Bu bölümde sadece Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi açıklanmaktadır.

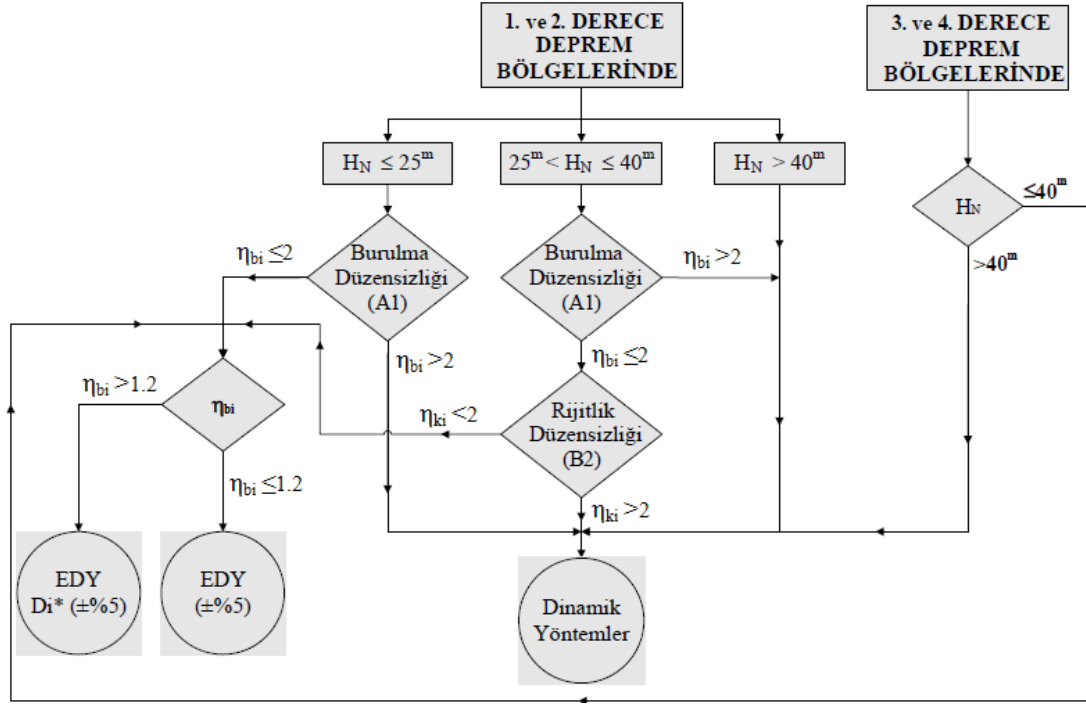
Çizelge 1.5 ve Şekil 1.33 de Eşdeğer Deprem Yükü Yönteminin hangi koşullarda kullanılabileceği gösterilmektedir.

Çizelge 1.5. Eşdeğer deprem yükü yönteminin uygulanabileceği binalar [7].

Deprem Bölgesi	Bina Türü	Toplam Yükseklik Sınırı
1,2	Her bir katta burulma düzensizliği katsayısının $\eta_{bi} \leq 2,0$ koşulunu sağladığı binalar	$H_N \leq 25$ m

Çizelge 1.5.'in devamı

1,2	Her bir katta burulma düzensizliği katsayısının $\eta_{bi} \leq 2,0$ koşulunu sağladığı ve ayrıca B2 türü düzensizliğin olmadığı binalar	$H_N \leq 40$ m
3,4	Tüm binalar	$H_N \leq 40$ m



Şekil 1.33. Deprem hesap yönteminin belirlenmesi

### 1.6.2.1. Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi İle Hesabı

1) Kat ağırlığı;  $w_i$  i. katın ağırlığını,  $g_i$  i. kat sabit yüklerinin toplamını,  $n$  hareketli yük azaltma katsayısını göstermek üzere,

$$w_i = g_i + nq_i \quad (1.11)$$

bağıntısı ile belirlenir.

Binada kullanılacak olan hareketli yük katılım katsayıları Çizelge 1.6 da verilmektedir.

Çizelge 1.6. Hareketli yük katılım katsayısı (n) [7].

<b>Binanın Kullanım Amacı</b>	<b>n</b>
Depo, antrepo, vb.	0,80
Okul, yurt, spor tesisi, sinema, tiyatro, konser salonu, garaj, lokanta, mağaza, vb.	0,60
Konut, işyeri, otel, hastane, vb.	0,30

2) Yapı toplam ağırlığı;  $W$  yapının toplam ağırlığını,  $w_i$  i. katın ağırlığını göstermek üzere,

$$W = \sum_{i=1}^N w_i \quad (1.12)$$

bağıntısıyla belirlenir.

3) Etkin yer ivme katsayısı ( $A_0$ ) Çizelge 1.7'den alınır.

Çizelge 1.7. Etkin Yer İvmesi Katsayısı ( $A_0$ ) [7].

<b>Deprem Bölgesi</b>	<b><math>A_0</math></b>
1	0,40
2	0,30
3	0,20
4	0,10

4) Bina önem katsayısı (I) Çizelge 1.8' den alınır.

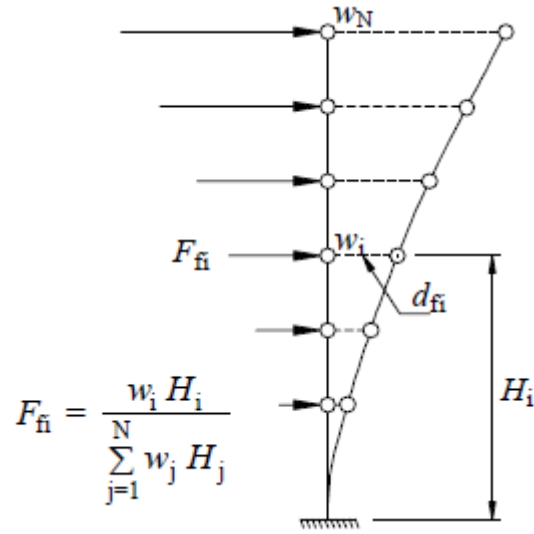
Çizelge 1.8. Bina Önem Katsayısı (I) [7].

<b>Binanın Kullanım Amacı veya Türü</b>	<b>(I)</b>
<b>1. Deprem sonrası gereken binalar ve tehlikeli madde</b> <u>İçeren binalar</u> <b>a)</b> Deprem sonrasında hemen kullanılması gerekli binalar (Hastaneler, dispanserler, sağlık ocakları, itfaiye bina ve tesisleri, PTT ve diğer haberleşme tesisleri, ulaşım istasyonları ve terminalleri, Enerji üretim ve dağıtım tesisleri; vilayet kaymakamlık ve belediye Yönetim binaları, ilk yardım ve afet planlama istasyonları) <b>b)</b> Toksik, patlayıcı, parlayıcı, vb özellikleri olan maddelerin bulunduğu veya depolandığı binalar	1,5
<b>2. İnsanların uzun süreli ve yoğun olarak bulunduğu ve değerli eşyanın saklandığı binalar</b> <b>a)</b> Okullar, diğer eğitim bina ve tesisleri, yurt ve yatakhaneler, askeri kışlalar, cezaevleri, vb. <b>b)</b> Müzeler	1,4
<b>3. İnsanların kısa süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar</b> Spor tesisleri, sinema, tiyatro ve konser salonları, vb.	1,2
<b>4. Diğer binalar</b> Yukarıdaki tanımlara girmeyen diğer binalar (Konutlar, işyerleri, oteller, bina türü endüstri yapıları, vb)	1,0

5) Binanın birinci moduna ilişkin doğal titreşim periyodu  $T_1$ ;  $m_i$  binanın  $i$ . katının kütesini,  $F_{fi}$   $i$ . kata etkileyen fiktif yükü,  $d_{fi}$  fiktif yüke göre hesaplanan yer değiştirmeyi göstermek üzere,

$$T_1 = 2\pi \left( \frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot d_{fi}^2}{\sum_{i=1}^N F_{fi} \cdot d_{fi}} \right)^{1/2} \quad (1.13)$$

bağıntısıyla hesaplanır.



Şekil 1.34. Kurgusal yük ve etkiye yüksekliği

6)  $S(T_1)$  spektrum katsayısı Çizelge 1.9, 1.10, 1.11, 1.12 de verilen zemin grupları, yerel zemin sınıfları, spektrum karakteristik periyotlarına bağlı olarak belirlenir.

Çizelge 1.9. Zemin grupları [7].

Zemin Grubu	Zemin Grubu Tanımı	Stand. Penetr. (N/30)	Relatif Sıkılık (%)	Serbest Basınç Direnci	Kayma Dalgası Hızı (m/s)
(A)	1. Masif volkanik kayalar ve ayrışmamış sağlam metamorfik kayalar, sert çimentolu tortul kayalar	-	-	>1000	>1000
	2. Çok sıkı kum, çakıl	>50	85-100	-	>700
	3. Sert kil ve siltli kil	>32	-	>400	>700
(B)	1. Tüf ve aglomera gibi gevşek Volkanik kayalar, süreksizlik düzlemleri bulunan ayrışmış çimentolu tortul kayalar.	-	-	500-1000	700-1000
	2. Sıkı kum, çakıl	30-50	65-85	-	400-700
	3. Çok katı kil ve siltli kil.	16-32	-	200-400	300-700

Çizelge 1.9.' un devamı

(C)	1. Yumuşak süreksizlik düzlemleri bulunan çok ayrışmış metamorfik kayalar ve çimentolu tortul kayalar	-	-	<500	400-700
	2. Orta sıkı kum, çakıl	10-30	35-65	-	200-400
	3. Katı kil ve siltli kil	8-16	-	100-200	200-300
(D)	1. Yer altı su seviyesinin yüksek olduğu yumuşak, kalın alüvyon tabakaları	-	-	-	<200
	2. Gevşek kum	<10	<35	-	<200
	3. Yumuşak kil, siltli kil	<8	-	<100	<200

Çizelge 1.10. Yerel zemin sınıfları [7].

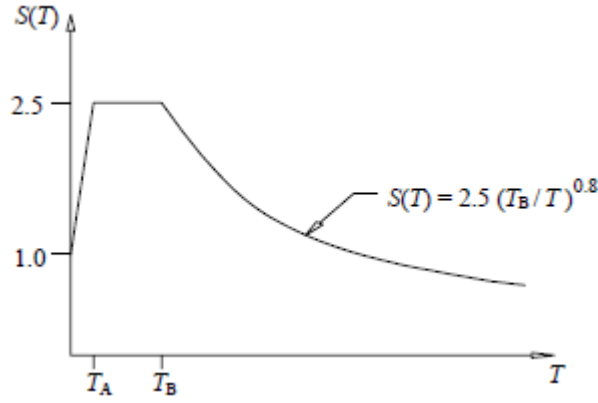
Yerel Zemin Sınıfı	Çizelge 1.9'a göre Zemin Grubu ve En Üst Zemin Tabakası Kalınlığı ( $h_1$ )
Z1	(A) grubu zeminler $h_1 \leq 15$ m olan (B) grubu zeminler
Z2	$h_1 > 15$ m olan (B) grubu zeminler $h_1 \leq 15$ m olan (C) grubu zeminler
Z3	$15 \text{ m} < h_1 \leq 50$ m olan (C) grubu zeminler $h_1 \leq 10$ olan (D) grubu zeminler
Z4	$h_1 > 50$ m olan (C) grubu zeminler $h_1 > 10$ m olan (D) grubu zeminler

Çizelge 1.11. Spektrum karakteristik periyotları [7].

Çizelge 1.10'a göre Yerel Zemin Sınıfı	$T_A(s)$	$T_B(s)$
Z1	0,10	0,30
Z2	0,15	0,40
Z3	0,15	0,60
Z4	0,20	0,90

Çizelge 1.12. Yapı periyoduna göre spektrum katsayısı [7].

Periyot Aralığı	$S(T_1)$
$0 \leq T_1 \leq T_A$	$1 + \frac{1,5 \cdot T_1}{T_A}$
$T_A \leq T_1 \leq T_B$	2,5
$T_1 > T_B$	$2,5 \left( \frac{T_B}{T_1} \right)^{0,8}$



Şekil 1.35. Spektrum katsayısının periyotla değişimi [7].

7) Bina türü yapılar için taşıyıcı sistem davranış katsayısı R, Çizelge 1.13 den alınır.

Çizelge 1.13. Taşıyıcı sistem davranış katsayısı [7].

BİNA TAŞIYICI SİSTEMİ	Süneklik Düzeyi Normal Sistemler	Süneklik Düzeyi Yüksek Sistemler
<b>(1) YERİNDE DÖKME BETONARME BİNALAR</b>		
(1.1) Deprem yüklerinin tamamının çerçevelerle taşındığı binalar	4	8
(1.2) Deprem yüklerinin tamamının bağ kirişli (boşluklu) perdelerle taşındığı binalar	4	7
(1.3) Deprem yüklerinin tamamının boşluksuz perdelerle taşındığı binalar	4	6



Çizelge 1.13'ün devamı

(1.4) Deprem yüklerinin çerçeveler ile boşluksuz ve/veya bağ kirişli (boşluklu) perdeler tarafından birlikte taşındığı binalar	4	7
<b>(2) PREFABRİKE BETONARME BİNALAR</b>		
(2.1) Deprem yüklerinin tamamının bağlantıları tersinir momentleri aktarabilen çerçevelerle taşındığı binalar.	3	7
(2.2) Deprem yüklerinin tamamının, üstteki bağlantıları mafsallı olan kolonlar tarafından taşındığı tek katlı binalar	-	3
(2.3) Deprem yüklerinin tamamının prefabrike veya yerinde dökme boşluksuz ve/veya bağ kirişli (boşluklu) perdelerle taşındığı, çerçeve bağlantıları mafsallı olan prefabrike binalar	-	5
(2.4) Deprem yüklerinin, bağlantıları tersinir momentleri aktarabilen prefabrike çerçeveler ile yerinde dökme boşluksuz ve/veya bağ kirişli (boşluklu) perdeler tarafından birlikte taşındığı binalar	3	6
<b>(3) ÇELİK BİNALAR</b>		
(3.1) Deprem yüklerinin tamamının çerçevelerle taşındığı binalar	5	8
(3.2) Deprem yüklerinin tamamının, üstteki bağlantıları mafsallı olan kolonlar tarafından taşındığı tek katlı binalar.	-	4
(3.3) Deprem yüklerinin tamamının çaprazlı perdeler veya yerinde dökme betonarme perdeler tarafından taşındığı tek katlı binalar.		
(a) Çaprazların merkezi olması durumu	4	5
(b) Çaprazların dışmerkez olması durumu	-	7
(c) Betonarme perdelerin kullanılması durumu	4	6
(3.4) Deprem yüklerinin çerçeveler ile çaprazlı çelik perdeler veya yerinde dökme betonarme perdeler tarafından birlikte taşındığı binalar		
(a) Çaprazların merkezi olması durumu	5	6
(b) Çaprazların dışmerkez olması durumu	-	8
(c) Betonarme perdelerin kullanılması durumu	4	7

8) Deprem yükü azaltma katsayısı  $R_a$ ; taşıyıcı sistem davranış katsayısına, yapı doğal periyoduna, zemin sınıfına göre dikkate alınan  $T_A$  parametresine bağlı olarak Çizelge 1.14 yardımıyla belirlenir.

Çizelge 1.14. Deprem yükü azaltma katsayısı [7].

Periyot Aralığı	$R_a(T)$
$0 \leq T_1 \leq T_A$	$1,5+R-\frac{1,5 \cdot T_1}{T_A}$
$T_1 > T_A$	R

9) Spektral ivme katsayısı  $A(T_1)$ ;

$$A(T_1) = A_0 \cdot I \cdot S(T_1) \quad (1.14)$$

bağıntısı ile hesaplanır.

10) Toplam eşdeğer deprem yükü (Taban kesme kuvveti)  $V_t$ ;

$$V_t = \frac{A(T_1)}{R_a(T_1)} \cdot W \geq 0,10 \cdot A_0 \cdot I \cdot W \quad (1.15)$$

bağıntısı ile hesaplanır.

11) Yüksek modların etkisini dikkate almak için binanın en üst katına etkiyen ek eşdeğer deprem yükü  $\Delta F_N$ ; N toplam kat adedini,  $V_t$  toplam taban kesme kuvvetini göstermek üzere,

$$\Delta F_N = 0,0075 \cdot N \cdot V_t \quad (1.16)$$

bağıntısı ile belirlenir.

12) Kat seviyelerine etkiyen deprem yükleri;

$$F_i = (V_t - \Delta F_N) \frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N (w_j H_j)} \quad (1.17)$$

bağıntısı ile belirlenir.

### 1.7. Yük Birleşimleri

TS 500 de öngörülen yük birleşimleri aşağıda belirtilmektedir.

a) Yalnızca düşey yükler için; G sabit yükü, Q hareketli yükü, T sıcaklık değişimi büzülme, farklı oturma vb. şekil değiştirme ve yer değiştirme nedeniyle oluşan yük etkisini göstermek üzere,

$$F_d = 1,4G + 1,6Q \quad (1.18)$$

$$F_d = G + 1,2Q + 1,2T \quad (1.19)$$

bağıntıları kullanılır.

b) Rüzgar yükünün söz konusu olduğu durumlarda denklem (1.18) ve (1.19) ile birlikte, W rüzgar yükünü göstermek üzere,

$$F_d = 1,0G + 1,3Q + 1,3W \quad (1.20)$$

$$F_d = 0,9G + 1,3W \quad (1.21)$$

bağıntıları kullanılır.

c) Deprem durumunda denklem (1.18) ve (1.19) ile birlikte, E deprem yükünü göstermek üzere,

$$F_d = 1,0G + 1,0Q + 1,0E \quad (1.22)$$

$$F_d = 0,9G + 1,0E \quad (1.23)$$

bağıntıları kullanılır.

d) Yanal toprak itkisi bulunan durumlarda denklem (1.18) ve (1.19) ile birlikte, H yatay toprak itkisini göstermek üzere,

$$F_d = 1,4G + 1,6Q + 1,6H \quad (1.24)$$

$$F_d = 0,9G + 1,6H \quad (1.25)$$

bağıntıları kullanılır.

e) Akışkan basıncı bulunan durumlarda, bu basınç 1,4 yük katsayısıyla çarpılarak içinde hareketli yük bulunan tüm yük birleşimlerine eklenir.

### 1.8. Betonarme Döşemeler

Kalınlığı, diğer iki boyutuna göre çok küçük olan ve düzlemine dik doğrultuda yüklenmiş taşıyıcı elemanlara plak adı verilmektedir. Döşemelerin görevi, kendilerine etkileyen düşey yükleri mesnetlenmiş olduğu kirişlere, perde duvarlara ya da doğrudan kolonlara aktarmaktır. Yapıya yatay yüklerin etkimesi durumunda yatay yükleri düşey taşıyıcı elemanlara rijitlikleri oranında paylaştırmaktır. Döşemenin bu görevi yerine getirebilmesi için döşemenin yeterli rijitliğe sahip olması gerekmektedir [2].

Bu bölümde döşemeler; kirişli döşemeler, kirişsiz döşemeler ve dişli döşemeler olmak üzere üç ana başlık altında incelenmektedir.

#### 1) Kirişli döşemeler (kirişli plak döşemeler)

- Bir doğrultuda çalışan kirişli döşemeler
- İki doğrultuda çalışan kirişli döşemeler

#### 2) Kirişsiz döşemeler (kirişsiz plak döşemeler)

- Tablasız ve başlıksız kirişsiz döşemeler
- Tablalı kirişsiz döşemeler
- Başlıklı kirişsiz döşemeler (mantar döşemeler)
- Başlıklı ve tablalı kirişsiz döşemeler

#### 3) Dişli döşemeler

- Bir doğrultuda dişli döşemeler
  - Dolgusuz dişli döşeme (nervürlü döşeme)
  - Dolgu bloklı dişli döşeme (asmolen döşeme)
- İki doğrultuda dişli döşemeler (kaset döşemeler)

Döşeme tipi seçimine karar verirken bölgenin depremselliği, geçilecek açıklık miktarı, etkiyecek yükün miktarı ve çeşidi, yapının kullanım amacı gibi parametreler etkili olmaktadır.

### 1.8.1. Kirişli Döşemeler

Kirişli döşemeler yükleri ve kenarları çok büyük olmayan konut tipi yapılarda en çok kullanılan döşeme tipidir. Kirişli döşemeler bir doğrultuda çalışan döşemeler ve iki doğrultuda çalışan döşemeler olmak üzere ikiye ayrılmaktadır. Kirişli döşemelere örnek Şekil 1.36 da gösterilmektedir.

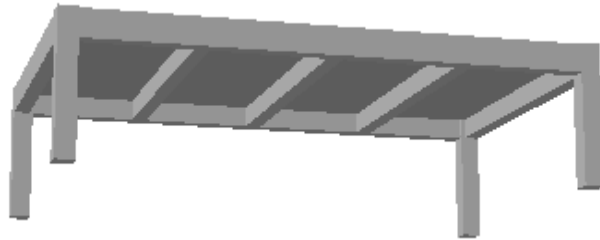


Şekil 1.36. Kirişli döşeme

#### 1.8.1.1. Bir Doğrultuda Çalışan Kirişli Döşemeler

Döşeme uzun kenarının döşeme kısa kenarına oranının ( $m$ ), 2 den büyük olduğu döşemeler bir doğrultuda çalışan döşemeler olarak adlandırılmaktadır. Bir doğrultuda çalışan döşemeye örnek Şekil 1.37 de gösterilmektedir.

$$m = \frac{l_l}{l_s} \geq 2 \quad (1.26)$$

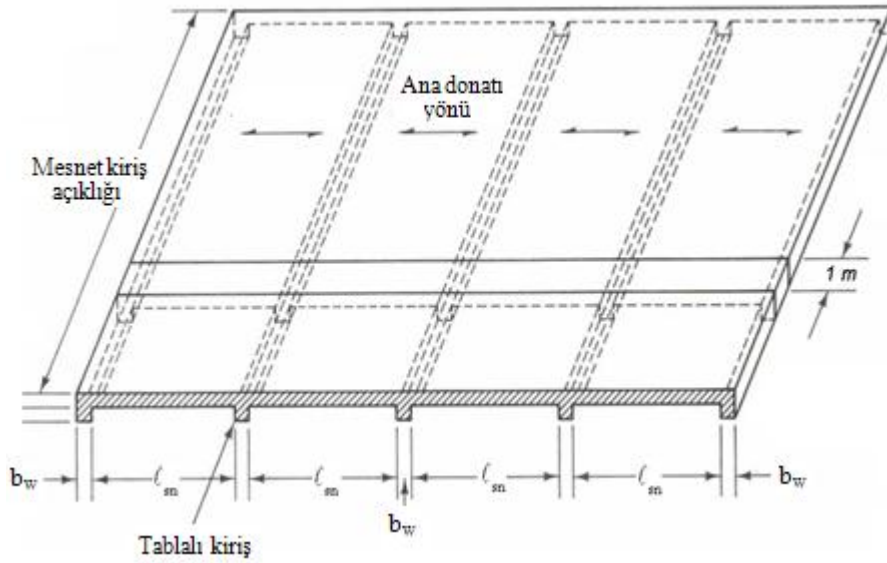


Şekil 1.37. Bir doğrultuda çalışan kirişli döşeme

Bu döşeme tipinde uzun kenar doğrultusunda taşınan yük ihmal edilebilecek kadar küçük olduğundan çekme donatısı döşemeye kısa kenar doğrultusunda yerleştirilir. Sıcaklık değişimi ve büzülme gibi etkilerden doğan ek gerilmeleri karşılayabilmek için uzun kenar doğrultusu için hesap yapılmayıp dağıtma donatısı yerleştirilir.

### 1.8.1.1.1. Bir Doğrultuda Çalışan Kirişli Döşemelerin Yapısal Çözümlemesi

Bu döşemelerin yerüstü yapıları için sürekli döşeme olarak inşa edilmesi halinde, yayılı yük altındaki eğilme momentinin hesabında mesnetlerinde serbestçe dönebilen sürekli kiriş teorisine göre hesaplanabilmektedir [2]. Sürekli kiriş teorisinde döşemenin statik hesapları kısa kenar doğrultusundan alınan 1 m genişliğindeki döşeme şeridi için yapılır.



Şekil 1.38. Bir doğrultuda çalışan döşemede 1 m genişliğindeki döşeme şeridi

Herhangi komşu iki açıklığının birbirine oranı 0,8 den küçük olmayan sürekli plaklar için, hareketli yükün kalıcı yüke oranının 2,0 den küçük olduğu eşit yayılı yük durumunda, momentler aşağıda verilen katsayılardan yaklaşık olarak hesaplanabilir [9].

Açıklık Momentleri

- Kenar Açıklıklarda :  $M_d = P_d \cdot \ell^2 / 11$
- İç açıklıklarda :  $M_d = P_d \cdot \ell^2 / 15$

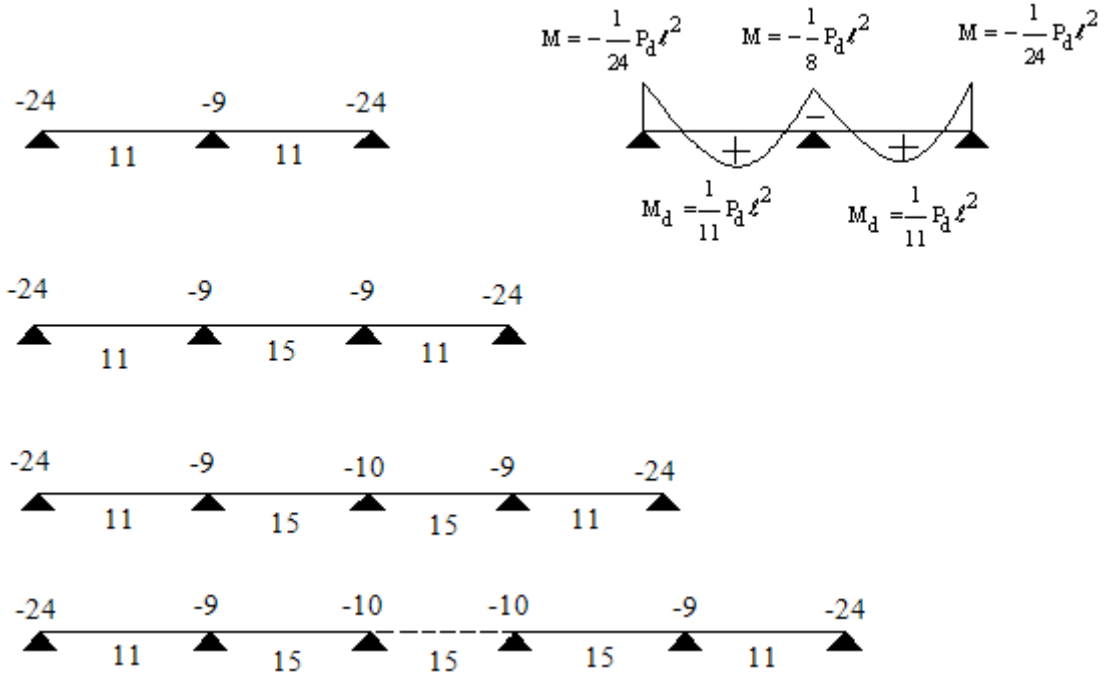
### Mesnet Momentleri

#### İki Açıklıklı plaklarda

- Dış Mesnetlerde :  $M_d = - P_d \cdot \ell^2 / 24$
- İç Mesnetlerde :  $M_d = - P_d \cdot \ell^2 / 8$

#### İkiden fazla açıklıklı plaklarda

- Dış mesnetlerde :  $M_d = - P_d \cdot \ell^2 / 24$
- Kenar açıklığın iç mesnetinde :  $M_d = - P_d \cdot \ell^2 / 9$
- Diğer iç mesnetlerde :  $M_d = - P_d \cdot \ell^2 / 10$



Şekil 1.39. Sürekli kiriş teorisinde yapısal çözümlemede kullanılan moment katsayıları [2].

Yukarıdaki denklemlerde  $\ell$  hesap açıklığıdır. Duvarlara serbestçe oturan döşemelerde bu açıklık, serbest açıklığa döşeme kalınlığı eklenerek bulunur. Ancak, bu değer hiçbir mesnet eksenleri arasındaki uzaklıktan fazla ve serbest açıklığın 1,05 katından az olmamalıdır. Mesnet momenti hesaplanırken komşu açıklıkların ve yüklerin ortalaması alınmalıdır.

Bir doğrultuda çalışan döşemelerin tasarım mesnet momenti, mesnet ortasındaki momentten  $\Delta M = V a / 3$  değerinin çıkartılması ile bulunur. Burada “V” hesap yapılan açıklığa ait mesnet kesme kuvveti, “a” ise mesnet genişliğidir. Mesnet genişliği açıklığın





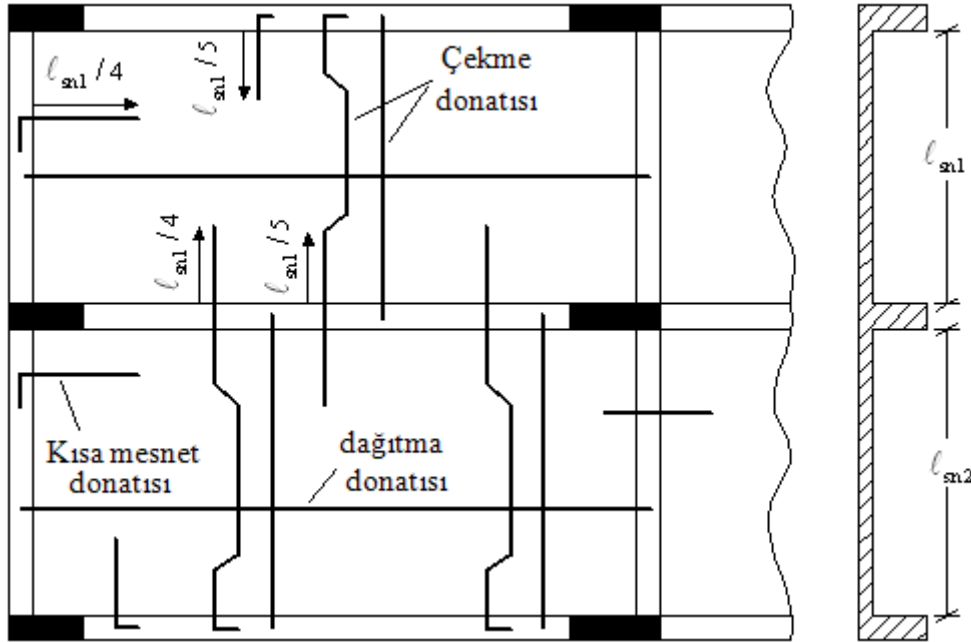
Çekme donatısı oranı	: $\rho \geq 0,003$ (S220)	$\rho \geq 0,002$ (S420)
Dağıtma donatısı oranı ve alanı	: $\rho_d \geq 0,2\rho$	$A_d = 0,2A_s$
Çekme donatısı aralığı	: $S_s \leq 1,5h_f$	$S_s \leq 200$ mm
Dağıtma donatısı aralığı	: $S_\ell \leq 300$ mm	

Asal donatıya dik kısa mesnet donatısı alan ve aralığı:

$$A_{km} \geq 0,6 A_s \quad A_{km} \geq 0,6 A_s$$

$$A_{km} \geq \emptyset 8/200 \text{ (S220)} \quad A_{km} \geq \emptyset 8/300 \text{ (S420)}$$

Ayrıca net beton örtüsü  $C_c \geq 15$  mm koşulunu sağlamalıdır.



Şekil 1.41. Bir doğrultuda çalışan döşemede donatı düzeni

### 1.8.1.2. İki Doğrultuda Çalışan Kirişli Döşemeler

Döşeme uzun kenarının döşeme kısa kenarına oranı  $m \leq 2$  olan döşemeler iki doğrultuda çalışan döşemeler olarak adlandırılmaktadır.

$$m = \frac{l_\ell}{l_s} \leq 2 \quad (1.27)$$

### 1.8.1.2.1. İki Doğrultuda Çalışan Kirişli Döşemelerin Yapısal Çözümlemesi

Kirişli döşeme sistemlerinde açıklıkların birbirinden fazla farklı olmadığı veya daha kesin hesap gerekmediği durumlarda kullanılabilir.

Döşemenin birim genişliği (1,00 m) için, açıklık ve mesnetlerdeki eğilme momentleri  $\alpha$  moment katsayısını,  $P_d$  tasarım yükünü,  $\ell_{sn}$  döşeme kısa kenar net açıklığını göstermek üzere;

$$M_d = \alpha \cdot P_d \cdot \ell_{sn}^2 \quad (1.28)$$

bağıntısıyla hesaplanır.

İki doğrultuda çalışan kirişli döşemelere ait moment katsayıları Çizelge 1.15 de verilmektedir.

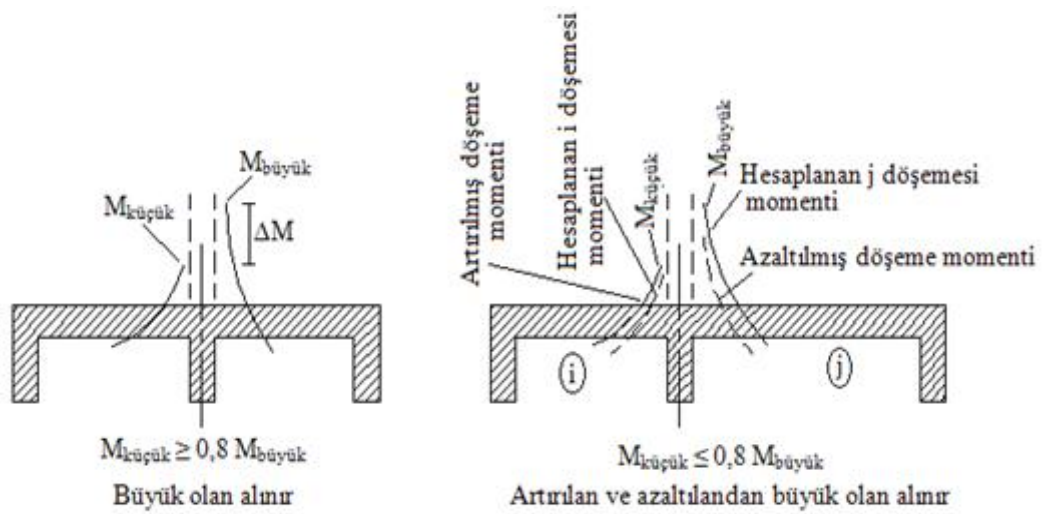
Çizelge 1.15. Moment katsayıları

Döşemenin Sınır Koşulları	Kısa kenar doğrultusunda								Uzun kenar doğr.
	Kenar oranı (m)								
	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50	1,75	2,00	
<b>DÖRT KENAR SÜREKLİ</b>									
Negatif moment sürekli kenerlarda	0,033	0,040	0,045	0,050	0,054	0,059	0,071	0,083	0,033
Pozitif moment açıklık ortasında	0,025	0,030	0,034	0,038	0,041	0,045	0,053	0,062	0,025
<b>BİR KENAR SÜREKSİZ</b>									
Negatif moment sürekli kenerlarda	0,042	0,047	0,053	0,057	0,061	0,065	0,075	0,085	0,041
Pozitif moment açıklık ortasında	0,031	0,035	0,040	0,043	0,046	0,049	0,056	0,064	0,031
<b>İKİ KOMŞU KENAR SÜREKSİZ</b>									
Negatif moment sürekli kenerlarda	0,049	0,056	0,062	0,066	0,070	0,073	0,082	0,090	0,049
Pozitif moment açıklık ortasında	0,037	0,042	0,047	0,050	0,053	0,055	0,062	0,068	0,037
<b>İKİ KISA KENAR SÜREKSİZ</b>									
Negatif moment sürekli kenerlarda	0,056	0,061	0,065	0,069	0,071	0,073	0,077	0,080	-
Pozitif moment açıklık ortasında	0,044	0,046	0,049	0,051	0,053	0,055	0,058	0,060	0,044
<b>İKİ UZUN KENAR SÜREKSİZ</b>									
Negatif moment sürekli kenerlarda	-	-	-	-	-	-	-	-	0,056
Pozitif moment açıklık ortasında	0,044	0,053	0,060	0,065	0,068	0,071	0,077	0,080	0,044

Çizelge 1.15' in devamı

ÜÇ KENAR SÜREKSİZ									
Negatif moment sürekli kenerlarda	0,058	0,065	0,071	0,077	0,081	0,085	0,092	0,098	0,058
Pozitif moment açıklık ortasında	0,044	0,049	0,054	0,058	0,061	0,064	0,069	0,074	0,044
DÖRT KENAR SÜREKSİZ									
Pozitif moment açıklık ortasında	0,050	0,057	0,062	0,067	0,071	0,075	0,081	0,083	0,050

Çizelge 1.15 de verilen katsayılar yardımıyla hesaplanan döşeme mesnet momentleri, kiriş mesnet yüzündeki değerlerdir. Bu durumda iki komşu döşemenin boyut ve mesnetlenme şekline bağlı olarak, ortak mesnedin her iki yüzündeki moment değerleri de birbirinden farklı olabilir (Şekil 1.42). Komşu iki döşeme için hesaplanan mesnet momentlerinden küçük olanının, büyüğüne oranı 0,8 den küçük değilse donatı hesabında büyük moment dikkate alınabilir. Bu oran 0,8 den küçükse momentler arasındaki farkın üçte birinin, kirişin burulma rijitliği ile taşındığı kabul edilerek, diğer üçte ikisi döşemelere rijitlikleri orantılı olarak dağıtılır. Bu dağıtma işlemi sonucunda büyük moment bir miktar azaltılmış, küçük moment ise artırılmış olmaktadır. Hesaplama sonucunda azalmış ve artmış moment değerlerinden büyük olanı, iki komşu döşemenin ortak tasarım mesnet momenti olarak dikkate alınır. Momentlerin azaltılmasında ya da artırılmasında kullanılacak olan döşeme rijitlikleri, döşemenin malzemesine, mesnet koşullarına ve boyutlarına bağlı olarak hesaplanabilir [2].



Şekil 1.42. Yaklaşık yöntemle hesaplanan, artırılan ve azaltılan mesnet momentleri [2].

Döşeme rijitliklerine bağlı olarak i ve j döşemeleri için dağıtma katsayıları,

$$r_i = \frac{k_i}{k_i + k_j} \quad \text{ve} \quad r_j = 1 - r_i \quad (1.29)$$

bağıntılarıyla bulunur.

Momentler arasındaki fark;

$$\Delta M = M_{\text{büyük}} - M_{\text{küçük}} \quad (1.30)$$

bağıntısıyla hesaplanır.

Bu fark moment hesaplandıktan sonra, j döşemesi için hesaplanan mesnet momentinin daha büyük olması durumunda,

$$-M_i = M_{\text{küçük}} + r_i \frac{2}{3} \Delta M \quad (1.31)$$

$$-M_j = M_{\text{büyük}} + r_j \frac{2}{3} \Delta M \quad (1.32)$$

momentleri belirlenerek, bunlardan değeri büyük olanı komşu iki döşemenin ortak tasarım mesnet momenti olarak dikkate alınır [2].

#### **1.8.1.2.2. İki Doğrultuda Çalışan Kirişli Döşemelerde Boyut ve Donatılara İlişkin Koşullar**

Bu döşemelerdeki donatı düzenlemesinin, bir doğrultuda çalışan kirişli döşemeninkinden farkı, her iki doğrultu için de çekme donatısının yerleştirilmesidir. Dolayısıyla her iki doğrultuda hem açıklık, hem de mesnet momentine göre çekme donatısı hesaplanmakta, dağıtma donatısı ise bulunmamaktadır. Bu durumda iki doğrultuda çalışan bir döşemede, iki doğrultu için açıklık donatısı ve dört kenar için mesnet donatısı hesabının yapılması gerekli olmaktadır. Ortak mesnete her iki döşemeden gelen pilyelerin mesnet donatısı olarak yetersiz kalması durumunda, ek mesnet donatısının yerleştirilmesi gerekmektedir [2]. Yönetmeliklerde iki doğrultuda çalışan kirişli döşemeler için belirtilen koşullar Çizelge 1.16 da gösterilmektedir.

Çizelge 1.16. İki doğrultuda çalışan kirişli döşeme kalınlıkları için sınır değerler

$h_f \geq$	80 mm		
	$\frac{\ell_{sn}}{15 + \frac{20}{m}} \left( 1 - \frac{\alpha_s}{4} \right)$		
	$\ell_{sn} / 25$	Bir açıklıklı döşeme	Döşeme kalınlıklarının bu değerlerden büyük seçilmesi halinde sehim hesabına gerek yoktur.
	$\ell_{sn} / 30$	Sürekli döşeme kenar açıklık	
$\ell_{sn} / 35$	Sürekli döşeme iç açıklık		

Donatılar aşağıda verilen koşulları sağlamalıdır.

$$\text{Donatı oranı : } \rho_s \text{ ve } \rho_\ell \geq 0,0015$$

Kısa kenar doğrultusunda yerleştirilen donatı aralığı :

$$S_s \leq 1,5h_f \quad S_s \leq 200 \text{ mm}$$

Uzun kenar doğrultusunda yerleştirilen donatı aralığı:

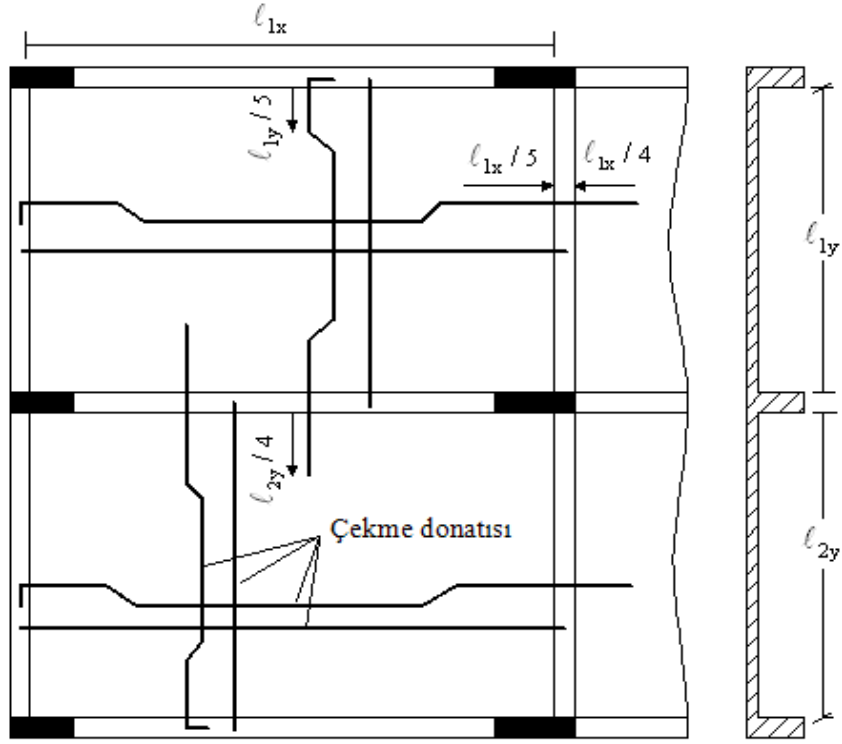
$$S_\ell \leq 1,5h_f \quad S_\ell \leq 250 \text{ mm}$$

Her iki doğrultudaki donatı oranları toplamı:

$$\rho_{s+} \rho_\ell \geq 0,0035 \text{ (S420)} \quad \rho_s + \rho_\ell \geq 0,0040 \text{ (S220)}$$

Ayrıca net beton örtüsü  $C_c \geq 15 \text{ mm}$  koşulunu sağlamalıdır.

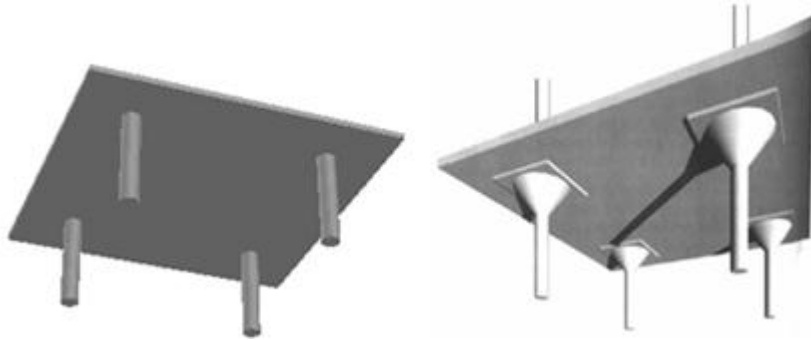
Şekil 1.43 de iki doğrultuda çalışan döşemelere ait donatı planı verilmektedir.



Şekil 1.43. İki doğrultuda çalışan döşemelerde donatı düzeni

### 1.8.2. Kirişsiz Döşemeler

Kirişsiz olarak doğrudan doğruya kolon veya perdelerle oturan ve bunlarla eğilmeye dayanıklı birleşimi sağlamış iki doğrultuda donatılı sürekli plaklar kirişsiz döşeme olarak adlandırılmaktadır (Şekil 1.44).



Şekil 1.44. Kirişsiz döşemeler

Kirişsiz döşemeler dört sınıfa ayrılabilir.

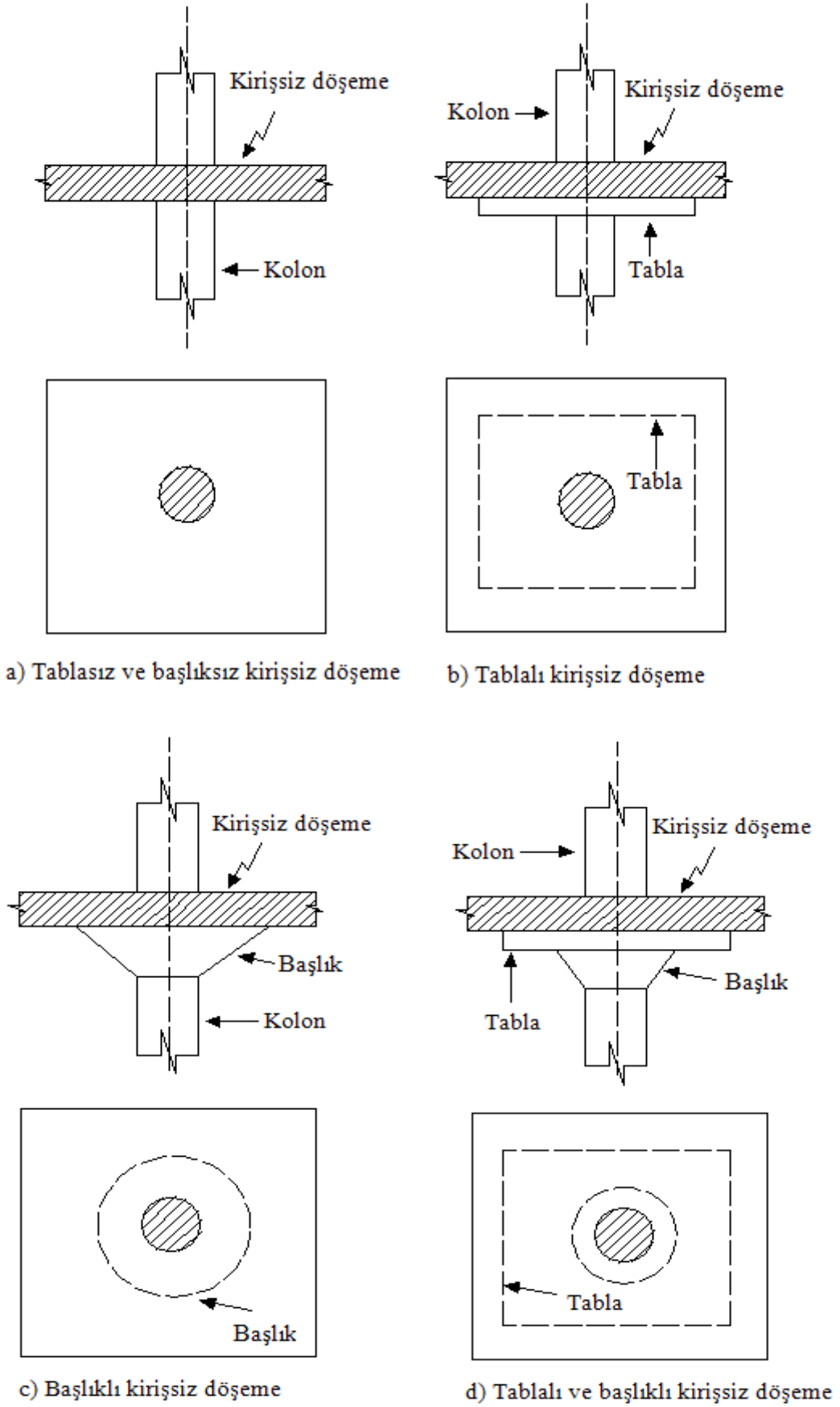
- Tablasız ve başlıksız girişsiz döşemeler
- Tablalı girişsiz döşemeler
- Başlıklı girişsiz döşemeler (mantar döşemeler)
- Başlıklı ve tablalı girişsiz döşemeler

Tablasız ve başlıksız girişsiz döşemeler düşey yükün küçük olduğu durumlarda; fabrika ve atölyeler gibi şiddetli titreşimlerin meydana geldiği ve ağır tekil yüklerin etkidiği durumlarda ise mantar döşemeler tercih edilmektedir.

Kirişsiz döşemelerin rijitliği kirişli döşemelere göre çok daha küçük olduğundan yatay deprem yükleri etkisinde katlar arası görelî ötelenme daha fazla olmaktadır. Bu durumda taşıyıcı olmayan elemanlarda daha fazla hasar olmakta ve kolonlara gelen ikinci mertebe momentleri artmaktadır. Bu tür döşeme sistemine sahip binalarda yapısal olmayan hasarı ve ikinci mertebe momentlerini sınırlamanın yolu, düşey elemanların rijitliğini artırmaktır. Bu artış kolon en kesitlerini büyütme veya yapıda perde kullanarak sağlanabilir. Deprem yönetmeliğinde yatay ötelenme rijitliği sadece girişsiz döşeme ve kolonlardan oluşan taşıyıcı sistemin 1. ve 2. derece deprem bölgelerinde yapılması uygun görülmemektedir.

Kirişsiz döşemelerde önemli bir nokta, döşemeden yüklerin kolona iletilmesi sırasında kolon başlarında oluşan zımbalama etkisidir. Kirişli döşemelerde, yük kolona döşemeye göre en kesiti büyük olan kirişlere iletiildiği için böyle bir durum sorun olarak ortaya çıkmaz. Yurdumuzda meydana gelen döşeme hasarlarından çoğunluğu, girişsiz döşemelerin başlık bölgesinde yeterli kalınlığın sağlanmamasından, donatının yoğun olmasından dolayı bu bölgede betonun yeterli sıklıkta yerleştirilmemesinden veya betonda yeterli mukavemet oluşmadan kalıbın alınmasından ortaya çıkmaktadır. Zımbalama göçmesi çok gevrek bir güç tükenmesi türü olduğu için ve göçen kat bir alt kata hızlı düştüğü için, bu tür olaylar taşıyıcı sistemin ani yıkılmasına ve can kaybına neden olur [1].

Kolon çevresindeki zımbalama dayanımını artırmak için döşeme kalınlığını artırmak, kolon boyutlarını artırmak, beton kalitesini artırmak ve zımbalama donatısı kullanmak gibi çözümler uygulanabilir.



Şekil 1.45. Kirişsiz döşeme türleri



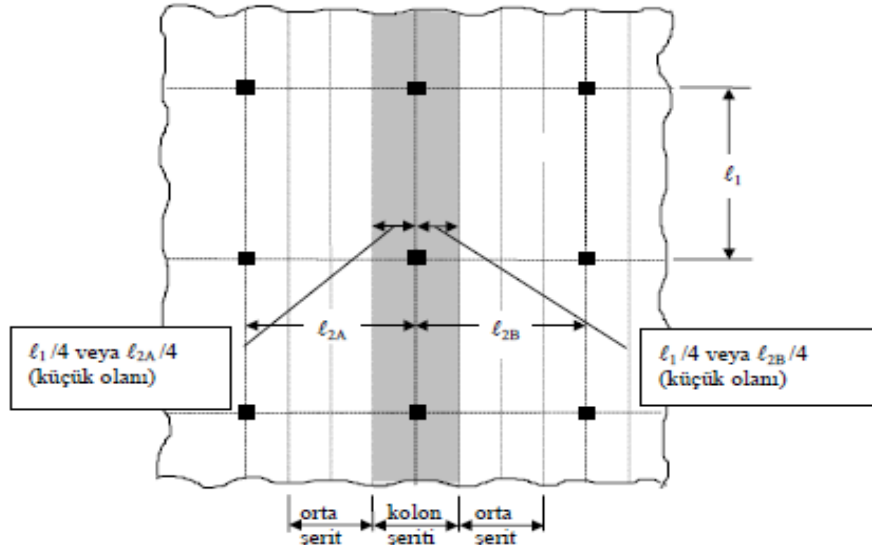
TS 500 de kirişsiz döşemelerin yapısal çözümlemesinde çerçeve yöntemi ve moment katsayıları yönteminin kullanılabileceği ifade edilmektedir. Moment katsayıları yöntemi aşağıda açıklanmaktadır.

### 1.8.2.1. Kirişsiz Döşemelerin Yapısal Çözümlemesi

Kirişsiz döşemelerin hesabında kullanılan bu yöntemin uygulanabilmesi için aşağıda belirtilen koşulların sağlanması gerekmektedir. Bu yöntem sadece düşey yük çözümlemesi için geçerlidir.

- Her iki doğrultuda en az üç açıklık bulunmalıdır.
- Uzun kenarın kısa kenara oranı 2 den fazla olmamalıdır.
- Herhangi bir doğrultudaki komşu plakların açıklıkları arasındaki fark uzun açıklığın 1/3 ünden fazla olmamalıdır.
- Herhangi bir kolonun çerçeve ekseninden dışmerkezliği, moment hesaplanan doğrultudaki açıklığın 1/10'undan fazla olmamalıdır.
- Hareketli yükün sabit yüke oranı 2 den büyük olmamalıdır [9].

Bu yöntemde ilk olarak döşemeler kolon şeridi ve orta şerit olmak üzere ikiye ayrılır (Şekil 1.46).



Şekil 1.46. Kirişsiz döşemenin kolon ve orta şeritlere ayrılması

İkinci adım olarak toplam statik momenti ( $M_o$ ) hesaplanır. Herhangi bir döşeme açıklığında pozitif açıklık ve ortalama negatif mesnet momentlerinin toplamı olan ve toplam statik moment olarak adlandırılan  $M_o$  momenti;  $P_d$  eşit yayılı hesap yükünü,  $\ell_2$  moment hesaplanan doğrultuya dik iki komşu açıklığın ortalamasını,  $\ell_n$  hesap yapılan doğrultudaki kolon yüzünden kolon yüzüne olan serbest açıklığı göstermek üzere

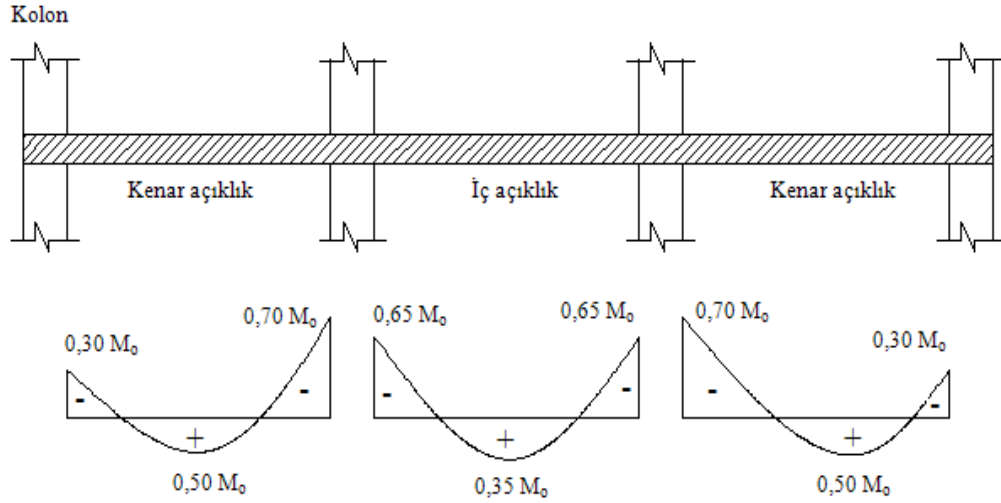
$$M_o = \frac{P_d \cdot \ell_2 \cdot \ell_n^2}{8} \quad (1.33)$$

bağıntısıyla hesaplanmaktadır. Bu değer  $0,65 \ell_1$  değerinden az alınmamalıdır.

Üçüncü adım olarak açıklık ve mesnet momentleri belirlenir. Hesap yapılan açıklığın kenar açıklık ya da iç açıklık olması alınacak katsayıları değiştirmektedir. Denklem (1.33) de hesaplanan  $M_o$  momentinin açıklık ve mesnetlere paylaşılması aşağıdaki ilkelere göre yapılır.

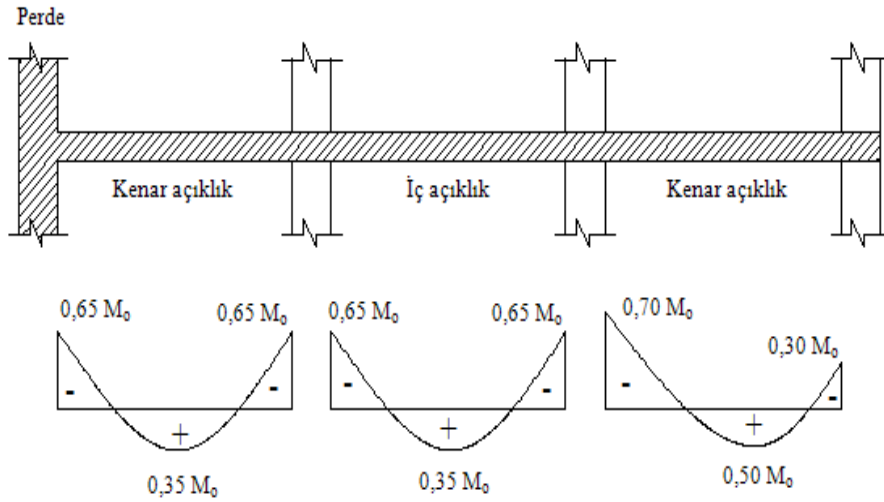
Döşemelerin kolonlara oturması durumunda alınması gereken moment değerleri aşağıda verilmektedir.

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	= $0,50M_o$



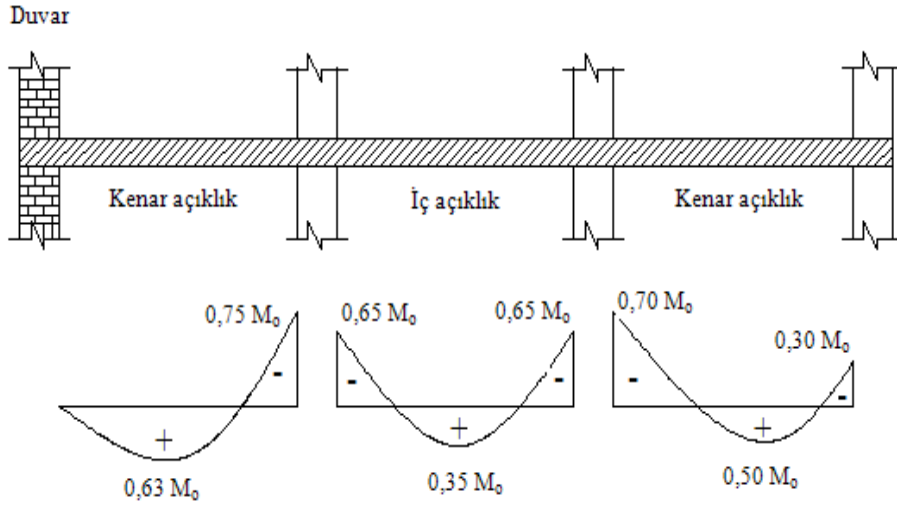
Şekil 1.47. Döşemenin kolonlara oturması durumuna göre açıklık ve mesnet momentleri

Çözümleme yapılan doğrultuya dik doğrultuda, perde duvar gibi elemanlar kullanılarak döşemenin dış mesnedinde ankastrelik sağlanıyorsa, o açıklığa ait mesnet momentleri  $0,65 M_0$ , açıklık momenti de  $0,35 M_0$  alınmalıdır (Şekil 1.48).



Şekil 1.48. Döşemenin perde duvara sapanması durumu için açıklık ve mesnet momentleri

Döşemenin duvara oturması durumunda alınması gereken moment katsayıları Şekil 1.49 da gösterilmektedir.

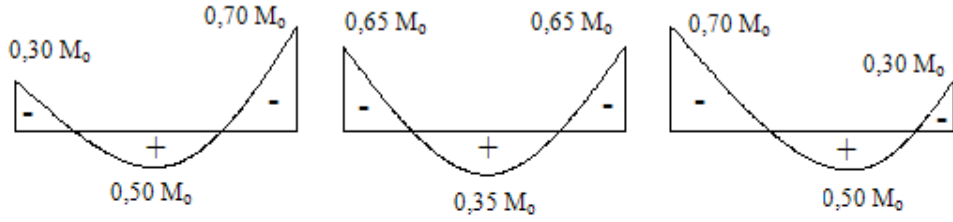


Şekil 1.49. Döşemenin duvara oturması için açıklık ve mesnet momenti

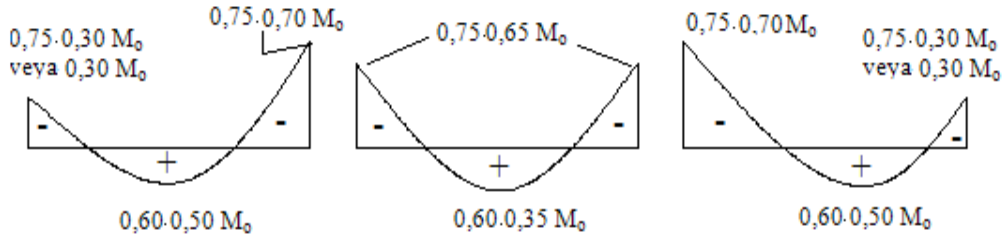
Dördüncü adım olarak hesaplanan açıklık ve mesnet momentleri kolon şeridine ve orta şeride dağıtılır. Bu işlemin nasıl yapılacağı aşağıda belirtilmektedir.

- İç mesnetlerde, yukarıda hesaplanan toplam mesnet momentinin % 75'i kolon şeridine, % 25'i orta şeride aktarılmaktadır.
- Açıklıklarda, yukarıda hesaplanan toplam açıklık momentinin % 60'ı kolon şeridine % 40'ı ise orta şeride aktarılmaktadır.
- Kenar mesnetlerde, çözüm yapılan doğrultuya dik çevre kirişi yoksa, yukarıda hesaplanan toplam kenar mesnet momentinin tümü kolon şeridine aktarılmalıdır.
- Kenar mesnetlerde, çevre kirişi varsa toplam mesnet momentinin % 75'i kolon şeridine, % 25'i orta şeride aktarılmalıdır.

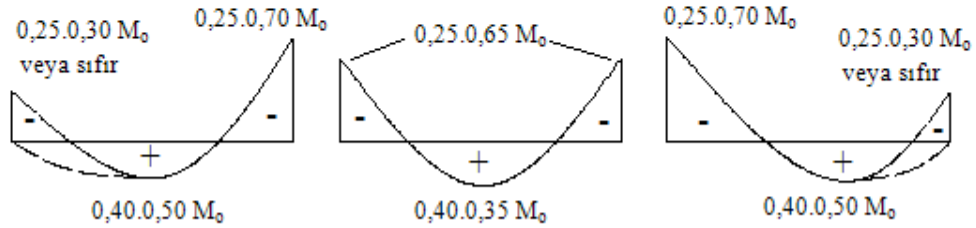
TS 500'e göre kolon ve orta şeride ait mesnet ve açıklık momentlerinde en fazla % 10 oranında değişiklik yapılabilmesi ifade edilmektedir. Ancak yapılan bu değişiklikler sonucunda döşeme plağının toplam statik momentinde hiçbir değişiklik olmamalıdır [2].



a) Kolon ve orta şeride dağıtılacak mesnet ve açıklık momentleri



b) Momentlerin kolon şeridine dağıtılması



c) Momentlerin orta şeride dağıtılması

Şekil 1.50. Açıklık ve mesnet momentlerinin kolon ve orta şeride dağıtılması

### 1.8.2.2. Kirişsiz Döşemelerde Zımbalama Etkisi

Kirişsiz döşemelerin zımbalama dayanımının belirlenmesinde izlenen hesap sırası aşağıda verilmektedir.

1) Zımbalama çevresi belirlenir. Zımbalama yüzeyi kolon yüzünden  $d/2$  mesafedeki döşeme kesiti alanıdır.  $U_p$  zımbalama çevresini,  $b_1$  zımbalama çevresinin eğilme doğrultusundaki boyutunu,  $b_2$  zımbalama çevresinin eğilme doğrultusuna dik boyutunu göstermek üzere, zımbalama çevresi kolon kesitinin kare veya dikdörtgen olması durumunda,

$$U_p = 2(b_1 + b_2) \quad (1.34)$$

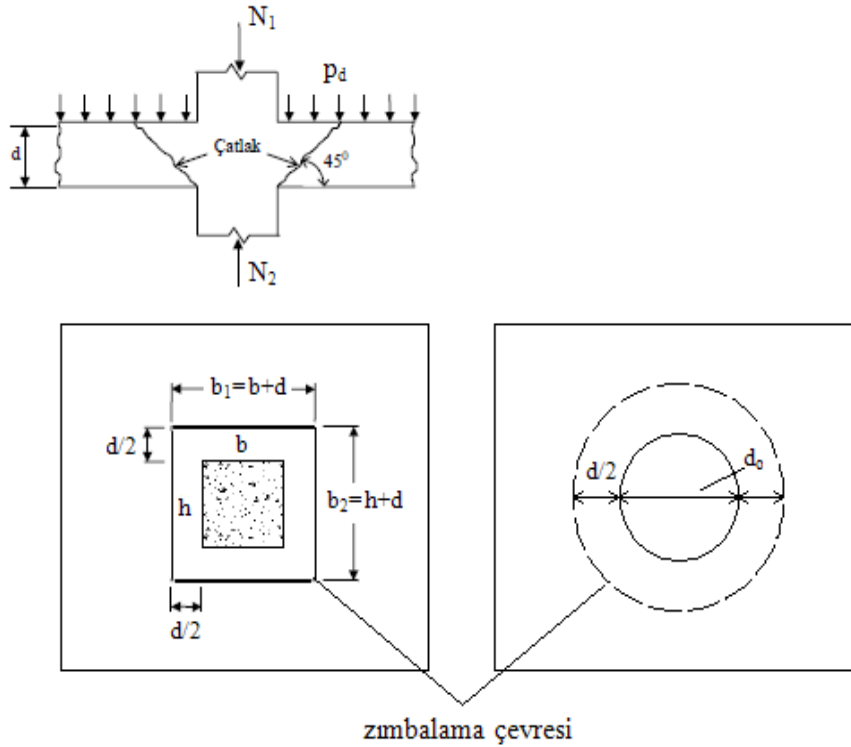
bağıntısı ile hesaplanır.

Kolon kesitinin dairesel olması durumunda,  $d_0$  dairesel kolon çapını göstermek üzere zımbalama çevresi,

$$U_p = \pi(d_o + d) \quad (1.35)$$

bağıntısı ile hesaplanır.

Şekil 1.51 de orta kolonlar için zımbalama çevresinin nasıl belirleneceği gösterilmektedir.



Şekil 1.51. Zımbalama bölgesi özellikleri

2) Zımbalama çevresi içinde kalan döşeme yükleri dikdörtgen kesitli kolonlar için,

$$F_a = p_d b_1 b_2 \quad (1.36)$$

bağıntısı ile hesaplanır.

Kolon kesitinin dairesel olması durumunda ise,

$$F_a = p_d \pi (d_o + d)^2 / 4 \quad (1.37)$$

bağıntısı ile hesaplanır.

Bu bağıntılarda  $p_d$  döşeme tasarım yükünü göstermektedir.

3) Tasarım aksenal yükü belirlenir.  $N_2$  ve  $N_1$  sırasıyla alt ve üst kat kolon aksenal yüklerini göstermek üzere tasarım aksenal yükü;

$$F_d = N_2 - N_1 \quad (1.38)$$

bağıntısı ile hesaplanır.

4) Tasarım zımbalama kuvveti  $V_{pd}$ ,

$$V_{pd} = F_d - F_a \quad (1.39)$$

bağıntısı ile hesaplanır.

5)  $\gamma$  katsayısı belirlenir.

Bu katsayı eğilme etkisini yansıtan ve zımbalama dayanımını azaltan bir katsayı olup birden büyük olamaz [2].  $\gamma$  katsayısı, döşeme kenarında ya da köşesinde olmayan dikdörtgen yük alanları veya kolonlar için,

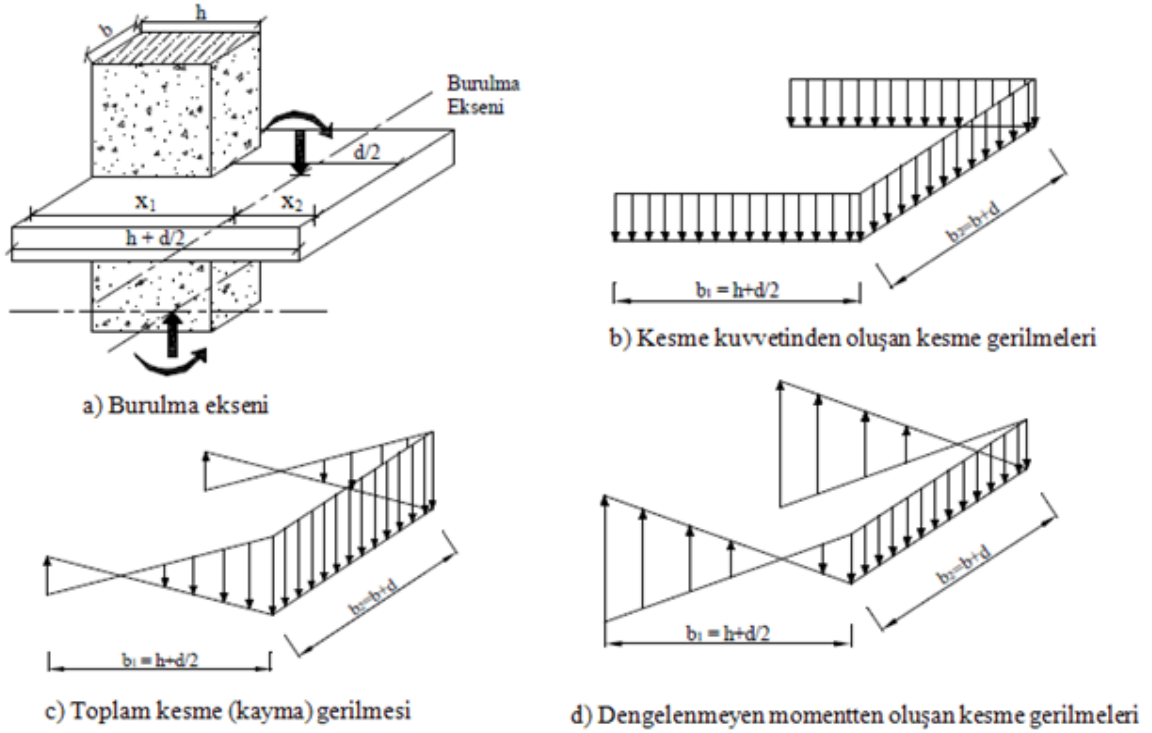
$$\gamma = \frac{1}{1 + 1,5 \frac{e_x + e_y}{\sqrt{b_1 b_2}}} \quad (1.40)$$

Dairesel yük alanları veya kolonlar için,

$$\gamma = \frac{1}{1 + \frac{2e}{d_o + d}} \quad (1.41)$$

bağıntılarıyla hesaplanır.

Kenar ya da köşe kolonların  $\gamma$  katsayısının belirlenmesi yukarıda belirtilen orta (iç) kolona göre biraz daha zor olmaktadır. TS 500 de belirtilen orta kolonların dışındaki kolonlar için  $\gamma$  katsayısının belirlenmesine yardımcı olması amacıyla, kesme kuvveti ve dengelenmemiş eğilme momenti etkisindeki kenar kolonu için zımbalama çevresinde oluşan kesme gerilmeleri Şekil 1.52 de görülmektedir.



Şekil 1.52. Kenar kolon için zımbalama durumu [2].

Şekil 1.52 de görülen kenar kolonu için  $x_2$  mesafesi,

$$x_2 = \frac{b_1^2}{(2b_1 + b_2)} \quad (1.42)$$

bağıntısıyla, zımbalama yüzeyi ağırlık merkezinden geçen eksene göre atalet momenti,

$$J_c = \left[ \frac{2b_1^3}{3} - (2b_1 + b_2)x_2^2 \right] d + \frac{b_1 d^3}{6} \quad (1.43)$$



bağıntısıyla belirlenir.

Bu durumda maksimum ve minimum kesme gerilmeleri,

$$\gamma_b = \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \quad (1.44)$$

olmak üzere,

$$\tau_{\max} = \frac{V_d}{A_c} + \frac{(1 - M_d)x_1}{J_c} \quad \tau_{\min} = \frac{V_d}{A_c} - \frac{(1 - M_d)x_1}{J_c} \quad (1.45)$$

bağıntıları ile hesaplanabilir.

Zımbalama çevresi içinde kalan alanın dayanım momenti,

$$W_m = \frac{J_c}{x_2} \quad (1.46)$$

bağıntısıyla hesaplanabilir.

Orta kolonların dışındaki kolonlar için  $\gamma$  katsayısı,

$$\eta = \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{b_2}{b_1}}} \quad (1.47)$$

$$\gamma = \frac{1}{1 + \eta \frac{e}{W_m} u_p d} \quad (1.48)$$

bağıntıları ile hesaplanır [2].

6) Zımbalama dayanımı  $V_{pr}$ ,

$$V_{pr} = \gamma \cdot f_{ctd} \cdot u_p \cdot d \quad (1.49)$$

bağıntısıyla hesaplanır.

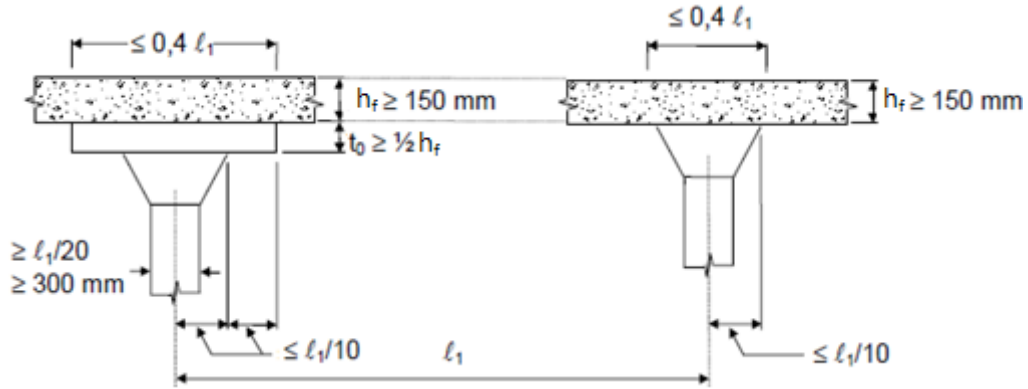
7) Zımbalama denetimi yapılır. Zımbalama dayanımı ( $V_{pr}$ ), tasarım zımbalama kuvvetinden ( $V_{pd}$ ) küçük olup olmadığının denetimi;

$$V_{pr} \geq V_{pd} \quad (1.50)$$

bağıntısı ile belirlenir.

### 1.8.2.3. Kirişsiz Döşemelerde Boyut ve Donatıya İlişkin Koşullar

Kirişsiz döşemelerde tablaya, başlığa ve kolon boyutlarına ilişkin koşullar Şekil 1.53 de verilmiştir. Şekil 1.53 de görülen  $t_0$  tabla kalınlığını,  $\ell_1$  yapısal çözümlenmesi yapılacak şeridin, uzunluğu doğrultusundaki döşeme açıklığını göstermektedir.



Şekil 1.53. Kirişsiz döşemede tabla ve başlık boyutları

Kirişsiz döşemelerde tablaya, başlığa ve kolon boyutlarına ilişkin koşullar aşağıda verilmektedir.

Döşeme kalınlığı :  $h_f \geq 180 \text{ mm}$ ,  $\ell_n / 30$  (Tablasız ve başlıksız kirişsiz döşemelerde)

:  $h_f \geq 140 \text{ mm}$ ,  $\ell_n / 35$  (Tablalı kirişsiz döşemelerde)

Tabla kalınlığı :  $t_0 \geq 0,5h_f$

Net beton örtüsü :  $C_c \geq 15 \text{ mm}$

Her iki doğrultudaki

donatı oranı :  $\rho_s$  ve  $\rho_\ell \geq 0,0015$

Her iki doğrultudaki

donatı oranları toplamı :  $\rho_s + \rho_l \geq 0,0035$  (S420)

Kısa doğrultuda

yerleştirilen donatı aralığı:  $S_s \leq 1,5h$        $S_s \leq 200$  mm

Uzun doğrultuda

yerleştirilen donatı aralığı:  $S_\ell \leq 1,5h$        $S_\ell \leq 250$  mm

### 1.8.3. Dişli Döşemeler

Birbirine paralel aynı boyutlu, aynı donatılı, kesiti (genişliği ve yüksekliği) normal kirişlere nazaran daha küçük olan kirişçikler (diş) oldukça sık (40-70 cm) yerleştirilir ve üzerine ince (5-7 cm) bir plak beraber dökülerek dişli döşeme oluşturulur. Bu döşemelerin bir diğer adı nervürlü döşemedir.

Plağın alt kısmındaki dişler arası boşluk bırakılabilir veya hafif bir dolgu malzemesi (asmolen) ile doldurulabilir. Bu tür dolgulu döşemeye asmolen döşeme denir. Dolgu malzemesi olarak boşluklu beton briket, boşluklu pişmiş kil, gaz beton, köpük veya benzeri, bu amaç için özel olarak üretilmiş standart boyutlu hafif bloklar kullanılır [4]. Dolgu malzemesinin döşemenin taşıma gücü açısından hiçbir katkısı yoktur.

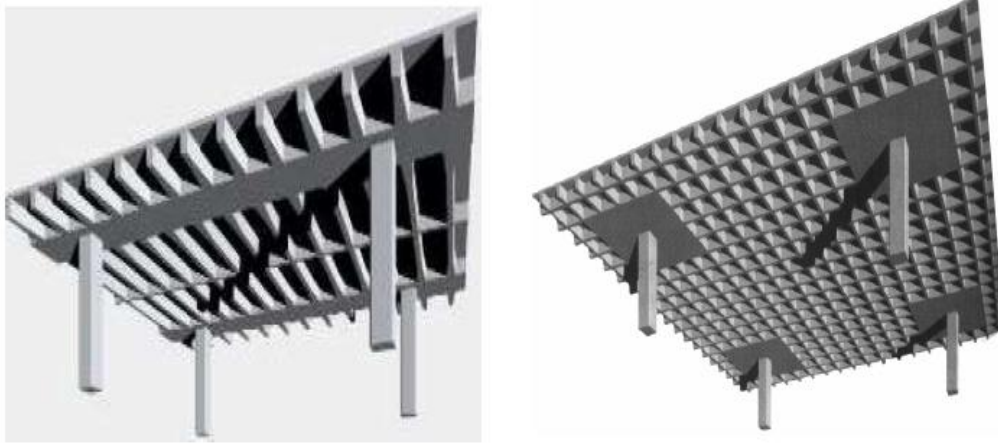
Dişli ve asmolen döşemelerin avantajları

- Geçilecek açıklığın büyük olması durumu için uygundur.
- Tekil ve şerit yüklerin döşemeye etkime durumları için uygundur.
- Asmolen döşeme ısı ve ses yalıtımı sağlar.
- Asmolen döşemenin kalıp maliyeti düşüktür.
- Asmolen döşeme düz bir tavan görüntüsü sağlar.
- Döşemede boşluk oluşturmak kolaydır.

Dişli ve asmolen döşemelerin dezavantajları

- Deprem davranışları kirişli döşemelere göre daha kötüdür.
- Dişli döşemeler deprem anında, dişler doğrultusunda rijit davranır. Dişlere dik doğrultuda gelen deprem kuvvetlerinin aktarılmasında dişlerin hiçbir katkısı olmaz, sadece ince plak bu görevi üstlenmek zorunda kalır.
- Asmolen kullanılmaması halinde kalıp, sıva ve işçilik maliyetleri yüksek olur.

Deprem yönetmeliğinde (TDY 2007), süneklik düzeyi yüksek kolonlar, kirişler ve kolon kiriş birleşim bölgeleri için verilen koşullardan herhangi birini sağlamayan dolgulu veya dolgunsuz dişli ve kaset döşemeleri sistemlerin, süneklik düzeyi normal sistemler olarak göz önüne alınacağı belirtilmektedir. Süneklik düzeyi normal sistemlerin, binada perde kullanılmaması durumunda, sadece 3. ve 4. derece deprem bölgelerinde ve yapı toplam yüksekliğinin ( $H_N$ ) 13 m den küçük olması durumunda yapılabileceği belirtilmektedir [2].

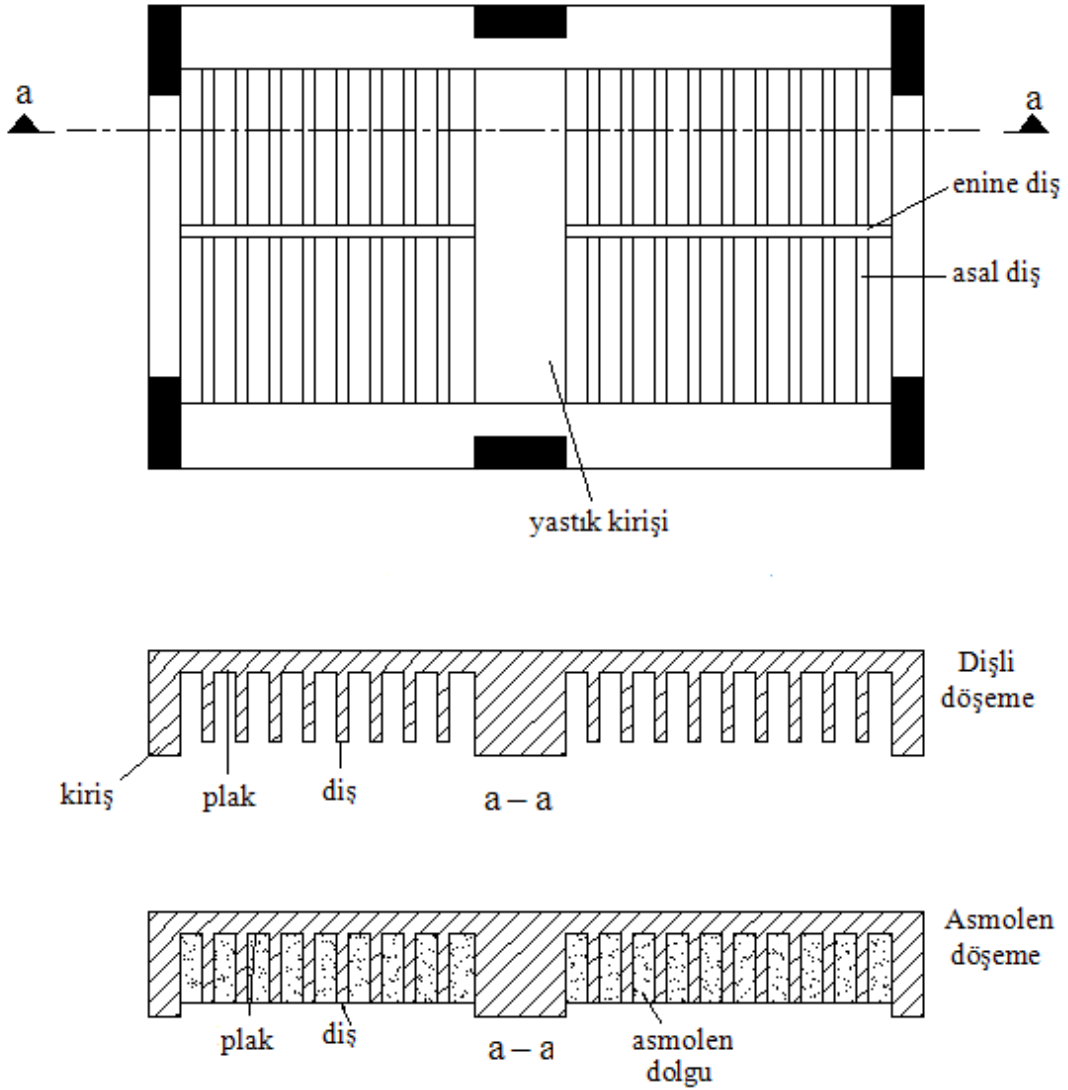


Şekil 1.54. Bir ve iki doğrultuda çalışan dişli döşemeler

### 1.8.3.1. Bir Doğrultuda Çalışan Dişli Döşemeler

Diş ismi verilen küçük kirişlerin araları boş kalabileceği gibi, taşıyıcı olmayan hafif bloklarla doldurularak düz bir kalıp kullanılarak düz bir tavan yüzeyi de elde edilebilir. Bir doğrultudaki döşemelerde yüklerin diğ doğrultusunda bunlara dik kirişlere iletiildiği kabul edilir. Bunun sonucu olarak dişler doğrultusunda bulunan ve kolonları birleştirilen kirişlerin yükleri, dişlerinkine benzer olarak ortaya çıkar ve bunları da diğ yüksekliğinde oluşturmak mümkün olur. Ancak kolonlarla bağlantılarını sağlamak ve deprem gibi, yatay yüklerden gelecek ek etkileri karşılamak için genişlikleri büyük tutulur. Dişli döşemelerin boyutlamasına başlamadan kalıp planının çizilerek dişlerin ve onlara paralel çerçeve kirişlerinin yerleştirilmesi önemlidir. Dişlerle; boyutlar ne olursa olsun, döşeme bir doğrultuda yük taşıyan bir plak durumuna getirilmektedir. Dişli döşemelerde döşeme yükünün açıklığı küçük olan kirişlere iletilmesi dişlerin doğrultusunun seçiminde genellikle etkili olur. Buna göre dişleri döşemenin uzun kenarına paralel seçmek uygun





Şekil 1.56. Dişli döşeme plan ve kesitleri

### 1.8.3.2. İki Doğrultuda Çalışan Dişli Döşemeler

Açıklıkların büyük (9-14m), yüklerin ağır olduğu ve mimari açıdan hoş bir görünümün istenmesi durumlarında, genellikle iki doğrultuda çalışan dişli (kaset) döşemeler tercih edilmektedir (Şekil 1.57). Bunların diğer döşemelere göre zayıf tarafı, hazır kalıp kullanılamaması ya da döşeme sayısının az olması durumlarında, kalıp maliyetinin diğer döşemelere göre yüksek olmasıdır [2].



Şekil 1.57. İki doğrultuda çalışan döşemeler [4].

İki doğrultuda çalışan dişli döşemelere ilişkin koşullar aşağıda verilmektedir.

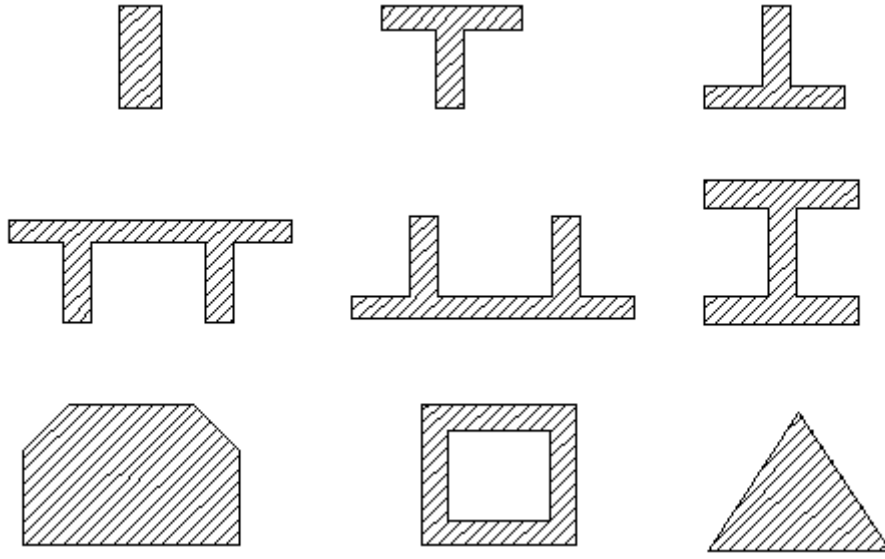
Diş genişliği	: $b_w \geq 100 \text{ mm}$
Dişler arasındaki serbest açıklık	: $e \leq 700 \text{ mm}$
Döşeme plak kalınlığı	: $t \geq e/10, 50 \text{ mm}$
Diş derinliği	: $h \geq \ell_n / 15$ (Basit mesnetli bir açıklıklı)
	: $h \geq \ell_n / 18$ (Sürekli kiriş kenar açıklık)
	: $h \geq \ell_n / 20$ (Sürekli kiriş iç açıklık)
	: $h \geq \ell_n / 8$ (Konsol)
Plakta dağıtma donatısı oranı	: $\rho_d \geq 0,0015$
Dağıtma donatısı aralığı	: $S_d \leq 250 \text{ mm}$
Diş için etriye aralığı	: $S \leq 250 \text{ mm}$

## 1.9. Kirişler

Kirişler, betonarme taşıyıcı sistemde düşey yüklerin karşılanmasında döşemelere mesnetlik yaparak, yüklerin kolonlar yoluyla temele aktarılmasını sağlarlar. Bunun yanında kolonları bağlayarak taşıyıcı sistemde çerçeve oluştururlar. Değişik kesitlere sahiptirler. Kirişlerde genel olarak eğilme momenti etkili olmakla beraber kesitlerinde normal kuvvet de bulunur. Tasarım aksenal kuvveti,

$$N_d \leq 0,1A_c f_{ck} \quad (1.51)$$

olan ve eğilme momenti taşıyan elemanlar kiriş olarak kabul edilir. Kirişlerin eksenleri genellikle yatay olmakla beraber, özellikle endüstri yapılarında eğimli çatı kirişlerine de rastlanır. Bazı durumlarda dikdörtgen, üçgen, yamuk veya değişik kesitlere sahip olmakla beraber, genellikle döşeme ile beraber betonlandıklarından, tablalı kesit kirişler yoğun biçimde ortaya çıkar. Ancak, negatif moment bölgesinde dikdörtgen kesit olarak hesaplanabildikleri gibi, pozitif moment bölgesinde de basınç bölgesi çoğu zaman tabla bölgesinde kaldığı için dikdörtgen kesit biçiminde ele alınabilirler [1].



Şekil 1.58. Kiriş kesit tipleri

### 1.9.1. Kirişlere İlişkin Bazı Tanımlar ve Yönetmelik Koşulları

Kirişlere ait tanımlar ve kiriş boyut ve donatılarına ilişkin yönetmelik koşulları aşağıda verilmektedir.





Faydalı yükseklik çekme donatısının ağırlık merkezinden en dış basınç lifine uzaklığı ifade etmekte olup Şekil 1.59 da  $d$  ile gösterilmektedir.

Montaj donatısı kirişin basınç bölgesine yerleştirilen fakat basınç kuvveti almadığı varsayılan donatıdır.

Gövde donatısı, yüksekliği fazla olan kirişlerin gövdesine yerleştirilen donatı olup gövde donatısı alanı Şekil 1.59 da  $A_{s\text{ gövde}}$  olarak gösterilmektedir.

Kiriş gövde genişliği  $b_w$ , kiriş yüksekliği  $h_k$  olmak üzere kiriş boyutlarının sağlaması gereken koşullar Çizelge 1.18 de verilmektedir.

Çizelge 1.18. Kiriş boyutlarına ilişkin koşullar

Kiriş yüksekliği	$h_k$	$\geq$	300 mm
		$\geq$	$3h_f$
		$\leq$	$3,5b_w$
		$\leq$	$\ell_n / 4$
Kiriş genişliği	$b_w$	$\geq$	250 mm
		$\leq$	Kolon genişliği + kiriş yüksekliği

Boyuna Donatı: Kiriş eksenine paralel olan çekme ve montaj donatıları, boyuna donatı olarak adlandırılmaktadır.

Çekme Donatısı: Çekme kuvvetini karşılamak amacıyla kirişin çekme bölgesine yerleştirilen donatıdır.

$A_s$  çekme donatısı alanını,  $b_w$  kiriş gövde genişliğini,  $d$  kiriş faydalı yüksekliğini göstermek üzere çekme donatısı oranı çekme bölgesine yerleştirilmiş olan çubukların toplam alanının brüt beton alanına oranıdır.

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} \quad (1.53)$$

Çekme donatısı oranı minimum donatı oranından küçük olmamalıdır.

$$\rho \geq \rho_{\min} = 0,8 \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \quad (1.54)$$

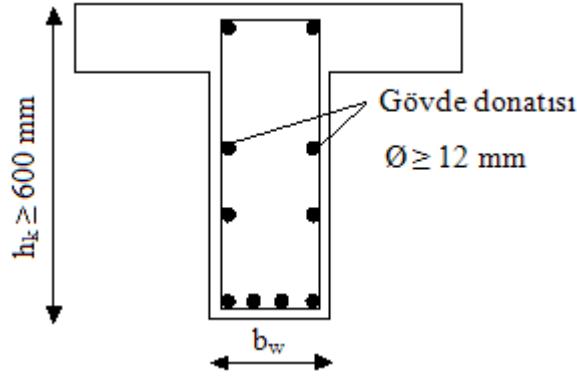
$$\rho \leq \begin{cases} 0,85\rho_b \\ 0,02 \\ 0,235 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \end{cases} \quad (1.55)$$

Kirişlerde yönetmelik gereği, boyuna donatı olarak 12 mm den daha küçük çaplı donatılar kullanılamaz.

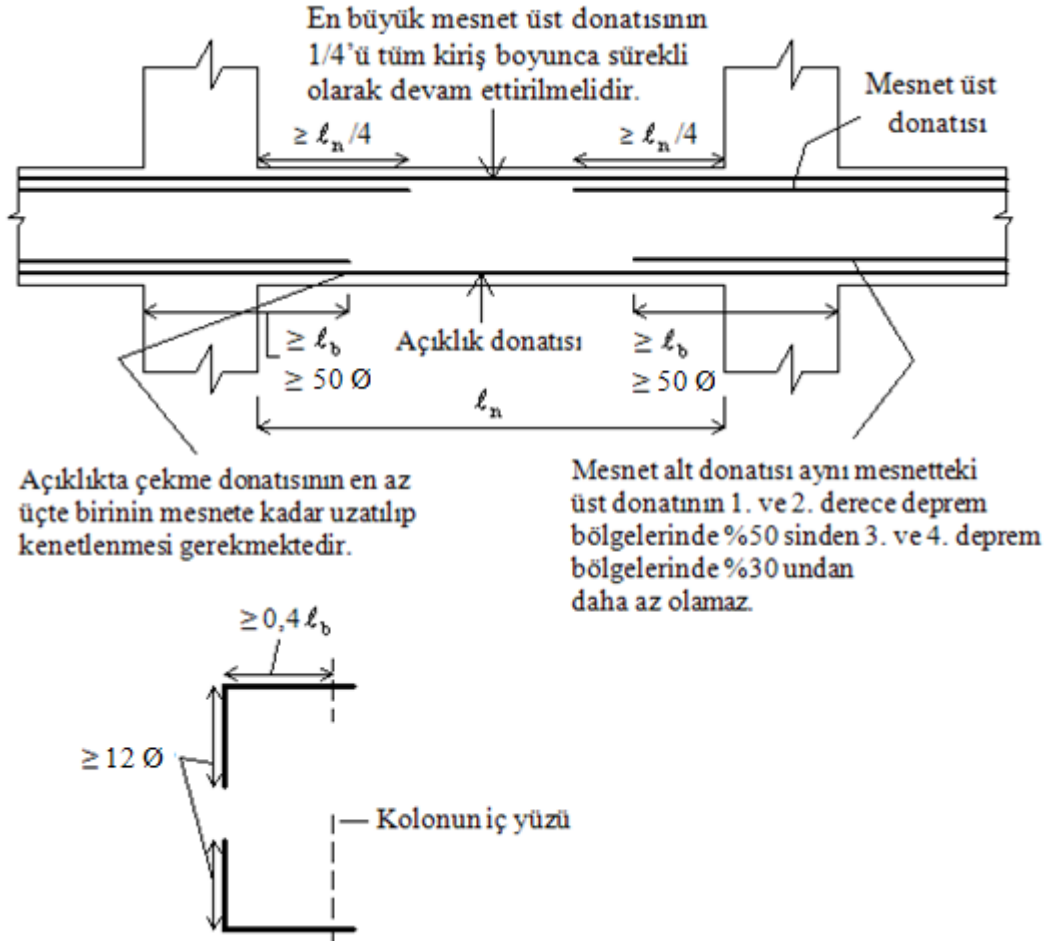
Kiriş yüksekliği 600 mm den büyük ise gövde donatısı yerleştirmek zorunlu olmaktadır. Gövde donatısı kiriş gövdesinin her iki yüzüne eşit olarak yerleştirilmeli ve bu donatının toplam alanı;

$$A_{s\ell} \geq 0,001 \cdot b_w \cdot d \quad (1.56)$$

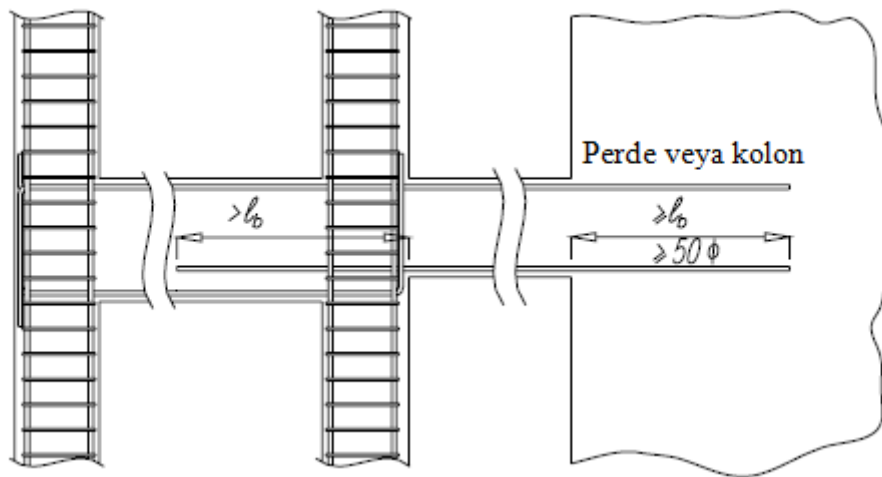
koşulunu sağlamalıdır. Ayrıca 600 mm den sonra her 300 mm için bir çift gövde donatısının yerleştirilmesi gerekmektedir. Kirişlere yerleştirilecek gövde donatısı Şekil 1.60 da gösterilmektedir.



Şekil 1.60. Kirişlere yerleştirilecek gövde donatısı

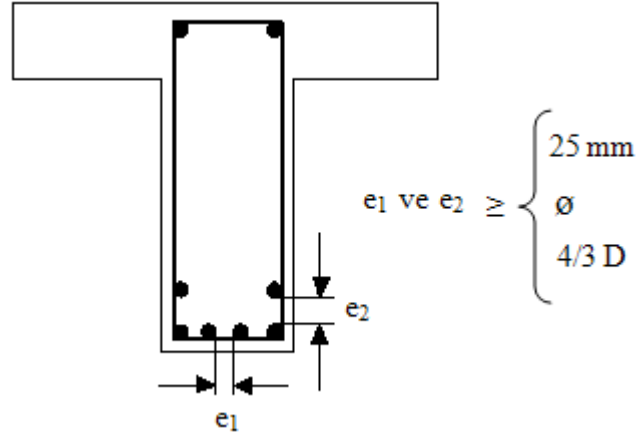


Şekil 1.61. Boyuna donatının yerleştirilmesine ve kenetlenmesine ilişkin koşullar [2].



Şekil 1.62. Boyuna donatının perde veya kolona yerleştirilmesine ilişkin koşullar [7].

Kirişlere yerleştirilen boyuna donatılar arasındaki net aralık; D en büyük agrega çapını,  $\emptyset$  boyuna donatı çapını göstermek üzere Şekil 1.63 de verilmektedir.



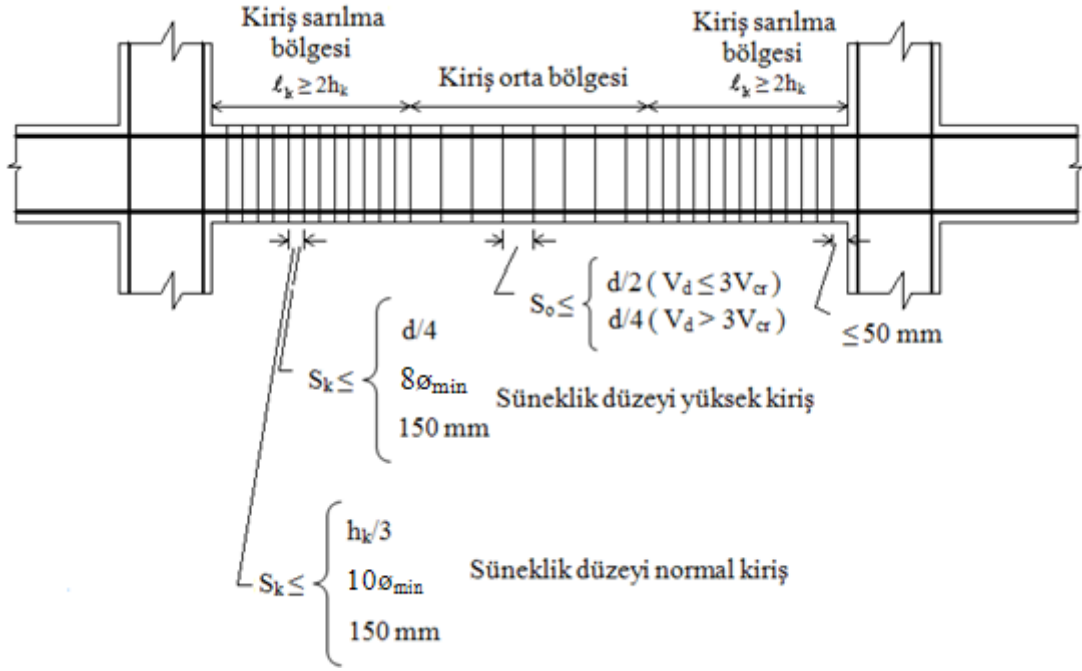
Şekil 1.63. Boyuna donatılar arasındaki net aralık

**Enine Donatı:** Kirişlerde boyuna donatıya dik olarak yerleştirilen ve boyuna donatıyı saran donatılara etriye denir. Kirişte etriyelerin görevi kirişte oluşan kesme kuvvetlerini beton ile birlikte karşılamaktır. Kirişlerde açıklık boyunca etriye bulundurulması zorunlu olup aşağıdaki koşul sağlanmalıdır.  $A_{sw}$  etriye toplam kesit alanını,  $s$  etriye aralığını,  $f_{ctd}$  betonun tasarım çekme dayanımını,  $f_{ywd}$  etriye donatısı tasarım akma dayanımını göstermek üzere,

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq 0,3 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} b_w \quad (1.57)$$

bağıntısı sağlanmalıdır.

Kirişler iki sarılma (sıklaştırma) ve bir orta bölge olmak üzere toplam üç bölgeye ayrılmaktadır. Bu bölgelere yerleştirilecek etriyelere ilişkin koşullar Şekil 1.64 de verilmektedir.



Şekil 1.64. Kirişlerde sarılma bölgesine ve orta bölgeye yerleştirilecek etriye [2].

Kirişlere ait yönetmelik koşulları Çizelge 1.19 da verilmektedir.

Çizelge 1.19. Kirişlere ait boyut ve donatı koşulları

Tanım	Sembol	$\geq, \leq$	Sınır değerler
Kiriş genişliği	$b_w$	$\geq$	250 mm
		$\leq$	kolon genişliği+ kiriş yüksekliği
Kiriş yüksekliği	$h_k$	$\geq$	300 mm
		$\geq$	$3.h_f$
		$\leq$	$3,5.b_w$
		$\leq$	$\ell_n /4$ (sağlanmazsa gövde donatısı gerekir)
Net beton örtüsü	$C_c$	$\geq$	25 mm (yapı kenar kirişi)
		$\geq$	20 mm (yapı iç kirişi)
Mesnet ve açıklık çekme donatısı oranları	$\rho$	$\geq$	$0,8f_{cd}/f_{yd}$
Çekme donatısı oranı	$\rho$	$\leq$	$0,85.\rho_b$
		$\leq$	0,02
		$\leq$	$0,235f_{ctd}$
Boyuna donatı çapı	$\phi$	$\geq$	12 mm
Etriye çapı	$\phi_w$	$\geq$	8 mm

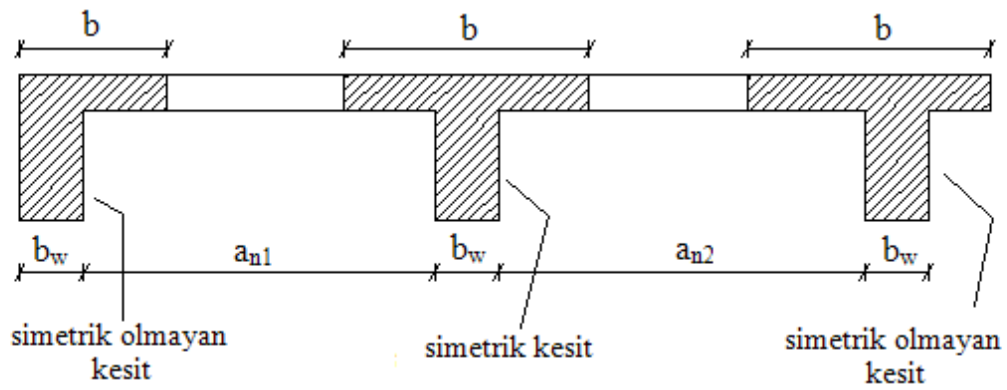
Çizelge 1.19.'un devamı

Etriye çapı	$\emptyset_w$	$\geq$	8 mm
Süneklik düzeyi yüksek sarılma bölgesi etriye aralığı	$S_k$	$\leq$	$d/4, 8\emptyset_{\min}, 150$ mm
Süneklik düzeyi yüksek sarılma bölgesi etriye aralığı	$S_k$	$\leq$	$h_k/3, 10 \emptyset_{\min}, 150$ mm
Orta bölge etriye aralığı	$S_o$	$\leq$	$d/2 (V_d \leq V_{cr})$
			$d/4 (V_d > V_{cr})$

### 1.9.2. Kirişlerde Etkili Tabla Genişliği

Döşeme ve kirişler bir bütün olarak dökülmüş ise döşemenin bir kısmı kirişle birlikte çalışmaktadır. Bu durumda döşemenin  $b$  genişliğindeki bir parçası hesaplarda kirişin basınca çalışan tablası olarak dikkate alınmaktadır.

Etkili tabla genişliğinin belirlenebilmesi için kirişin iki moment sıfır kesiti arasındaki mesafe  $\ell_p$  ve hesap yapılan kirişin kenar yüzlerinden, komşu kirişlerin kenar yüzlerine olan uzaklık ( $a_n$ ) gerekli olmaktadır.



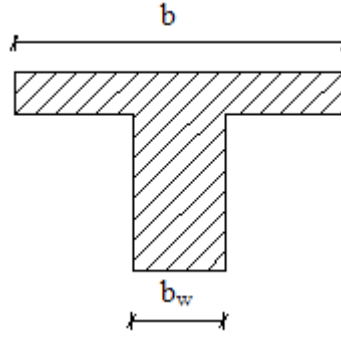
Şekil 1.65. Simetrik ve simetrik olmayan kiriş kesitleri

Kesin hesap yapılmayan durumlarda;

$$\begin{aligned} \ell_p &= 1,0. \ell \text{ (Tek açıklıklı basit mesnetli kiriş)} \\ &= 0,8. \ell \text{ (Sürekli kiriş kenar açıklık)} \\ &= 0,6. \ell \text{ (Sürekli kiriş iç açıklık)} \\ &= 1,5. \ell \text{ (Konsol kiriş)} \end{aligned} \quad (1.58)$$

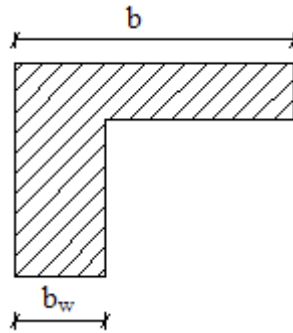
alınabilir.

Simetrik kesitlerde ve simetrik olmayan kesitlerde etkili tabla genişlikleri aşağıdaki şekil ve bağıntılarla belirlenebilir.



Şekil 1.66. Simetrik ve simetrik olmayan kiriş kesitleri

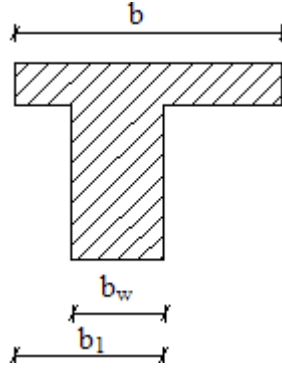
$$b = b_w + 0,2. \ell_p \quad (1.59)$$



Şekil 1.67. Simetrik olmayan kesit için etkili tabla genişliği



$$b = b_w + 0,1 \cdot \ell_p \quad (1.60)$$



Şekil 1.68. Simetrik olmayan kesit için etkili tabla genişliği

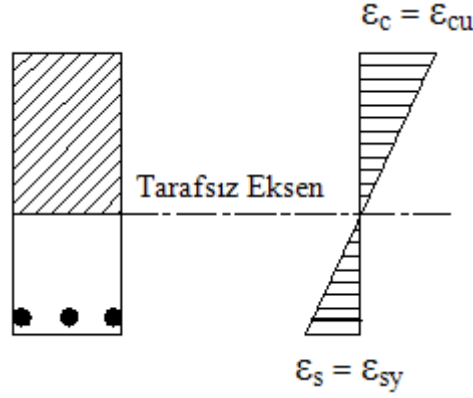
$$b = b_1 + 0,1 \cdot \ell_p \quad (1.61)$$

### 1.9.3. Kirişlerin Basit Eğilmede Kırılma Çeşitleri

Basit eğilme etkisi altındaki bir kirişte donatı oranına bağlı olarak üç çeşit kırılma meydana gelmektedir.

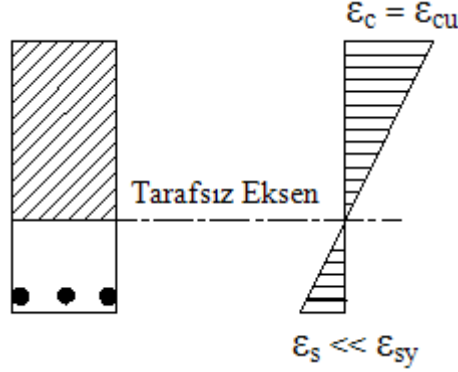
- 1) Dengeli kırılma (Gevrek kırılma)
- 2) Basınç kırılması (Gevrek kırılma)
- 3) Çekme kırılması (Sünek kırılma)

➤ Dengeli kırılma (Gevrek kırılma) : Bu tür kırılma çeşidinde çelik akmaya başladığı an ( $\epsilon_s = \epsilon_{sy}$ ) beton da ( $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$ ) ezilmektedir (Şekil 1.69). Betonun ezilmesiyle çeliğin akması aynı anda olmaktadır. Kirişlerde bu tür kırılma çeşidinin olması istenmez. Çünkü bu tür kırılma çok ani olarak gevrek bir şekilde olmaktadır. Dengeli kırılan kesitin donatı oranına dengeli donatı oranı denir.



Şekil 1.69. Dengeli donatılı kiriş

➤ Basınç Kırılması (Gevrek kırılma) : Bu tür kırılma çeşidinde çelik akmaya ( $\epsilon_s < \epsilon_{sy}$ ) başlamadan önce beton ( $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$ ) ezilmektedir (Şekil 1.70). Bu tür kırılma çeşidi ani gevrek bir şekilde olduğu için istenmez. Bu kırılmanın gerçekleştiği kirişlerde denge üstü donatı mevcut olup bu kırılmaya neden olan donatı oranına denge üstü donatı oranı denir.



Şekil 1.70. Denge üstü donatı oranı

➤ Çekme Kırılması (Sünek kırılma): Bu tür kırılma çeşidinde beton ezilmeden önce çelik akmaktadır (Şekil 1.71). Çelik akmaya devam ederken beton da ezilme birim kısılmasına ulaştığında kırılma olayı meydana gelir ( $\epsilon_s > \epsilon_{sy}$ ) ( $\epsilon_c < \epsilon_{cu}$ ). Sünek bir şekilde kırılmayı sağlayan donatı oranına denge altı donatı oranı (normal donatı oranı) denir.

Hiçbir yapı elemanı kırılacak şekilde boyutlandırılmaz. Eğer yapı elemanında kırılma olacaksa sünek kırılmanın oluşması arzu edilir. Çünkü sünek kırılmada yapı göçeceğini

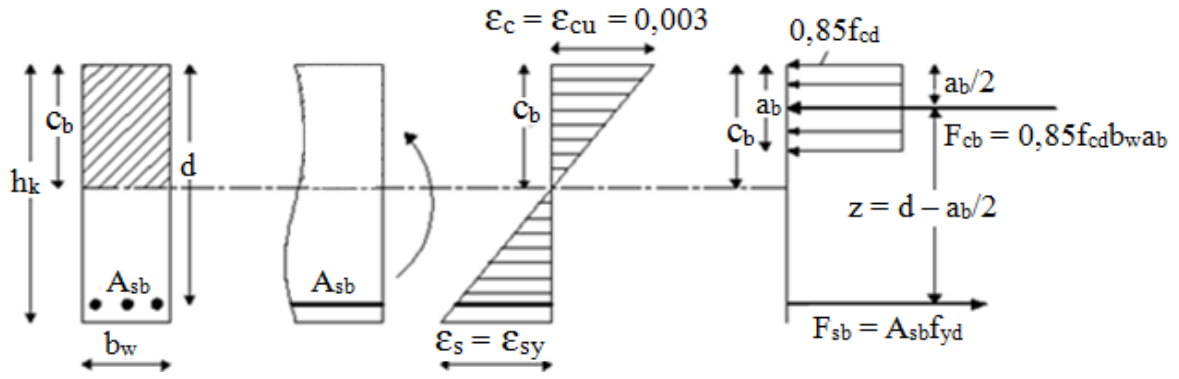


### 1.9.4.1. Tek Donatılı Dikdörtgen Kesitler

Çekme kuvvetini donatının, basınç kuvvetini ise betonun karşıladığı dikdörtgen kesitlerdir.

#### 1.9.4.1.1. Dengeli Donatılı Dikdörtgen Kesitlerin Hesabı

Dengeli kırılmada, donatı akma birim uzamasına eriştiği anda ( $\epsilon_s = \epsilon_{sy}$ ), en dış lifteki betonun ezilme birim kısalmasına ( $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$ ) ulaşmakta olup Şekil 1.72 de birim deformasyon dağılımı ve iç kuvvetler gösterilmektedir.



Şekil 1.72. Dengeli Kırılma

Dengeli donatı oranı,

$$\rho_b = \frac{A_{sb}}{b_w \cdot d} \quad (1.62)$$

bağıntısıyla bulunur.

Deformasyon diyagramından uygunluk koşulu,

$$\frac{0,003}{\epsilon_{sy}} = \frac{c_b}{d - c_b} \quad (1.63)$$

$$c_b = \frac{0,003}{0,003 + \varepsilon_{sy}} \cdot d \quad (1.64)$$

$$\frac{c_b}{d} = \frac{0,003}{0,003 + \frac{f_{yd}}{E_s}} \quad (1.65)$$

$E_s = 2.10^5 \text{ N/mm}^2$  değeri uygunluk bağıntısında yerine yazılırsa,

$$\frac{c_b}{d} = \frac{600}{600 + f_{yd}} \quad (1.66)$$

Denge koşulu,

$$\begin{aligned} F_{cb} - F_{sb} &= 0 \\ 0,85f_{cd} \cdot b_w \cdot a_b &= A_{sb} \cdot f_{yd} \end{aligned} \quad (1.67)$$

Her iki taraf  $b_w \cdot d$  ye bölünürse,

$$\frac{A_{sb}}{b_w \cdot d} = 0,85 \cdot k_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \frac{c_b}{d} \quad (1.68)$$

bağıntısı bulunur.

Dikdörtgen kesitler için dengeli donatı oranı,

$$\rho_b = 0,85k_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \left( \frac{600}{600 + f_{yd}} \right) \quad (1.69)$$

bağıntısı ile bulunur.

Dengeli durumda moment kolu,



Moment kolu,

$$z = d - a/2 \quad (1.74)$$

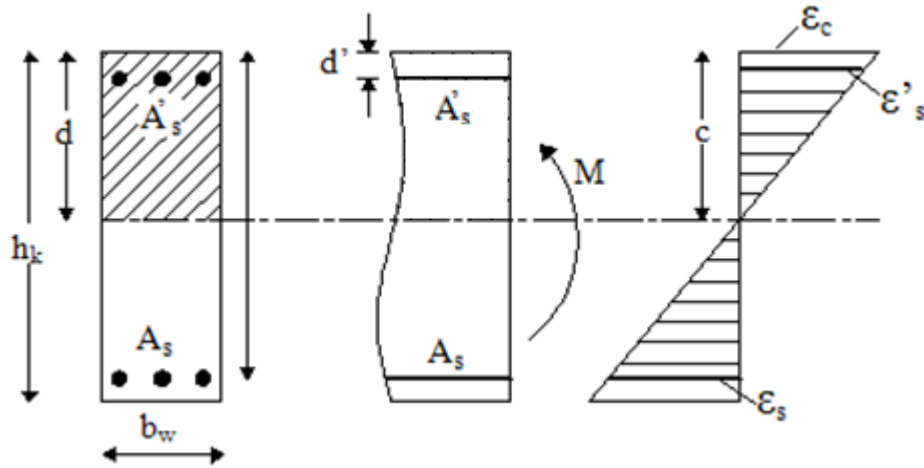
Denge altı donatılı kirişin taşıma gücü,

$$M_r = A_s \cdot f_{yd} \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (1.75)$$

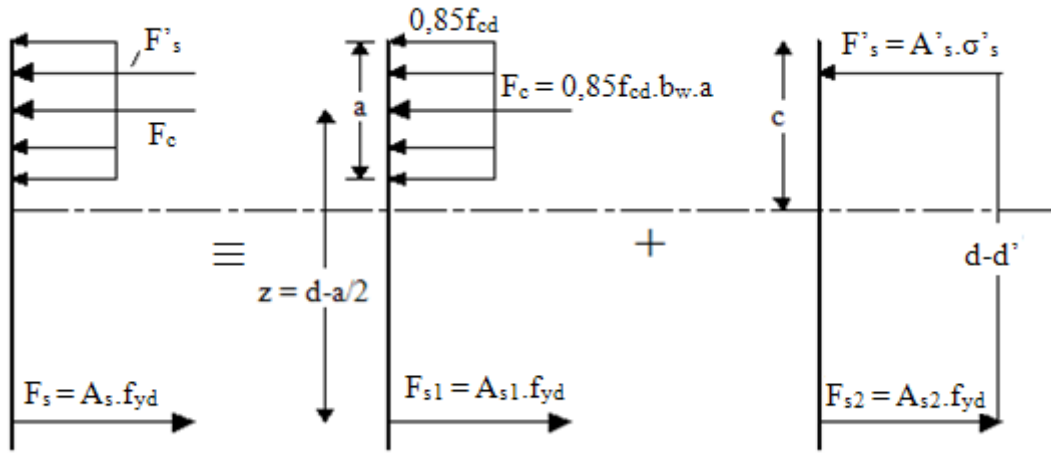
bağıntısı ile bulunur.

#### 1.9.4.2. Çift Donatılı Dikdörtgen Kesitler

Tek donatılı kirişin moment kapasitesi yetersiz kaldığında, kapasiteyi artırmak için ya kiriş kesiti büyütülür ya da basınç bölgesine donatı yerleştirilir. Çift donatılı dikdörtgen kesitlerde taşıma gücü bağıntıları aşağıda verilmektedir.



Şekil 1.74. Çift donatılı dikdörtgen kesit



Şekil 1.75. Çift donatılı kesitlerde kuvvet çiftlerine ayırma

Şekil 1.75’ de  $A_s$  toplam çekme donatısı alanını,  $A'_s$  basınç donatısı alanını,  $\epsilon'_s$  basınç donatısında meydana gelen şekil değiştirmeyi,  $\sigma'_s$  basınç donatısındaki gerilmeyi,  $F'_s$  basınç donatısındaki bileşke kuvveti,  $A_{s1}$  beton bileşkesine eşit bir çekme donatısı alanını,  $A_{s2}$  basınç bölgesindeki donatıdaki basınç kuvvetine eşit çekme kuvvetini oluşturmak için gerekli çekme donatısı alanını göstermektedir.

$$\rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d} \quad (\text{Çekme donatısı oranı}) \quad (1.76)$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{b_w \cdot d} \quad (\text{Basınç donatısı oranı}) \quad (1.77)$$

Kesit dengede olduğundan denge denklemi,

$$F_c + F'_s = F_s \quad (1.78)$$

$$0,85f_{cd} \cdot b_w \cdot a + A'_s \cdot \sigma'_s = A_s \cdot f_{yd} \quad (1.79)$$

Uygunluk bağıntısından,

$$\epsilon'_s = 0,003 \cdot \left( \frac{c - d'}{c} \right) \quad (1.80)$$



Basınç donatısındaki gerilme,

$$\sigma'_s = \varepsilon'_s \cdot E_s \quad (1.81)$$

Çözüm basınç donatısının akıp akmadığına bağlıdır. Basınç donatısının akıp akmadığının kontrolünde aşağıdaki bağıntılardan biri kullanılabilir.

$$\rho - \rho' \geq (0,85 \cdot k_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}) \cdot (\frac{600}{600 - f_{yd}}) \frac{d'}{d} \quad (1.82)$$

$$\sigma'_s \geq f_{yd} \quad (1.83)$$

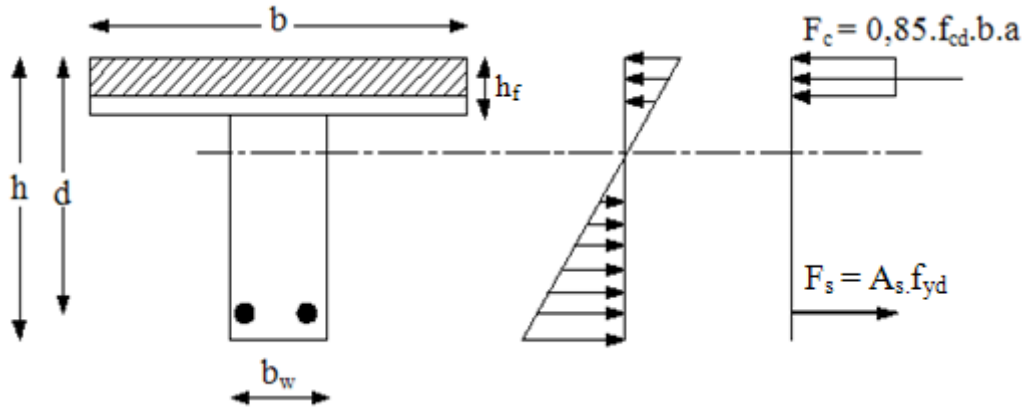
$$\varepsilon'_s \geq \varepsilon_{sy} \quad (1.84)$$

### 1.9.4.3. Tek Donatılı Tablalı Kesit Hesapları

#### 1.9.4.3.1. Kesit Denetimi (Direnme Momenti)

Tablalı kesitlerde eşdeğer basınç bloğu derinliği döşeme kalınlığından küçük ise hesaplarda basınç alanı dikdörtgen kesit, eşdeğer basınç bloğu derinliğinin döşeme kalınlığından büyük olması durumunda basınç alanı “ T ” şeklinde olur.

Basınç bloğunun dikdörtgen olması durumunda ( $a \leq h_f$ ),



Şekil 1.76. Basınç bloğunun dikdörtgen olması durumu

Eksenel denge:

$$F_c = F_s \quad 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot a = A_s \cdot f_{yd} \quad (1.85)$$

Basınç bloğu derinliği:

$$a = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b} \quad (1.86)$$

Moment taşıma gücü:

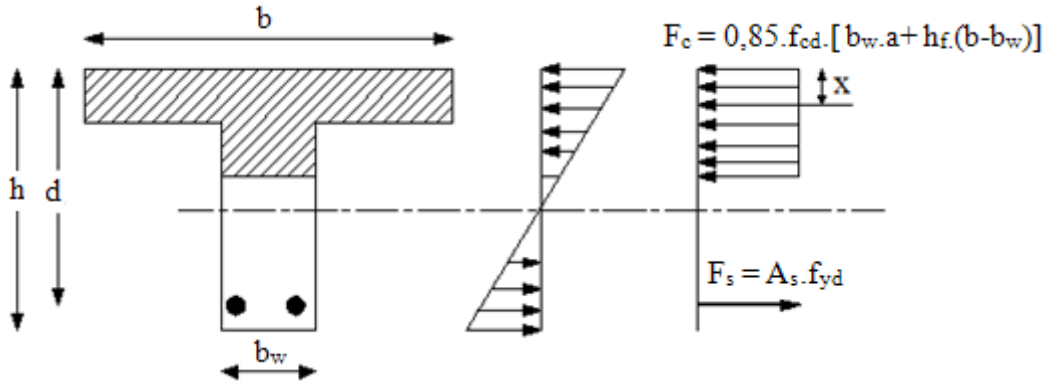
$$M_r = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - a/2) \quad (1.87)$$

Dengeli donatı oranı:

$$\rho_b = 0,85 \cdot k_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \left( \frac{600}{600 + f_{yd}} \right) \quad (1.88)$$

bağıntıları ile hesaplanır.

Basınç bloğu derinliğinin döşeme kalınlığından büyük olması durumunda ( $a > h_f$ ),



Şekil 1.77. Basınç bloğu derinliğinin döşeme kalınlığından büyük olması durumu

Eksenel denge:

$$F_c = F_s$$

$$0,85 \cdot f_{cd} \cdot [b_w \cdot a + h_f \cdot (b - b_w)] = A_s \cdot f_{yd} \quad (1.89)$$

Eşdeğer basınç bloğu derinliği:

$$a = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0,85 f_{cd} b_w} - \frac{h_f (b - b_w)}{b_w} \quad (1.90)$$

Eşdeğer basınç alanının ağırlık merkezi:

$$x = \frac{b_w \cdot 0,5 \cdot a^2 + (b - b_w) \cdot 0,5 h_f^2}{b_w \cdot a + (b - b_w) \cdot h_f} \quad (1.91)$$

Moment taşıma gücü:

$$M_r = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - x) \quad (1.92)$$

Dengeli donatı oranı:

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \left[ k_1 \frac{600}{600 + f_{yd}} + \frac{h_f}{d} \left( \frac{b}{b_w} - 1 \right) \right] \quad (1.93)$$

bağıntılılarıyla hesaplanır.

#### 1.9.4.3.2. Kesit Tasarımı (Boyutlandırma ve Donatı Hesabı)

Tek donatılı tablalı kesitlerde dikdörtgen kısmın taşıma gücü momenti hesaplanır. Eğer taşıma gücü momenti tasarım momentinden küçükse eşdeğer basınç bloğu dikdörtgen değildir. Bu durumda basınç bloğu gövde ve kanatlara ayrılmaktadır. Eşdeğer basınç bloğu hesabında,

Kanatlara düşen kısmın bileşkesi:

$$F_{cf} = 0,85 f_{cd} \cdot h_f \cdot (b - b_w) \quad (1.94)$$

Kanatların karşıladığı moment:

$$M_f = F_{cf} \cdot (d - h_f/2) \quad (1.95)$$

$F_{cf}$  ye karşılık çekme kuvveti için donatı alanı:

$$A_{sf} = \frac{F_{cf}}{f_{yd}} \quad (1.96)$$

Tasarım momentinin gövdenin payına düşen kısmı ( $M_w$ ) :

$$M_w = M_d - M_f \quad (1.97)$$

Gövdenin payına düşen moment için gerekli donatı oranı:

$$\rho_w = \left( 0,85 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \right) \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2k_{mw}}{0,85 f_{cd}}} \right), \quad k_{mw} = \frac{M_w}{b_w \cdot d^2} \quad (1.98)$$

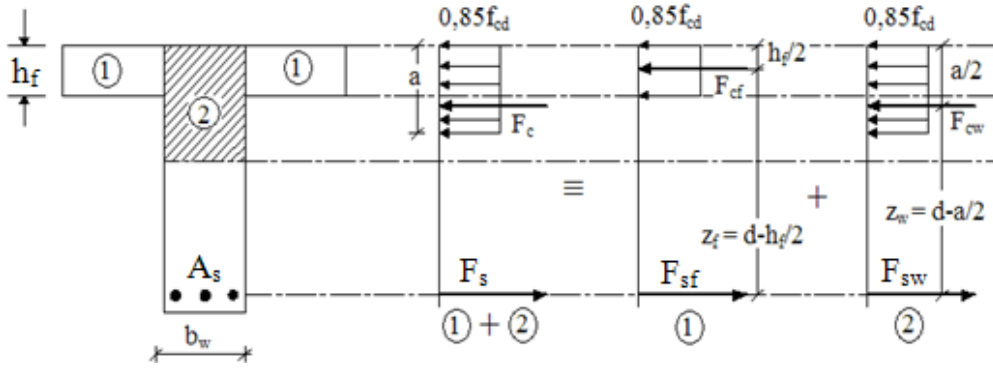
Gövdenin payına düşen moment için gerekli donatı alanı:

$$A_{sw} = \rho_w \cdot b_w \cdot d \quad (1.99)$$

Kesite yerleştirilmesi gereken toplam donatı alanı:

$$A_s = A_{sf} + A_{sw} \quad (1.100)$$

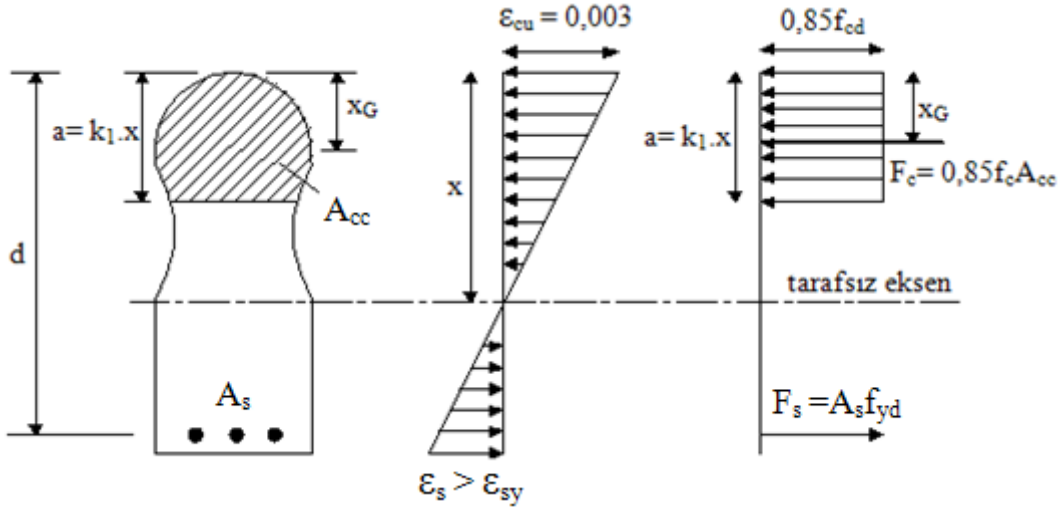
bağıntıları ile hesaplanır.



Şekil 1.78. Eşdeğer basınç bloğunun gövde ve kanatlara ayrılması

#### 1.9.4.4. Herhangi Bir Şekildeki Kesitlerin Hesabı

Değişik geometrik giriş kesitlerinin hesabı Şekil 1.79'da gösterilmektedir.



Şekil 1.79. Değişik geometrili kiriş kesiti

Eksenel denge:

$$F_c = F_s \quad 0,85 \cdot f_{cd} \cdot A_{cc} = A_s \cdot f_{yd} \quad (1.101)$$

$$A_{cc} = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0,85 \cdot f_{cd}} \quad (1.102)$$

Moment taşıma gücü:

$$M_r = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - x_G) \quad (1.103)$$

$$M_r = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot A_{cc} \cdot (d - x_G) \quad (1.104)$$

bağıntıları ile hesaplanır.

### 1.9.5. Kesmeye Göre Hesap

Kirişlerde sadece eğilmeye göre donatı hesabı yapılması yeterli değildir. Kesme kuvvetine karşı da dayanımların sağlanması gerekir. Kayma donatısı yeterli değilse, yüklerin artışı ile eğilme mukavemetine ulaşılmeden mesnetlere yakın bölgelerde yatayla

45 derece açı yapan kesme çatlakları ile kırılma durumuna gelir. Asal gerilmelerin kiriş boyunca izledikleri doğrultulara “asal gerilme yörüngeleri” denir. Asal basınç gerilmelerini bir düzeye kadar beton karşılar. Asal çekme gerilmeleri, eğik çekme çatlaklarını oluşturur. Eğik çekmeyi alacak yeterli kayma donatısı yoksa çatlaklar genişler ani kırılma olur. Kayma donatısı yeterli fakat, beton kesiti yetersiz kalırsa, asal basınç gerilmeleri büyür ve beton ezilir. Kırılma ani ve gevrek olur. Eğik çekme kuvveti, eğilme momenti ile birlikte kesme kuvvetinden doğar. Bu kırılmaya “kesme kuvveti kırılması” denir [6].

Doğrudan düşey taşıyıcı mesnede oturan kirişlerde dikkate alınacak tasarım kesme kuvveti, mesnet yüzünden itibaren faydalı yükseklik (d) kadar mesafedeki kesme kuvveti değeridir. Kiriş üzerindeki yükün düzgün yayılı olması durumunda tasarım kesme kuvveti, V mesnet aksındaki kesme kuvvetini,  $P_d$  düzgün yayılı yükün değerini, a mesnet genişliğini göstermek üzere,

$$V_d = V - P_d(a/2 + d) \quad (1.105)$$

bağıntısı ile bulunur.

Yüksek asal basınç gerilmeleri nedeni ile gövde betonunun ezilmesini önlemek amacıyla, hesap kesme kuvveti,

$$V_d \leq 0,22f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad (1.106)$$

bağıntısını sağlamalıdır.

Betonarme bir kesitin kesmede çatlama dayanımı;

$$V_{cr} = 0,65f_{ctd}b_{wd}\left(1 + \gamma \frac{N_d}{A_c}\right) \quad (1.107)$$

bağıntısıyla hesaplanır.

Eksenel basınç durumunda  $\gamma = 0,07$ , eksenel çekme durumunda ise  $\gamma = - 0,3$  ve  $N_d$  yaklaşık sıfır olması durumunda  $\gamma = 0$  alınabilir.

$V_d \leq V_{cr}$  olması durumunda kesme donatısı hesabına gerek olmayıp yönetmelikteki minimum etriye koşulları uygulanır.

Betonarme kirişin kesme dayanımı ( $V_r$ ),

$$V_r = V_c + V_w \quad (1.108)$$

bağıntısıyla hesaplanır.

Burada  $V_c$  beton katkısını,  $V_w$  ise kesme donatısı katkısını göstermektedir.

Beton katkısı,

$$V_c = 0,8 \cdot V_{cr} \quad (1.109)$$

bağıntısı ile hesaplanır.

Kiriş kesme güvenliği için aşağıdaki koşul sağlanmalıdır.

$$V_r \geq V_d \quad (1.110)$$

Etriyenin karşıladığı kesme kuvveti,

$$V_w = V_d - V_c \quad (1.111)$$

bağıntısı ile hesaplanır.

Etriye aralığı;  $s$  etriye aralığını,  $f_{ywd}$  etriye donatısının tasarım akma dayanımını,  $d$  faydalı yüksekliği göstermek üzere,

$$s = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot d}{V_w} \quad (1.112)$$

bağıntısı ile belirlenir.

TS 500 de etriye alanının, etriye aralığına oranı için aşağıdaki koşul verilmektedir.

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq 0,3 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} b_w \quad (1.113)$$

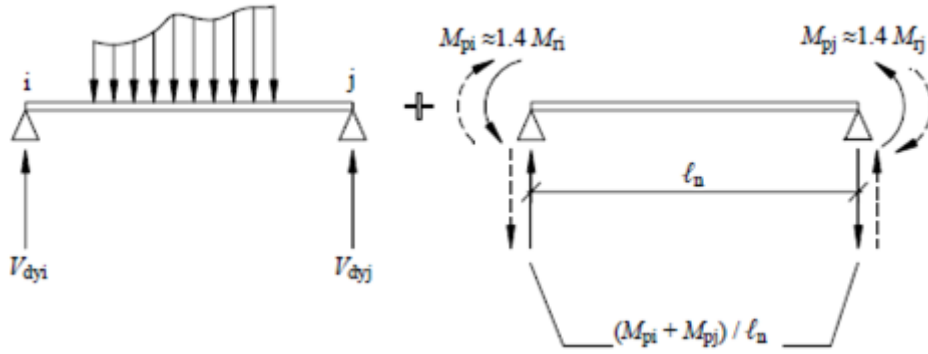
Süneklik düzeyi yüksek kirişlerde enine donatı hesabına esas alınacak kesme kuvveti  $V_e$ , depremin soldan sağa etkimesi durumları için ayrı ayrı ve elverişsiz sonuç verecek şekilde,



$$V_e = V_{dy} \pm \frac{M_{pi} + M_{pj}}{\ell_n} \quad (1.114)$$

bağıntısı ile hesaplanır.

Kiriş uçlarındaki moment kapasiteleri, daha kesin hesap yapılmadığı durumlarda,  $M_{pi} \approx 1,4M_{ri}$  ve  $M_{pj} \approx 1,4M_{rj}$  olarak alınabilir.



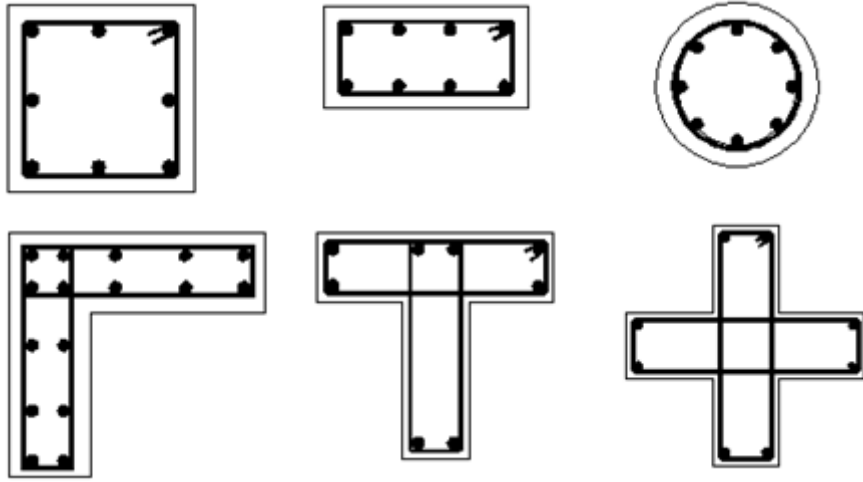
Şekil 1.80. Enine donatı hesabına esas olacak kuvvet ve momentler

## 1.10. Betonarme Kolonlar

Kolonların yapıda iki önemli görevi vardır. Birincisi yapıya etkiyen tüm düşey ve yatay yükleri güvenli bir şekilde temel sistemine aktarmak ikincisi ise yatay yüklerden dolayı oluşacak görece kat ötelenmelerinin izin verilen sınırlar içinde kalmasını sağlamaktır [2].

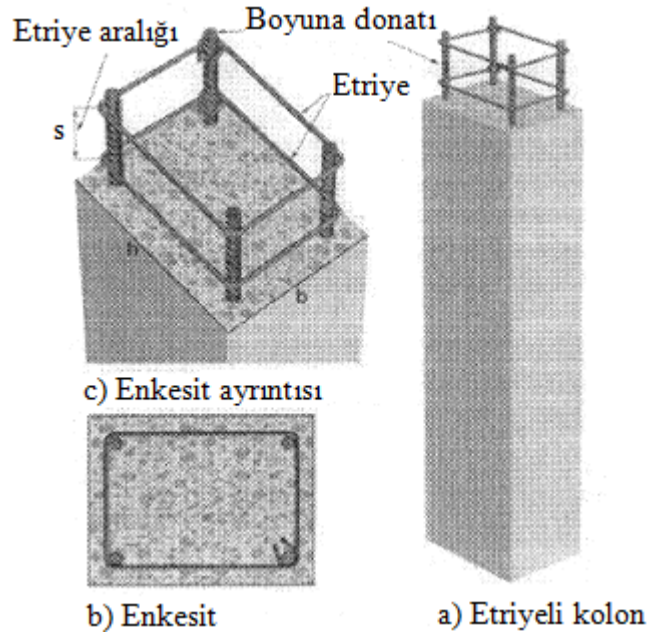
### 1.10.1. Kolon Kesit Çeşitleri

Betonarme kolonlar etriyeli ve fretli (spiral donatılı) kolonlar olmak üzere iki sınıfa ayrılmaktadır. Betonarme kolon kesit tipleri kare kesit, dikdörtgen kesit, dairesel kesit, çokgen kesit ( I, L, T, C ) şeklinde olabilir (Şekil 1.81).

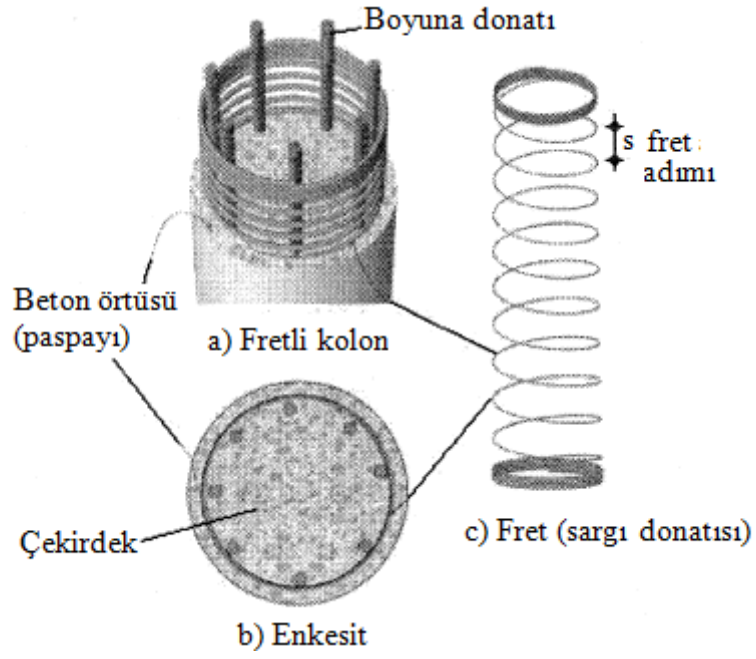


Şekil 1.81. Kolon kesit tipleri

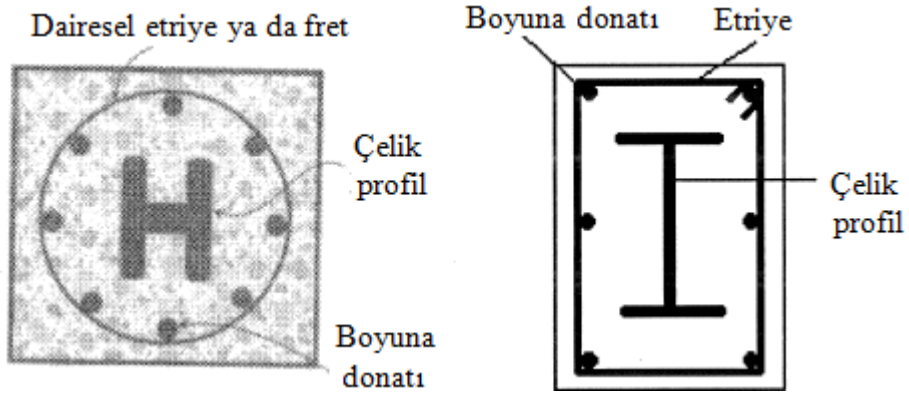
Şekil 1.82, 1.83, 1.84, 1.85 ve 1.86 da kolonlara ait en kesitler gösterilmektedir.



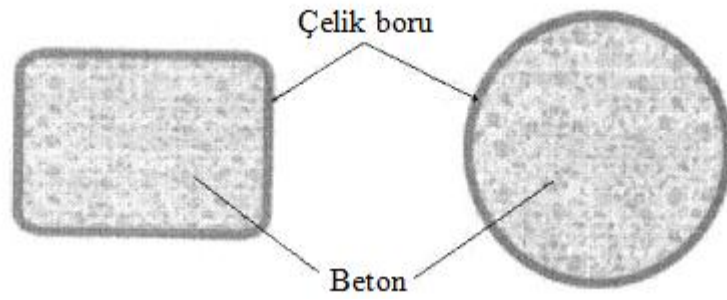
Şekil 1.82. Etriyeli bir kolon ve enkesit görünüşleri [10].



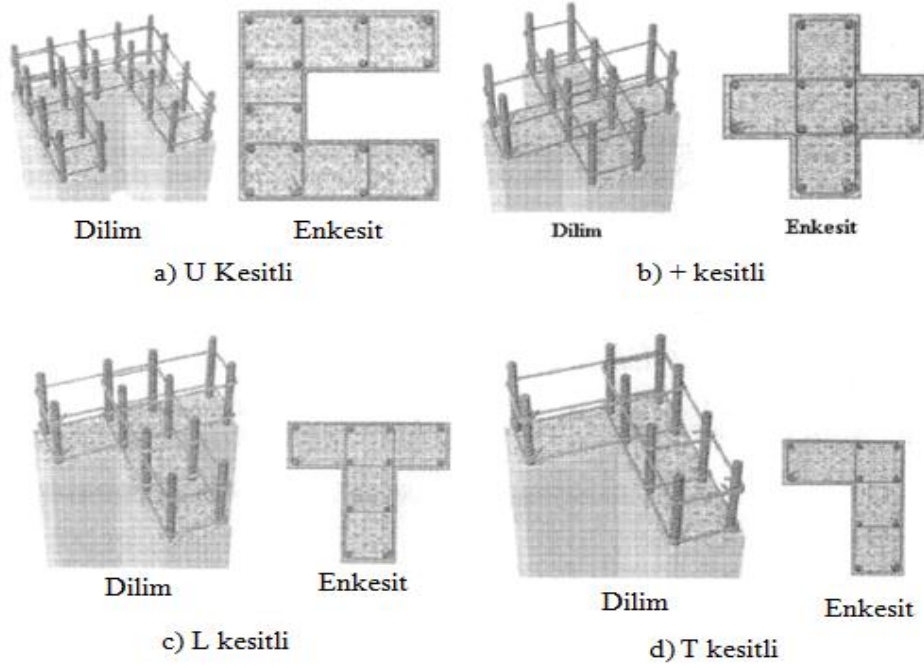
Şekil 1.83. Fretli kolon ve enkesiti [10].



Şekil 1.84. Birleşik kolon enkesit örnekleri [10].



Şekil 1.85. Dikdörtgen ve dairesel kesitli boru kolon örnekleri [10].

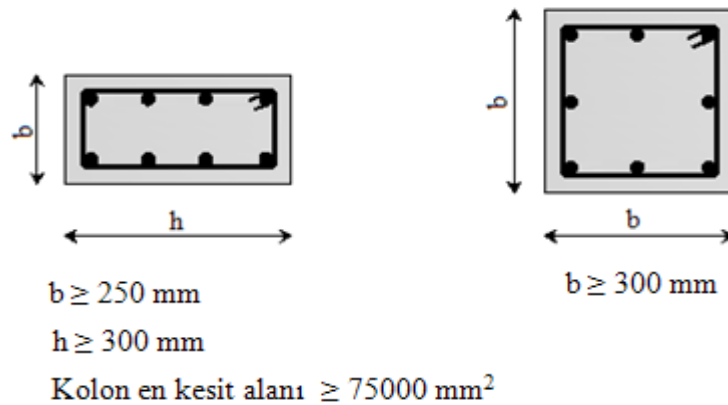


Şekil 1.86. Kolon enkesit örnekleri [10].

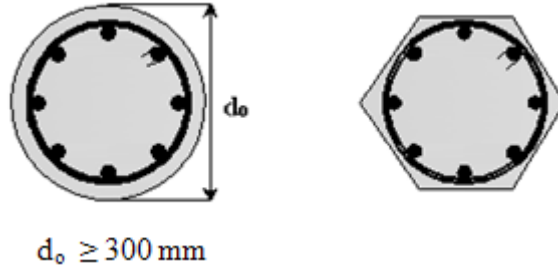
### 1.10.2. Kolon Boyut ve Donatılarına İlişkin Yönetmelik Koşulları

TDY 2007 ve TS 500 dikkate alınarak kolon boyut ve kolon donatı koşulları aşağıda verilmektedir.

➤ Dikdörtgen kolon ve Fretli kolon: Dikdörtgen kesitli kolonlarda kesit genişliği 250 mm den kesit alanı  $75000 \text{ mm}^2$  den az olamaz. Fretli (spiral donatılı) kolonda da kolon çapı 300 mm den küçük olamaz. Kolon kesitlerine ilişkin minimum boyutlar Şekil 1.87 ve Şekil 1.88 de verilmektedir.

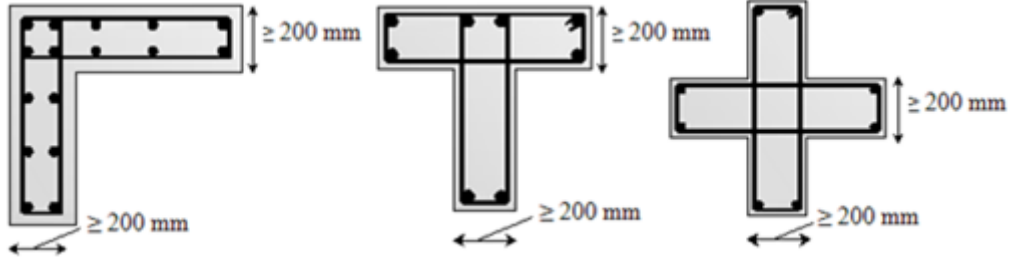


Şekil 1.87. Kare ve dikdörtgen kesitli kolonların en kesit boyutları



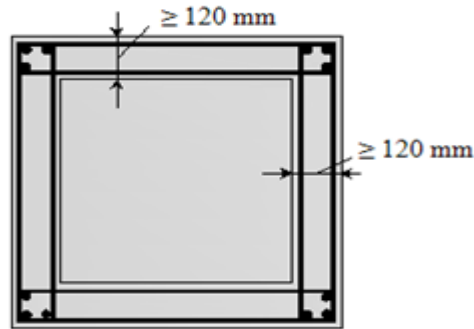
Şekil 1.88. Çokgen ve dairesel kesitli kolon en kesit boyutları

- Değişik en kesitli kolonlar (I, T, L, C): I, T, L gibi kesitlere sahip kolonların genişliği 200 mm den az olamaz. Kolon kesitlerine ilişkin koşullar Şekil 1.89 da verilmektedir.



Şekil 1.89. Değişken kesitli kolon en kesit boyutları

Kutu kesitli kolonlarda en küçük kalınlık 120 mm den az olamaz. Şekil 1.90 da kutu kesit kolon en kesit boyutları gösterilmektedir.



Şekil 1.90. Kutu kesit kolon en kesit boyutu

Tasarım aksel kuvveti ve betonun karakteristik basınç dayanımına bağlı olarak, kolon en kesit alanı ( $A_c$ ) sünek davranış için;  $N_{dm}$  düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan aksel basınç kuvvetlerinin en büyüğünü göstermek üzere,

$$A_c \geq \frac{N_{dm}}{0,5f_{ck}} \quad (1.115)$$

bağıntısı sağlanmalıdır.

### 1.10.2.1. Boyuna Donatıya İlişkin Koşullar

Kolonlara yerleştirilecek boyuna donatı çapı 14 mm den daha az olamaz. Kare ve dikdörtgen kesitli kolonlarda 4Ø16 veya 6 Ø14, fretli ve etriyeli kolonlarda ise en az 6 Ø14 donatı bulunması zorunludur.

Kolonlarda boyuna donatı oranı ( $\rho_t$ ) toplam boyuna donatı alanının ( $A_{st}$ ) kolon enkesit alanına ( $A_c$ ) bölümüyle belirlenir.

$$\rho_t = \frac{A_{st}}{A_c} \quad (1.116)$$

Kolonlarda toplam boyuna donatı oranı;

$$\rho_t \geq 0,01 \quad (1.117)$$

koşulunu sağlamalıdır.

Kolon boyuna donatıları bindirmeli ek bölgeleri dışında,

$$\rho_t \leq 0,04 \quad (1.118)$$

bindirmeli ek bölgelerinde ise,

$$\rho_t \leq 0,06 \quad (1.119)$$

koşulunu sağlamalıdır.

Eğilme momentiyle birlikte aksel çekme de taşıyan elemanların hesabında, aksel çekme etkisi ihmal edilemez. Bütün kesitin çekmeye çalıştığı durumlarda, bu elemanlarda bulundurulacak olan boyuna donatı oranı, denklem (1.120) değerinden az olmamalıdır.

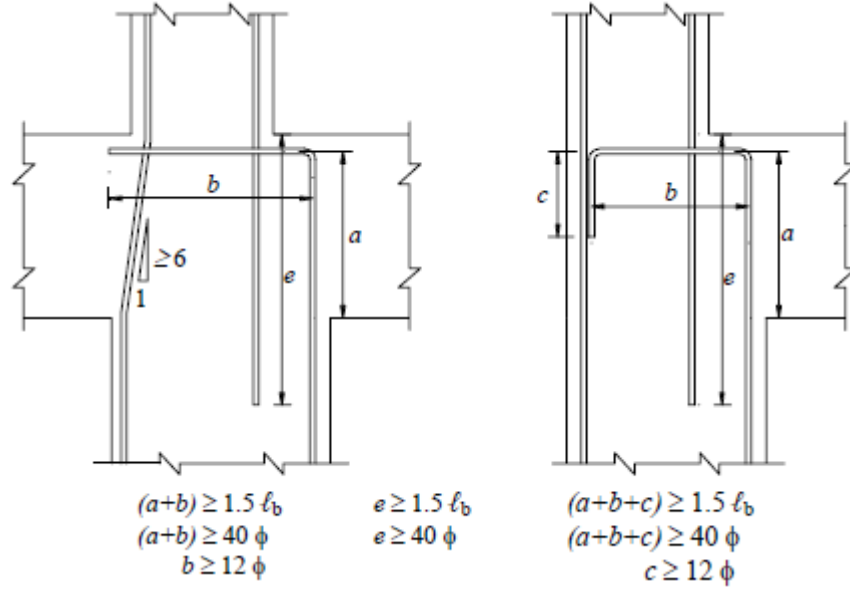
$$\rho_t \geq 1,5 \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \quad (1.120)$$

Boyuna donatılarda bindirmeli ekler mümkün olabildiğince kolon orta bölgesinde yapılmalıdır. Bu durumda bindirmeli ek boyu, TS 500'de çekme donatısı için verilen kenetlenme boyu ( $\ell_b$ ) kadar olmalıdır.

Boyuna donatıların bindirmeli eklerinin kolon alt ucunda yapılması durumunda ise, aşağıdaki koşullar sağlanmalıdır.

- Boyuna donatıların %50 sinin veya daha azının kolon alt ucunda eklenmesi durumunda bindirmeli ek boyu  $\ell_b$  nin en az 1,25 katı olmalıdır.
- Boyuna donatıların %50' den fazlasının kolon alt ucunda eklenmesi durumunda bindirmeli ek boyu,  $\ell_b$  nin en az 1,5 katı olmalıdır. Temelden çıkan kolon filizlerinde de bu koşula uyulmalıdır.
- Yukarıdaki her iki durumda da, bindirmeli ek boyunca sarılma bölgesi için tanımlanan minimum enine donatı kullanılacaktır [7].

Katlar arasında kolon kesitinin değişmesi durumunda, boyuna donatının kolon giriş birleşim bölgesi içinde düşeye göre eğimi 1/6'dan daha fazla olmamalıdır. Kesit değişiminin daha fazla olması durumunda veya en üst kat kolonlarında; alttaki kolonun boyuna donatısının karşı taraftaki girişin içindeki kenetlenme boyu, TS-500'de çekme donatısı için verilen kenetlenme boyu  $\ell_b$  nin 1,5 katından ve 40Ø'den daha az olmamalıdır. Karşı tarafta giriş bulunmadığı durumlarda kenetlenme, gerekirse kolonun karşı yüzünde aşağıya doğru kıvrım yapılarak sağlanmalıdır. 90 derecelik yatay kancanın veya aşağıya kıvrılan düşey kancanın boyu en az 12Ø olmalıdır (Şekil 1.91). Yan yana boyuna donatılarda yapılan manşonlu veya kaynaklı eklerin arasındaki boyuna uzaklık 600 mm' den az olmamalıdır [7].



Şekil 1.91. Kolonlarda kesit değişiminde boyuna donatı düzeni

### 1.10.2.2. Enine Donatıya İlişkin Koşullar

Kolonlara boyuna donatıyla birlikte etriye veya fret donatı olarak adlandırılan enine donatılar yerleştirilmektedir. Etriye ve fret donatısının görevi kesme kuvveti ve burulma momentini karşılamak, betonun şişmesini, boyuna donatının yanal yer değiştirmesini donatının burkulmasını ve boyuna doğrultudaki çatlakların gelişmesini önlemektir.

Kolonlar iki sarılma bölgesi ve bir orta bölge olmak üzere üç bölgeye ayrılmaktadır. Kolonlarda kullanılabilecek en küçük enine donatı çapı ( $\phi_w$ ) 8 mm' dir. Her bir kolonun alt ve üst uçlarında sarılma bölgeleri oluşturulmaktadır. Sarılma bölgelerinin her birinin uzunluğu, döşeme üst kotundan yukarıya doğru veya kolona bağlanan en derin kirişin alt yüzünden başlayarak aşağıya doğru ölçülmek üzere, kolon kesitinin büyük boyutundan (dairesel kesitlerde kolon çapından), kolon serbest yüksekliğinin 1/6'sından ve 500 mm' den az olamaz. Bu donatılar temelin içinde de, 300 mm' den ve en büyük donatı çapının 25 katından az olmayan bir yükseklik boyunca devam ettirilmesi gerekmektedir.

Kolon sarılma bölgesi boyunca etriye ve çiroz aralığı en küçük en kesit boyutunun 1/3'ünden ve 100 mm' den daha fazla, 50 mm' den daha az olamaz. Sürekli dairesel spirallerin adımı ise, çekirdek (göbek) alanı çapının 1/5'inden ve 80 mm' den fazla olamaz.

Etriye kolonlarda  $N_d > 0,20.A_c.f_{ck}$  olması durumunda sarılma bölgelerindeki minimum toplam enine donatı alanı denklem (1.121)' deki koşulların elverişsiz olanını sağlayacak şekilde hesaplanacaktır.



$$A_{sh} \geq 0,30.s.b_k \left[ \frac{A_c}{A_{ck}} - 1 \right] \cdot \frac{f_{ck}}{f_{ywk}} \quad (1.121)$$

$$A_{sh} \geq 0,075.s.b_k \cdot \frac{f_{ck}}{f_{ywk}}$$

Spiral donatılı kolonlarda  $N_d > 0,20.A_c.f_{ck}$  olması durumunda sarılma bölgelerindeki enine donatının minimum hacimsel oranı  $\rho_s$  denklem (1.122) deki koşulların elverişsiz olanını sağlayacak şekilde hesaplanacaktır.

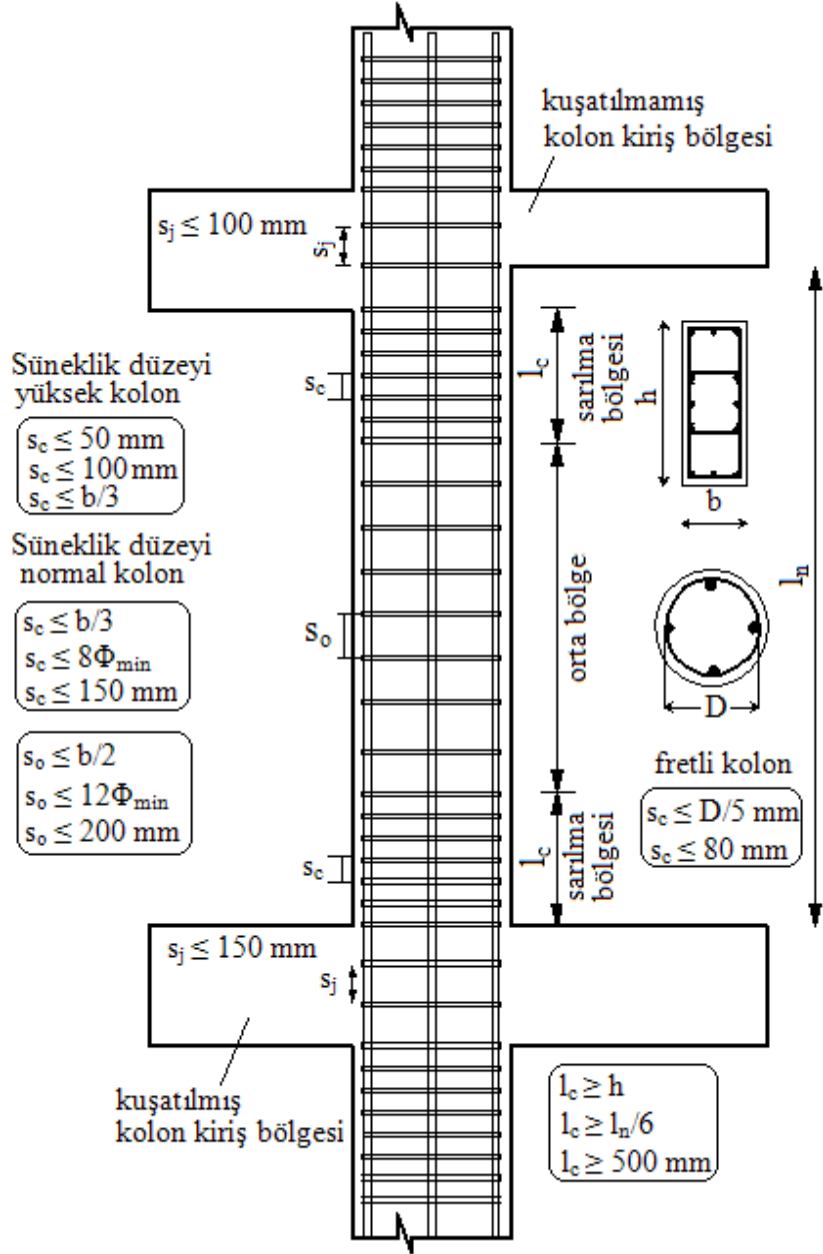
$$\rho_s \geq 0,45 \cdot \left[ \frac{A_c}{A_{ck}} - 1 \right] \frac{f_{ck}}{f_{ywk}} \quad (1.122)$$

$$\rho_s \geq 0,12 \frac{f_{ck}}{f_{ywk}}$$

Etriyeli ve fretli kolonların her ikisinde de  $N_d \leq 0,20.A_c.f_{ck}$  olması durumunda, kolon sarılma bölgelerinde denklem (1.121) ve denklem (1.122) daki bağıntılarda verilen enine donatılarının en az 2/3'ü, minimum enine donatı olarak kullanılmalıdır.

Kolon orta bölgesinde etriye, çiroz veya spiral aralığı, en küçük en kesit boyutunun yarısından ve 200 mm' den daha fazla olamaz [7].

Kolon enine donatılarına ilişkin yönetmelik koşulları Şekil 1.92 de gösterilmektedir.



Şekil 1.92. Kolon enine donatılarına ilişkin koşullar

Kolon boyut ve donatılarına ilişkin olarak yönetmeliklerde öngörülen koşullar Çizelge 1.20 de özetlenmektedir.

Çizelge 1.20. Kolonlara ait yönetmelik koşulları

Dikdörtgen kesitli kolon küçük boyutu	b	$\geq$	250 mm
I,T,L kesitli kolonların en küçük kalınlığı		$\geq$	200 mm
Dairesel kesitli kolon çapı	$d_o$	$\geq$	300 mm
Boyuna donatı oranı	$\rho_t$	$\geq$	0,01
			$1,5f_{ctd}/f_{yd}$
Boyuna donatı oranı	$\rho_t$	$\leq$	0,04 (Bindirme bölgesi dışında)
			0,06 (Bindirmeli ek bölgesinde)
Boyuna donatı çapı	$\emptyset$	$\geq$	14 mm
Enine donatı çapı	$\emptyset_w$	$\geq$	$\emptyset/3$ ( $\emptyset$ en büyük donatı çapı) 8 mm
Min. donatı sayısı	$A_{st}$	$\geq$	4 $\emptyset$ 16, 6 $\emptyset$ 14 ( kare, dikdörtgen) 6 $\emptyset$ 14 (fretli kolon)
Etriye kolları ve çirozlar arasındaki uzaklık	$a_t$	$\leq$	300 mm $25\emptyset_w$
Kolon sarılma bölgesi uzunluğu	$l_c$	$\geq$	$h$ $l_n/6$ 500 mm
Eriyeli kolonda etriye aralığı	$S_c$	$\leq$	$b/3$ (Süneklik düzeyi yüksek) 100 mm
			$b/3$ 8 $\emptyset$ min (Süneklik düzeyi normal) 150 mm
	$S_o$	$\leq$	$b/2$ 200 mm 12 $\emptyset$ min
Fretli kolonlarda sargı donatısı aralığı	$S_c$	$\leq$	D/5 100 mm
			$d_o/2$ 200 mm 12 $\emptyset$ min
Enine donatı aralığı	$S_c$	$\geq$	50 mm

### 1.10.3. Etriyeli Kalın Kolonların Hesabı

Yönetmeliklerde kolonların sadece aksenal basınca göre boyutlandırılmasına izin verilmez. Tasarımcıya yol göstermesi açısından aksenal basınç altındaki kolonların taşıma gücü;  $N_{or}$  aksenal basınç etkisindeki kolonun aksenal yük kapasitesini,  $f_{cd}$  betonun tasarım basınç dayanımını,  $A_c$  kesitin brüt beton alanını,  $f_{yd}$  donatı tasarım akma dayanımını,  $A_{st}$  toplam boyuna donatı alanını göstermek üzere,

$$N_{or} = 0,85f_{cd} \cdot A_c + f_{yd} \cdot A_{st} \quad (1.123)$$

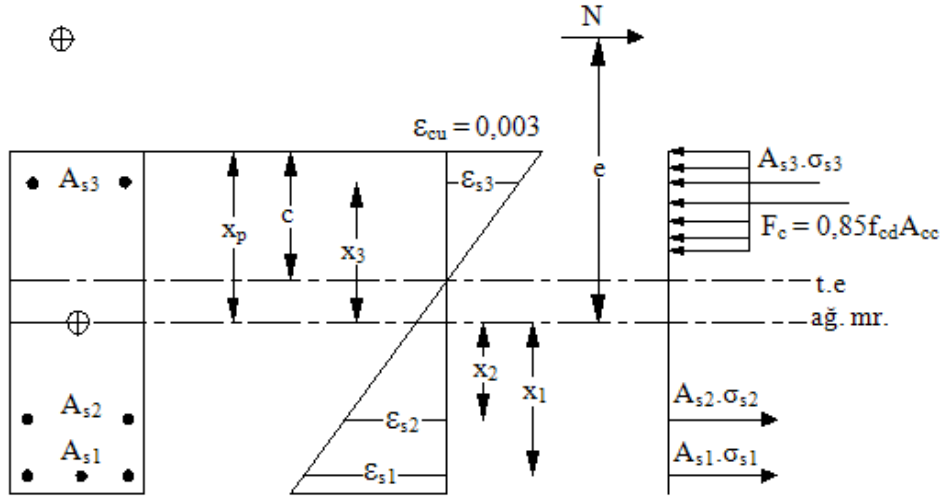
bağıntısıyla belirlenir.

### 1.10.4. Bileşik Eğilme Etkisindeki Kolonların Tasarımı

Kolonlarda esas eğilme momenti rüzgar ve deprem gibi yatay yüklerin etkisi ile oluşur. Ancak kolonun karşılıklı iki tarafındaki komşu açıklıkların oldukça farklı yüklenmesi, kenar ve köşe kolonların da olduğu gibi kolonun bir tarafında açıklık bulunmadığından dolayı sadece karşılıklı bir kenarından yüklenmesi, kirişlerin kolon merkezine oturmaması veya kolonda yapımından kaynaklı oluşabilecek şakulden kaçmalardan oluşan eksantrisite de bazen önemli eğilme momentlerine sebep olabilmektedir. Belirtildiği gibi kolonlar aksenal yükün yanında, eğilme momenti kesme kuvveti ve bazen de burulma momentlerinin etkisinde kalmaktadır. Bundan dolayı kolonlar boyutlandırılırken sadece aksenal yüklere göre boyutlandırma yapılmaz. Diğer kesit etkilerinin de göz önüne alınması gerekmektedir [11].

#### 1.10.4.1. Bir Doğrultuda Bileşik Eğilme Etkisindeki Kolonların Denetimi

Bir doğrultuda bileşik eğilme etkisindeki bir kolonun taşıma gücü hesabının belirlenmesinde kullanılan denklemler aşağıda belirtilmektedir. Bileşik eğilme probleminin çözümü, iki denge ve yeterli sayıda uygunluk denkleminde oluşur.



Şekil 1.93. Bileşik eğilme etkisinde dikdörtgen kesitli kolonlar için denge ve uygunluk denklemlerinin çıkarılması

$A_{cc}$  basınç bloğu alanını,  $i$  donatı sırası numarasını,  $\sigma_{si}$  donatıdaki gerilmeyi,  $x_i$  donatı ağırlık merkezinden kesit ağırlık merkezine olan mesafeyi,  $x_c$  kuvvet uygulanan taraftaki kolon yüzünden basınç bloğu bileşkesinin uzaklığını,  $x_p$  ağırlık merkezi uzaklığını göstermek üzere denge denklemleri bağıntı 1.124 ve 1.125 de verilmektedir.

$$N_r = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot A_{cc} + \sum A_{si} \cdot \sigma_{si} \quad (1.124)$$

$$M_r = N \cdot e = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot A_{cc} \cdot (x_p - x_c) + \sum_{i=1}^n A_{si} \cdot \sigma_{si} \cdot x_i \quad (1.125)$$

Uygunluk denklemleri:

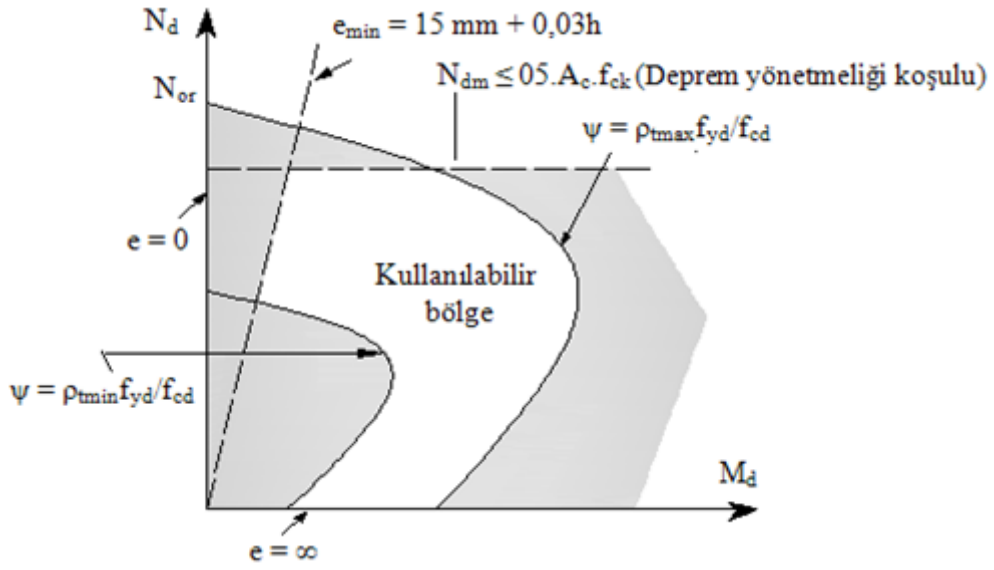
$$-\varepsilon_{s1} = 0,003 \cdot \frac{x_1 - (c - x_p)}{c} \quad (1.126)$$

$$\sigma_{si} = 0,003 \cdot E_s \cdot \left(1 + \frac{x_i - x_p}{c}\right) \leq f_{yd} \quad (1.127)$$

Denge denklemlerinde basınç kuvvetleri (+), çekme kuvvetleri ise (-) alınmalıdır. Uygunluk denkleminde elde edilen (-) değerler, birim kısalma olarak dikkate alınmalıdır.  $x_i$  değerleri ağırlık merkezinin üstünde olduğu zaman (+), altında olduğu zaman da (-) alınmalıdır. Kesit geometrisi, malzeme özellikleri ve donatı alanları bilindiğinde, yukarıdaki denklemler kullanılarak  $M$  için  $N_r$  veya verilen  $N$  için  $M_r$  kolayca hesaplanabilir [12].

#### **1.10.4.2. Bir Doğrultuda Bileşik Eğilme Etkisindeki Kolonların Tasarımı**

Kolonların tasarımı; yapısal çözümlerden elde edilen kesit etkileri ve yük birleşimleri dikkate alınarak belirlenen tasarım aksel kuvveti ( $N_d$ ) ve tasarım momentine ( $M_d$ ) göre yapılmaktadır. Döşeme ve kirişlerde donatının belirlenmesinde yük birleşimlerine göre belirlenen en büyük moment, tasarım momenti olarak dikkate alınmaktadır. Kolonlarda ise durum biraz daha farklıdır. Çünkü yük birleşimleri ve elverişsiz yüklemeler dikkate alındığında çok sayıda  $N_d$  ve  $M_d$  çiftiyle karşılaşılmaktadır. Bu durumda doğrudan en büyük momenti ya da en büyük aksel kuvveti tasarımda kullanmak doğru olmaz. Tecrübeye bağlı olarak  $N_d$  ve  $M_d$  çiftlerinden bazıları elenebilir de çoğu için ayrı ayrı donatı belirlenmekte ve bunlardan en elverişsiz olan (büyük donatı alanı) kesite yerleştirilmelidir. Tasarımcıya kolonların davranışları için karşılıklı etki diyagramı olarak adlandırılan moment-aksel kuvvet etkileşim diyagramları yol gösterici olmaktadır. Söz konusu diyagramlar, donatının kenarlarda ya da orta bölgede bulunması gibi belirli donatı düzenleri için kolonların taşıyabileceği eğilme momenti ve aksel kuvvet çifti için çizilmektedir. Karşılıklı etki diyagramları için her bir eğri, taşıma gücü bağıntılarından elde edildiğinden dayanım zarfı olarak da nitelendirilebilir. Dolayısıyla moment ve aksel kuvvete göre belirlenen kesişim noktası, eğrinin içerisinde kalıyorsa taşıma gücü açısından bir sorun yok demektir [2].



Şekil 1.94. Karşılıklı etki diyagramında kullanılabilir bölge sınırları [2].

Karşılıklı etki diyagramının apsis ve ordinatlarında sırasıyla,

$$\frac{N_d}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \quad \text{ve} \quad \frac{M_d}{b \cdot h^2 f_{cd}} \quad (1.128)$$

boyutsuz değerleri bulunmaktadır. Bu iki eksenin kesiştirilmesiyle mekanik donatı oranı belirlenir. Mekanik donatı oranına bağlı olarak kolon boyunca donatı oranı;  $\rho_t$  kolon boyunca donatı oranını,  $\Psi$  mekanik donatı oranını göstermek üzere,

$$\rho_t = \Psi \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (1.129)$$

bağıntısı ile belirlenir.

Kolon boyunca donatı alanı ise,

$$A_{st} = \rho_t \cdot b \cdot h \quad (1.130)$$

bağıntısı ile belirlenir.

### 1.10.4.3. İki Doğrultuda Bileşik Eğilme Etkisindeki Kolonların Tasarımı

Yapılar üç boyutlu olduklarından yatay ve düşey yükler etkisinde, özellikle köşe kolonlarında aksel kuvvetin yanında iki doğrultuda eğilme momenti meydana gelmektedir. Bu durumdaki kolonlar iki doğrultuda bileşik eğilme etkisindeki kolonlar, ya da eğik eğilme ve aksel basınç taşıyan elemanlar olarak adlandırılmaktadır [2].

İki doğrultuda bileşik eğilme etkisindeki kolonların boyutlandırılmasında üç yol bulunmaktadır. Bunlar Bresler yöntemiyle çözüme gitmek, bir doğrultuda bileşik eğilmeye indirgeyerek çözüme gitmek ve diyagramlar yardımı ile çözüme gitmek şeklinde sıralanabilir.

Burada diyagramlar yardımıyla çözüm gösterilmiştir (Şekil 1.94).

$$n = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \quad \text{ve} \quad m_x = \frac{M_{xd}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} \quad m_y = \frac{M_{yd}}{b^2 \cdot h \cdot f_{cd}} \quad (1.131)$$

Burada  $n, m_x, m_y$  abaktaki boyutsuz değerleri göstermektedir. Bu değerler yardımıyla mekanik donatı oranı belirlenir. Mekanik donatı oranına bağlı olarak,

$$\rho_t = \Psi \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (1.132)$$

bağıntısı ile kolon boyuna donatı oranı belirlenir.

Kolon boyuna donatı alanı ise,

$$A_{st} = \rho_t \cdot b \cdot h \quad (1.133)$$

bağıntısı ile belirlenir.



### 1.10.5. Kolonlarda Enine Donatı Hesabı

Süneklik düzeyi normal ve süneklik düzeyi yüksek kolonlarda kesme donatısı hesabının belirlenmesi için gerekli hesap adımları aşağıda gösterilmektedir.

➤ Süneklik Düzeyi Normal Kolonlar

1)  $V_d$  tasarım kesme kuvvetini göstermek üzere,

$$V_d \leq 0,22 \cdot A_w \cdot f_{cd} \quad (1.134)$$

2)  $V_{cr}$  kesitin çatlama dayanımını,  $N_d$  tasarım eksenel kuvveti,  $A_c$  kolon brüt enkesit alanını göstermek üzere kolon kesitinin kesmede çatlama dayanımı,

$$V_d \leq V_{cr} = 0,65 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d \cdot \left(1 + 0,007 \frac{N_d}{A_c}\right) \quad (1.135)$$

bağıntısı ile belirlenir.

3) Denklem (1.135)'in sağlanması durumunda kesme donatısı hesabına gerek olmayıp minimum etriye kolona yerleştirilir.

4) Denklem (1.135) in sağlanmaması durumunda, Betonun kesme dayanımına katkısı ( $V_c$ ),

$$V_c = 0,8 \cdot V_{cr} \quad (1.136)$$

bağıntısı ile belirlenir.

5) Etriyenin karşılamak zorunda olduğu kesme kuvveti ( $V_w$ ),

$$V_w = V_d - V_c \quad (1.137)$$

bağıntısı ile belirlenir.

6) Kolona yerleştirilecek etriye aralığı; s etriye aralığını,  $A_{sw}$  etriye donatı alanını,  $f_{ywd}$  enine donatı tasarım akma dayanımını göstermek üzere,

$$s = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot d}{V_w} \quad (1.138)$$

bağıntısı ile belirlenir.

➤ Süneklik Düzeyi Yüksek Kolonlar

Süneklik düzeyi yüksek kolonların hesabına esas alınacak kesme kuvveti ( $V_e$ ),

$$V_e = \frac{M_a + M_{\bar{u}}}{\ell_n} \quad (1.139)$$

bağıntısı ile hesaplanır.

$M_a$  ve  $M_{\bar{u}}$ 'nün hesaplanması için, kolonun alt ve üst uçlarında,

$$(M_{ra} + M_{r\bar{u}}) \geq 1.2(M_{ri} + M_{rj}) \quad (1.140)$$

bağıntısının sağlanması durumunda  $M_{\bar{u}}$  ve  $M_a$ ,

$$\Sigma M_p = M_{pi} + M_{pj} \quad (1.141)$$

$$M_{\bar{u}} = \frac{M_{h\bar{u}(i)}}{M_{h\bar{u}(i)} + M_{ha(i+1)}} \Sigma M_p \quad (1.142)$$

$$M_a = \frac{M_{ha(i)}}{M_{ha(i)} + M_{h\bar{u}(i-1)}} \Sigma M_p \quad (1.143)$$

bağıntısı ile hesaplanır.

Burada,

$M_{h\bar{u}(i)}$ : i'nci kat kolonu üst ucunda depreme göre yapısal çözümlenmeden elde edilen momenti,

$M_{ha(i)}$ : i'nci kat kolonu alt ucunda depreme göre yapısal çözümlenmeden elde edilen momenti,

göstermektedir.

Denklem (1.140) ve denklem (1.141) 'in sağlanmaması durumunda  $M_{\bar{u}}$  ve  $M_a$ ,

$$M_{\bar{u}} = M_{p\bar{u}} \quad (1.144)$$

$$M_a = M_{pa} \quad (1.145)$$

bağıntısı ile hesaplanır.

Denklem (1.139) ile hesaplanan kesme kuvveti  $V_e$ , yük katsayıları ile çarpılmış düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan kesme kuvveti  $V_d$ 'den daha küçük olmamalı ve denklem (1.146) koşulunu sağlamalıdır. Denklem (1.146) deki birinci bağıntının sağlanmaması durumunda kesit boyutları büyütülerek deprem hesabı tekrarlanmalıdır.

$$V_e \leq 0,22 \cdot A_w \cdot f_{cd} \quad (1.146)$$

$$V_e \leq V_r$$

### 1.10.6. Kolon Kiriş Birleşim Bölgeleri

Deprem yönetmeliğine göre kolon kiriş birleşim bölgeleri kuşatılmış kolon ve kuşatılmamış kolon olarak iki sınıfa ayrılmaktadır. Kirişlerin kolona dört taraftan birleşmesi ve her bir kirişin genişliğinin birleştiği kolon genişliğinin 3/4' ünden daha az olmaması durumunda, kolon-kiriş birleşimi kuşatılmış birleşim olarak tanımlanmaktadır. Bu koşulları sağlamayan tüm birleşimler, kuşatılmamış birleşim olarak tanımlanmaktadır. Gözönüne alınan deprem doğrultusunda kolon-kiriş birleşim bölgelerindeki kesme kuvveti ( $V_e$ );  $f_{yk}$  boyuna donatının karakteristik akma dayanımını,  $A_{s1}$  kolon kiriş düğüm noktasının bir tarafında kirişin negatif momentini karşılamak için üste konulan çekme donatısının toplam alanını,  $A_{s2}$  kolon kiriş düğüm noktasının  $A_{s1}$ 'e göre öbür tarafında kirişin pozitif momentini karşılamak için alta konulan çekme donatısının toplam alanını göstermek üzere,

$$V_e = 1,25 \cdot f_{yk}(A_{s1} + A_{s2}) - V_{kol} \quad (1.147)$$

bağıntısıyla belirlenir (Şekil 1.95).

Süneklik düzeyi yüksek kolonlarda herhangi bir birleşim bölgesinde hesaplanan kesme kuvveti, gözönüne alınan deprem doğrultusunda hiçbir zaman aşağıdaki sınırları aşmamalıdır.

Kuşatılmış birleşimlerde,

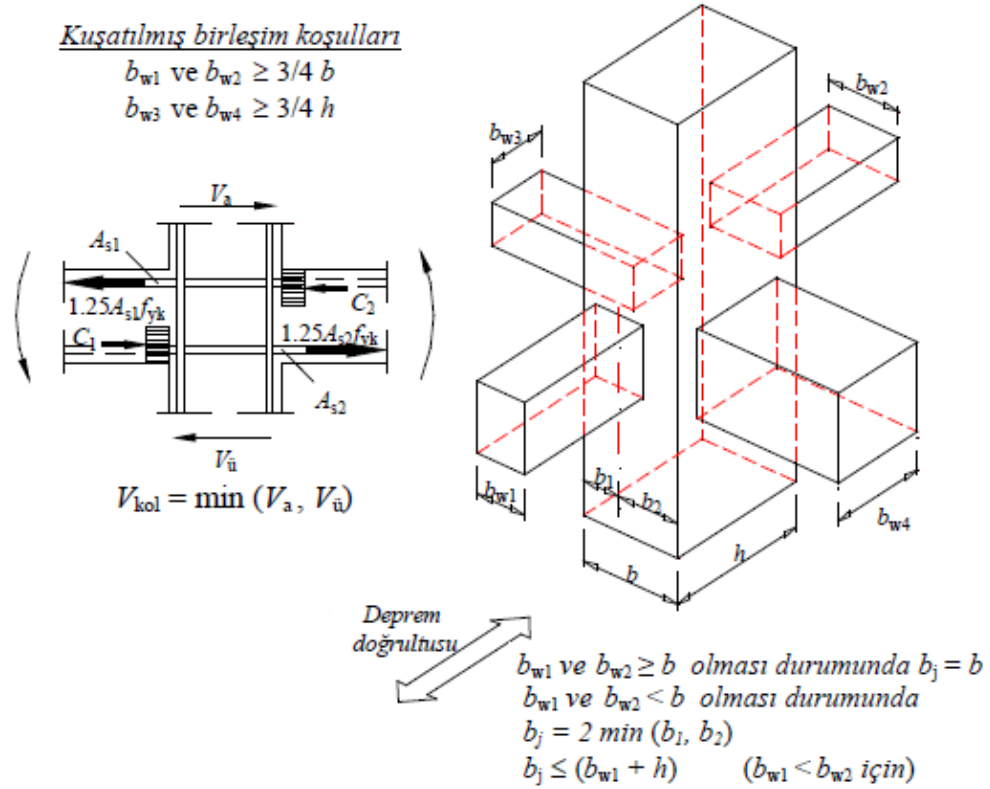
$$V_e \leq 0.60 b_j h f_{cd} \quad (1.148)$$

Kuşatılmamış birleşimlerde,

$$V_e \leq 0.45 b_j h f_{cd} \quad (1.149)$$

bağıntıları dikkate alınır (Şekil 1.95).

Bu sınırların aşılması durumunda kolon ve/veya kiriş boyutları büyütülerek deprem hesabı tekrarlanmalıdır.



Şekil 1.95. Süneklik düzeyi yüksek kolon kiriş bölgesi [7].

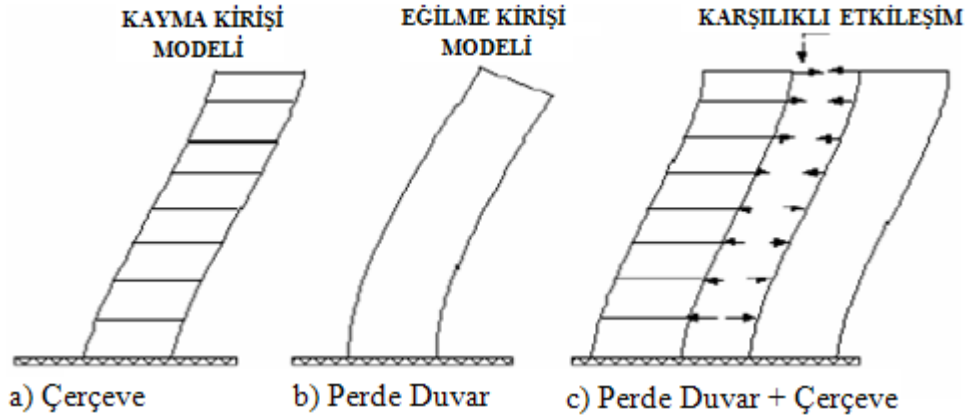
Kuşatılmış birleşimlerde, alttaki kolonun sarılma bölgesi için bulunan enine donatı miktarının en az % 40'ı birleşim bölgesi boyunca kullanılmalıdır. Enine donatı aralığı 150 mm'yi aşmamalı ve enine donatı çapı 8 mm' den az olmamalıdır. Kuşatılmamış birleşimlerde ise alttaki kolonun sarılma bölgesi için bulunan enine donatı miktarının en az % 60'ı, birleşim bölgesi boyunca kullanılmalıdır. Bu durumda enine donatı aralığı 100 mm'yi aşmamalı ve enine donatı çapı 8 mm' den az olmamalıdır.

### 1.10.7. Betonarme Perde Duvarlar

Deprem yönetmeliğinde planda uzun kenarının ( $\ell_w$ ) kalınlığına ( $b_w$ ) oranı, en az 7 olan düşey taşıyıcı sistem elemanı perde olarak tanımlanmaktadır. Yüksek yapılarda yatay yüklerin karşılanmasında perdeler oldukça etkilidirler. Perdeler şiddetli depremlerde çok katlı binalarda önemli hasara neden olan görelî kat ötelenmelerini önemli ölçüde azaltırlar.

Perdelerin uzun kenar doğrultusundaki atalet momentleri çok büyük olduğundan yapıya gelen yatay yükleri uzun kenar doğrultusunda etkin olarak taşırlar [13].

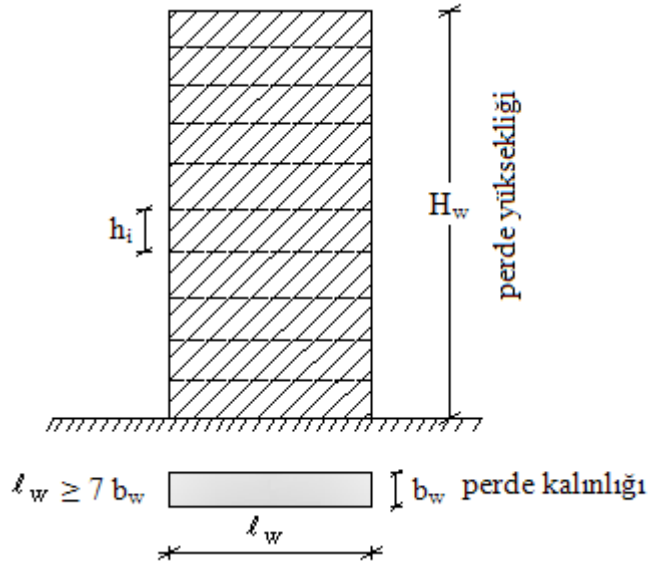
Taşıyıcı sistemi rijit çerçevelerden oluşan bir sistem, yatay yükler etkisinde kaldığı zaman Şekil 1.96 (a) dakine benzer şekilde ötelenme yapmaktadır. Bu şekildeki davranış kayma kirişi davranışı olarak tanımlanmaktadır. Bu sistemde üst katlara doğru dış bükey bir ötelenme elde edilmektedir. Oysa, taşıyıcı sistemi tamamen konsol perde olan bir sisteme yatay yük etkidiği zaman taşıyıcı sistem Şekil 1.96 (b) dekine benzer bir davranış göstermektedir. Bu şekildeki davranış ise eğilme kirişi davranışı olarak tanımlanmaktadır. Bu sistemde üst katlara doğru iç bükey bir ötelenme elde edilmektedir. Taşıyıcı sistemin perde ve çerçevelerden oluşması durumunda, taşıyıcı sistemin ötelenmesi, perde ve çerçevelerin beraber davranmaları gereği hem eğilme, hem de kayma kirişi özelliklerini gösterir (Şekil 1.96 c) [2].



Şekil 1.96. Yatay yükler etkisindeki çerçeve perde sistemlerin ötelenmesi [13].

#### 1.10.7.1. Boşluksuz Betonarme Perde Duvarlara İlişkin Yönetmelik Koşulları

Deprem yönetmeliğinde perde duvarlara ait yönetmelik koşulları aşağıda belirtilmektedir.



Şekil 1.97. Perdelere ilişkin tanımlar

Kritik perde yüksekliği temel üstünden veya perdenin plandaki uzunluğunun % 20 den daha fazla küçüldüğü seviyeden itibaren,  $2 \ell_w$  değerini aşmamak üzere, denklem (1.150) de verilen koşulların elverişsiz olanını sağlayacak biçimde belirlenmektedir.

$$H_{cr} \geq \ell_w$$

$$H_{cr} \geq H_w/6 \text{ ve } H_{cr} \geq 2 \ell_w \quad (1.150)$$

Burada  $H_w$ , temel üstünden veya perdenin plandaki uzunluğunun %20'den daha fazla küçüldüğü seviyeden itibaren ölçülen perde yüksekliğidir. Bodrum katlarında rijitliği üst katlara oranla çok büyük olan betonarme çevre perdelerinin bulunduğu ve bodrum kat döşemelerinin yatay düzlemde rijit diyafram olarak çalıştığı binalarda,  $H_w$  ve  $H_{cr}$  büyüklükleri zemin kat döşemesinden itibaren yukarıya doğru gözönüne alınmalıdır. Bu tür binalarda kritik perde yüksekliği, en az zemin katın altındaki ilk bodrum katının yüksekliği boyunca aşağıya doğru ayrıca uzatılmalıdır.

Taşıyıcı sistemi sadece perdelerden oluşan binalarda, denklem (1.151) ve denklem (1.152) ile verilen koşulların her ikisinin de sağlanması durumunda perde kalınlığı, binadaki en yüksek katın yüksekliğinin  $1/20$ 'sinden ve  $150 \text{ mm}$ ' den az olmamalıdır.

$$\sum A_g / \sum A_p \geq 0,002 \quad (1.151)$$

$$V_t / \sum A_g \geq 0,5f_{ctd} \quad (1.152)$$

Burada  $\sum A_g$  herhangi bir katta, göz önüne alınan deprem doğrultusuna paralel doğrultuda perde olarak çalışan taşıyıcı sistem elemanlarının en kesit alanları toplamını,  $\sum A_p$  binanın tüm katlarının plan alanlarının toplamını,  $V_t$  yapıya etkiyen deprem yükünü göstermektedir.

Kat yüksekliği 6 m' den daha büyük olan ve kat yüksekliğinin en az 1/5'ine eşit uzunluktaki elemanlarla yanal doğrultuda tutulan perdelerde, gövde bölgesindeki perde kalınlığı, yanal doğrultuda tutulduğu noktalar arasındaki yatay uzunluğun en az 1/20'sine eşit olabilir. Ancak bu kalınlık 300 mm' den az olamaz.

Yukarıdaki iki maddede belirtilenlerin dışında, gövde bölgesindeki perde kalınlığı kat yüksekliğinin 1/20'sinden ve 200 mm' den az olmamalıdır.

Süneklik düzeyi yüksek perdelerde perde yüksekliğinin, perde uzunluğuna oranı 2 den büyük ( $H_w / \ell_w > 2$ ) ise kritik perde yüksekliği boyunca perde kalınlığı denklem (1.153) ile belirlenebilir.

$$b_w = \begin{cases} h_i / 12 \\ 200 \text{ mm} \end{cases} \quad (1.153)$$

Süneklik düzeyi normal perdelerde, perde uç bölgelerinin plandaki uzunluğu, perdenin plandaki toplam uzunluğunun % 10'undan ve perde kalınlığından az olmamalıdır. Süneklik düzeyi yüksek perdelerde kritik perde yüksekliği boyunca uç bölgelerinin her birinin plandaki uzunluğunun %20'sinden ve perde kalınlığının iki katından daha az olmamalıdır.

Perde uç bölgelerinde düşey donatı miktarı 4Ø14'ten ve perde brüt en kesit alanının 0,001 inden daha az olmamalıdır. Bu oran kritik perde yüksekliği boyunca 0,002 den daha az olmamalıdır.

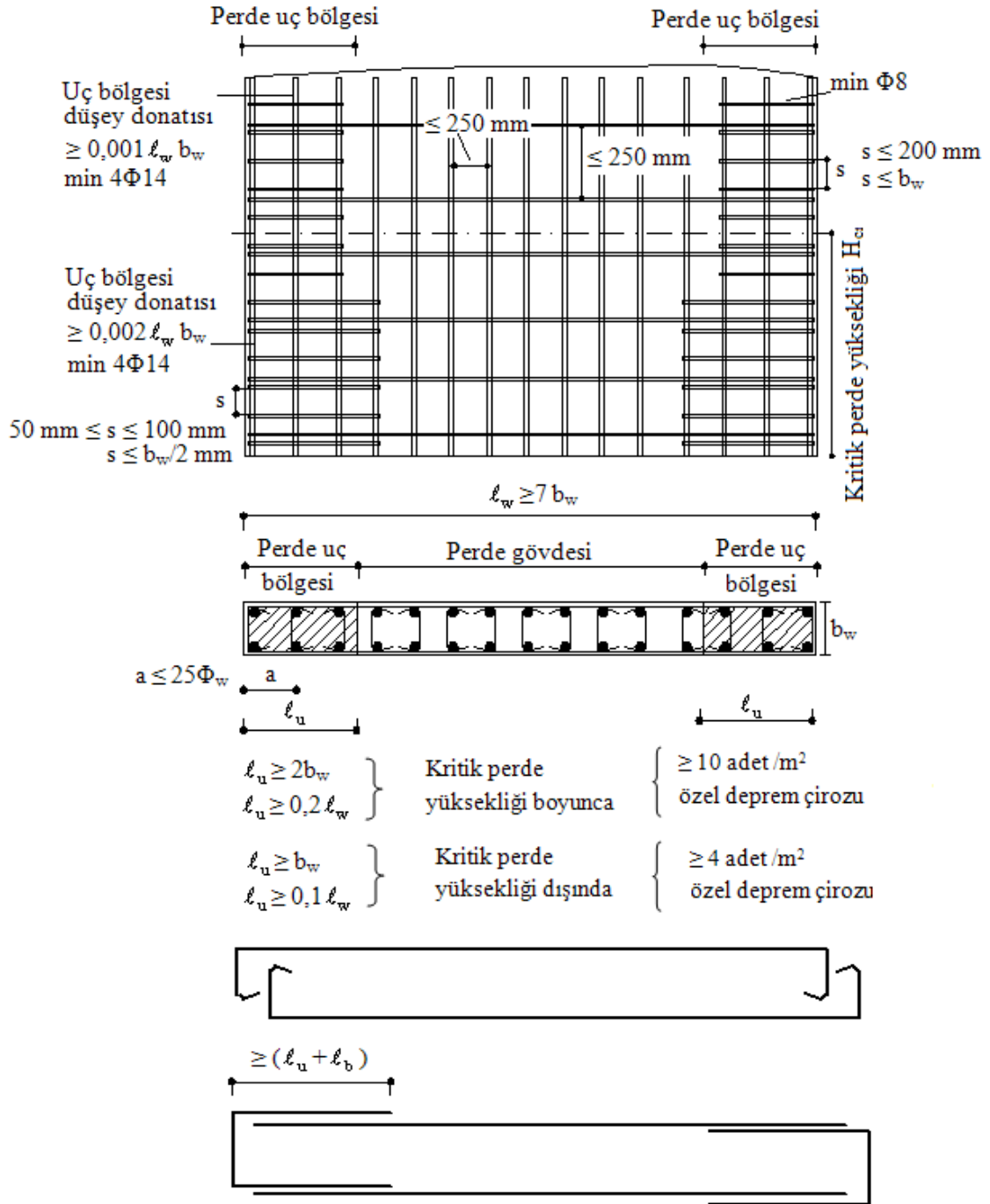
Süneklik düzeyi yüksek perdelerde kritik perde yüksekliği boyunca etriye ve çiroz aralığı perde kalınlığının yarısından ve 100 mm den daha fazla, 50 mm den daha az olmamalıdır.

Kritik perde yüksekliği dışında kalan bölgede etriye ve çiroz aralığı perde kalınlığından ve 200 mm den daha fazla olmamalıdır.

Perde gövde donatıları iki şekilde düzenlenebilmektedir. Birinci durumda gövde donatıları etriyelerle sarılı perde uç bölgesinin sonunda 90 derece kıvrılarak karşı yüzeyde köşedeki düşey donatıya 135 derecelik kanca ile bağlanmaktadır. İkinci durumda yatay



gövde donatılarının perde ucunda 90 derece kıvrım yapılmaksızın bitirilmesi durumunda, perdenin her iki ucuna gövde donatısıyla aynı çapta olan  $\supset$  biçiminde yatay donatılar yerleştirilmektedir. Bu donatılar, perde uç bölgesinin iç sınırından itibaren perde gövdesine doğru en az kenetlenme boyu kadar uzatılmaktadır [7]. Perdelere ilişkin donatı düzeni Şekil 1.98 de gösterilmektedir.

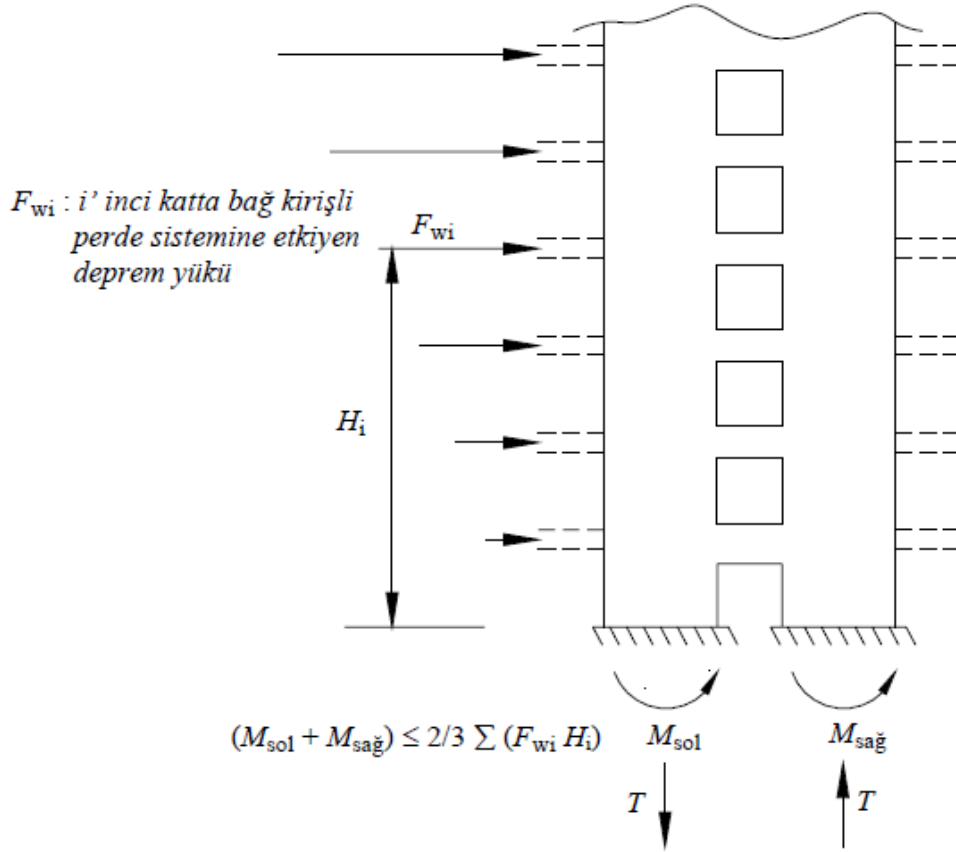


Şekil 1.98. Perdelerde donatı düzeni [7].

### 1.10.7.2. Boşluklu Betonarme Perde Duvarlara İlişkin Koşullar

Perdeler için yukarıda verilen tüm kural ve koşullar, bağ kirişli perdeleri oluşturan perde parçalarının her biri içinde geçerlidir.

Gözönüne alınan deprem doğrultusunda, herhangi bir bağ kirişli perde sistemini oluşturan perde parçalarında deprem yüklerinden oluşan taban momentlerinin toplamı, bağ kirişli perde sisteminde deprem yüklerinden oluşan toplam devrilme momentinin 2/3'ünden fazla olmamalıdır. Bu koşulun sağlanmaması durumunda, bağ kirişli perdeyi oluşturan perde parçalarının her biri boşluksuz perde olarak sayılmalı Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı (R) değiştirilmelidir.



Şekil 1.99. Boşluklu perde tabanında oluşan eğilme momentleri kontrolü [7].

Bağ kirişlerinin kesme donatısına ilişkin kurallar aşağıda verilmiştir. Aşağıdaki koşulların herhangi birinin sağlanması durumunda, bağ kirişlerinin kesme donatısı hesabı, süneklik düzeyi yüksek kirişler için yapılan kesme donatısı hesabı gibi yapılır.

$$\ell_n > 3h_k \quad (1.154)$$

$$V_d \leq 1,5b_w.d.f_{ctd} \quad (1.155)$$

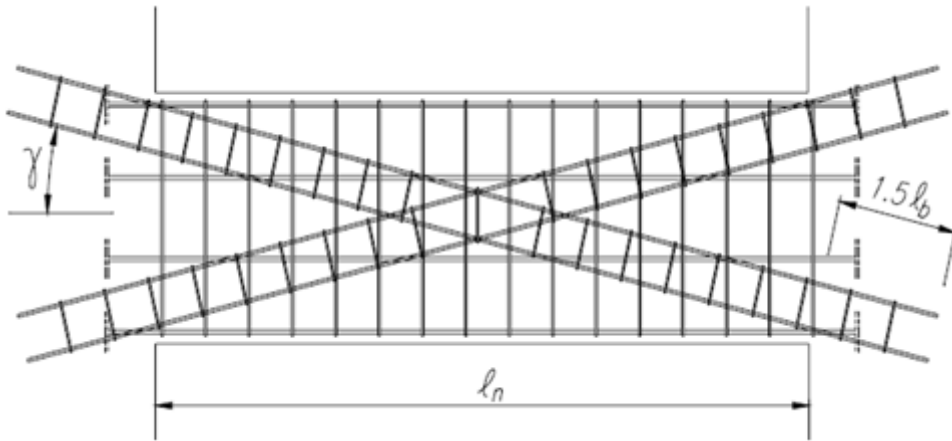
Yukarıda verilen koşulların her ikisinin de sağlanmaması durumunda bağ kirişine konulacak özel kesme donatısı, geçerliliği deneylerle kanıtlanmış yöntemlerle belirlenecek veya bağ kirişindeki kesme kuvvetini ve onun oluşturduğu eğilme momentini karşılamak üzere çapraz donatılar kullanılmalıdır (Şekil 1.100).

Her bir çapraz donatı demetindeki toplam donatı alanı ( $A_{sd}$ );

$$A_{sd} = V_d / (2.f_{yd} \cdot \sin\gamma) \quad (1.156)$$

bağıntısıyla belirlenmektedir.

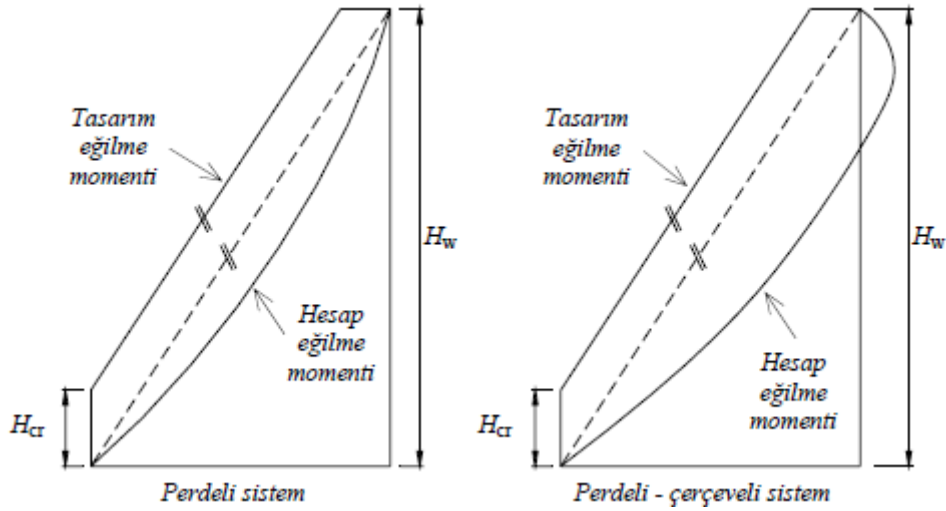
Çapraz donatı demetlerinde en az dört adet donatı bulunmalı ve bu donatılar perde parçalarının içine doğru en az  $1,5\ell_b$  kadar uzatılmalıdır. Donatı demetleri özel deprem etriyeleri ile sarılmalı ve kullanılacak etriyelerin çapı 8 mm'den, aralığı ise çapraz donatı çapının 8 katından ve 100 mm'den daha fazla olmamalıdır. Çapraz donatılara ek olarak, bağ kirişine TS 500'de öngörülen minimum miktarda etriye ve yatay donatı konulmalıdır.



Şekil 1.100. Bağ kirişlerinde çapraz donatı düzenlenmesi

### 1.10.7.3. Tasarım Eğilme Momentleri ve Kesme Kuvvetleri

Tasarım eğilme momentleri deprem yönetmeliğinde  $H_w / \ell_w > 2,0$  koşulunu sağlayan perdelerde tasarıma esas eğilme momentleri, kritik perde yüksekliği boyunca sabit bir değer olarak, perde tabanında hesaplanan eğilme momentine eşit alınacağı ifade edilmektedir. Kritik perde yüksekliğinin sona erdiği kesitin üstünde ise, perdenin tabanında ve tepesinde hesaplanan momentleri birleştiren doğruya paralel olan doğrusal moment diyagramı uygulanır (Şekil 1.101).



Şekil 1.101. Tasarım eğilme momentleri [7].

Çerçevesinde rijit perdeler bulunan bodrumlu binalarda sabit perde momenti, kritik perde yüksekliği boyunca göz önüne alınır.

$H_w / \ell_w > 2,0$  olması durumunda, her bir katta perde kesitlerinin taşıma gücü momentlerinin, perdenin güçlü doğrultusunda kolonlar için belirlenen kolonların kirişlerden daha güçlü olması koşulunu sağlamalıdır. Aksi durumda perde boyutları ve/veya donatıları artırılarak deprem hesabı tekrarlanır.

Perdelerin Kesme Güvenliği: Perde kesitlerinin kesme dayanımı ( $V_r$ );  $A_{ch}$  boşluksuz perdenin bağ kirişli perdede her bir perde parçasının brüt enkesit alanını,  $\rho_{sh}$  perdede yatay gövde donatılarının perde gövdesi brüt enkesit alanına oranını göstermek üzere,

$$V_r = A_{ch} \cdot (0,65f_{ctd} + \rho_{sh}f_{yd}) \quad (1.157)$$

bağıntısıyla belirlenir.

$V_e$  tasarım kesme kuvveti,

$$V_e \leq V_r \quad (1.158)$$

$$V_e \leq 0,22 \cdot A_{ch} \cdot f_{cd} \quad (1.159)$$

bağıntılarını sağlamalıdır.

### 1.11. Betonarme Temeller

Temeller yapıya gelen tüm yükleri zeminin taşıma gücü aşılmadan güvenle zemine aktaran elemanlardır. Temeller kolon, perde veya duvar altındaki zeminde oluşabilecek oturmaları sınırlı bir düzeyde tutarak üst yapının farklı oturmalardan zarar görmesini önleyecek şekilde tasarlanmak zorundadırlar. Temel sisteminin tasarımında taşıma gücü, oturma, yeterli dayanım, yeterli süneklik ve ekonomik olma koşulu sağlanmalıdır.

Üst yapı, temel ve temel zemini öğeleri arasındaki karşılıklı etki sistemin bir bütün olarak davranışından elde edilir. Burada üst yapının ve temelin rijitliği ile zeminin sıkışabilirliği, yapı sisteminin davranışı ve taban basıncı üzerine etki eden en önemli faktörlerdir. Bir yapının stabilite güvenliği yalnız zemin kırılmasına karşı yeterli güvenliğin varlığı ile değil, aynı zamanda zemin kırılmasına ulaşılmadan önce oturma ve oturma farklarının sınırlandırılması ile sağlanır. Bu sınırlandırma, yapı elemanları üzerinde hiçbir zararlı etki ortaya çıkmayacak bir biçimde yapılır [14].

#### 1.11.1. Temellerin Taşıma Gücü Koşulu

Bir temelin taşıma gücü temel taban basıncının en büyük (maksimum) değerinin, zeminin emin taşıma gücünü (zemin emniyet gerilmesi) aşmaması olarak ifade edilebilir. Üzerine etkiyen yükler altında, temel zemininde kayma kırılması oluşmamalı ve kırılma (göçme) olayına karşı bir güvenlik olmalıdır [15].

$$q_{\max} \leq q_{\text{emin}} \quad (1.160)$$

### 1.11.2. Sınır Taşıma Gücünün Belirlenmesi

Temel zemininin sınır taşıma gücünün belirlenmesinde Terzaghi, Meyerhof, Hansen ve Vesic tarafından geliştirilen bağıntılar vardır. Terzaghi tarafından geliştirilen bağıntıda  $k_1$  ve  $k_2$  temel şekil katsayılarını,  $c$  temel altındaki zeminin kohezyonunu,  $B$  temel genişliği ya da çapını,  $L$  temel uzunluğunu,  $p'_o$  temel taban düzeyindeki düşey efektif gerilmesini,  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  taşıma gücü katsayılarını göstermek üzere zeminin sınır taşıma gücü;

$$q_{\text{sınır}} = k_1 \cdot c \cdot N_c + p'_o \cdot N_q + k_2 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad (1.161)$$

bağıntısı ile belirlenir.

Çizelge 1.21. Temel şekil katsayıları

Temel şekli	$k_1$	$k_2$
Şerit Temel	1,0	0,5
Kare	1,3	0,4
Dikdörtgen	$1,0+0,2B/L$	$0,5-0,1B/L$
Daire	1,3	0,3

Çizelge 1.22. Terzaghi taşıma gücü katsayıları [16].

$\theta$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0	5,70	1,00	0,00
2	6,30	1,22	0,18
4	6,97	1,49	0,38
6	7,73	1,81	0,62
8	8,60	2,21	0,91
10	9,61	2,69	1,25
12	10,76	3,29	1,70
14	12,11	4,02	2,23
16	13,68	4,92	2,94
18	11,52	6,04	3,87
20	17,69	7,44	4,97
22	20,27	9,19	6,61
24	23,36	11,40	8,58
26	27,09	14,21	11,35

Çizelge 1.22.'nin devamı

28	31,61	17,81	15,15
30	37,16	22,46	19,73
32	44,04	28,52	27,49
34	52,64	36,51	36,96
36	63,53	47,16	51,70
38	77,50	61,55	73,47
40	95,67	81,27	100,39

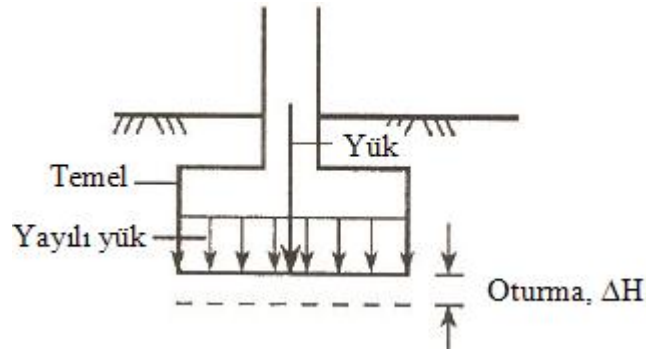
### 1.11.3. Emin Taşıma Gücünün Belirlenmesi

Emin taşıma gücü ( $q_{emin}$ ), zeminin sınır taşıma gücünün ( $q_{sınır}$ ) bir güvenlik sayısına ( $G_s$ ) bölünmesiyle bulunur.

$$q_{emin} = q_{sınır}/G_s \quad \text{ya da} \quad \sigma_{zem} = q_{sınır}/G_s \quad (1.162)$$

### 1.11.4. Oturma Koşulu

Oturma yapının (dolayısıyla temelin, zeminin) düşey yönde (daha çok aşağı yönde) hareketidir [15].



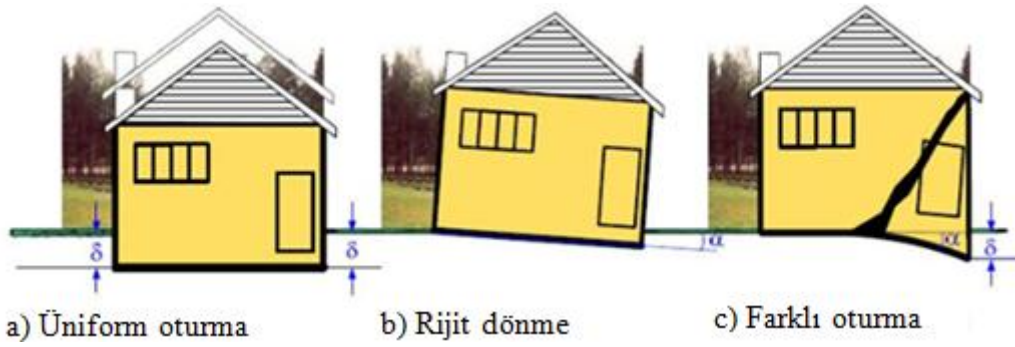
Şekil 1.102. Oturma [15].

Ülkemizde temeller daha çok taşıma gücü koşulu açısından tasarlanmakta, oturma koşulu genelde ihmal edilmektedir. Oysa oturma önemlidir ve üst yapı kusurunun olmadığı yapı hasarlarında, en önemli neden temel oturmaları, özellikle de farklı oturmalarıdır. Bu açıdan temellerin oturmaları temel tasarımında dikkate alınmalıdır. Temellerin oturmaları

hesaplanmalı ve hesaplanmış oturmaların izin verilebilir değerleri aşmadığı gösterilmelidir [17].

Temelerde oluşan oturma tipleri üniform oturma, farklı oturma ve rijit dönme olarak üç sınıfa ayrılabilir.

Üniform oturmada, yapının her noktası eşit miktarda oturduğundan yapıda hasar meydana gelmez (Şekil 1.103 a). Rijit dönmede yapıda çok az hasar meydana gelebilir veya hasar meydana gelmeyebilir (Şekil 1.103 b). Ancak yapıda farklı oturmaların meydana gelmesi ile yapıda şekil değiştirmeler oluşmakta ve yapı hasar görmektedir (Şekil 1.103 c).

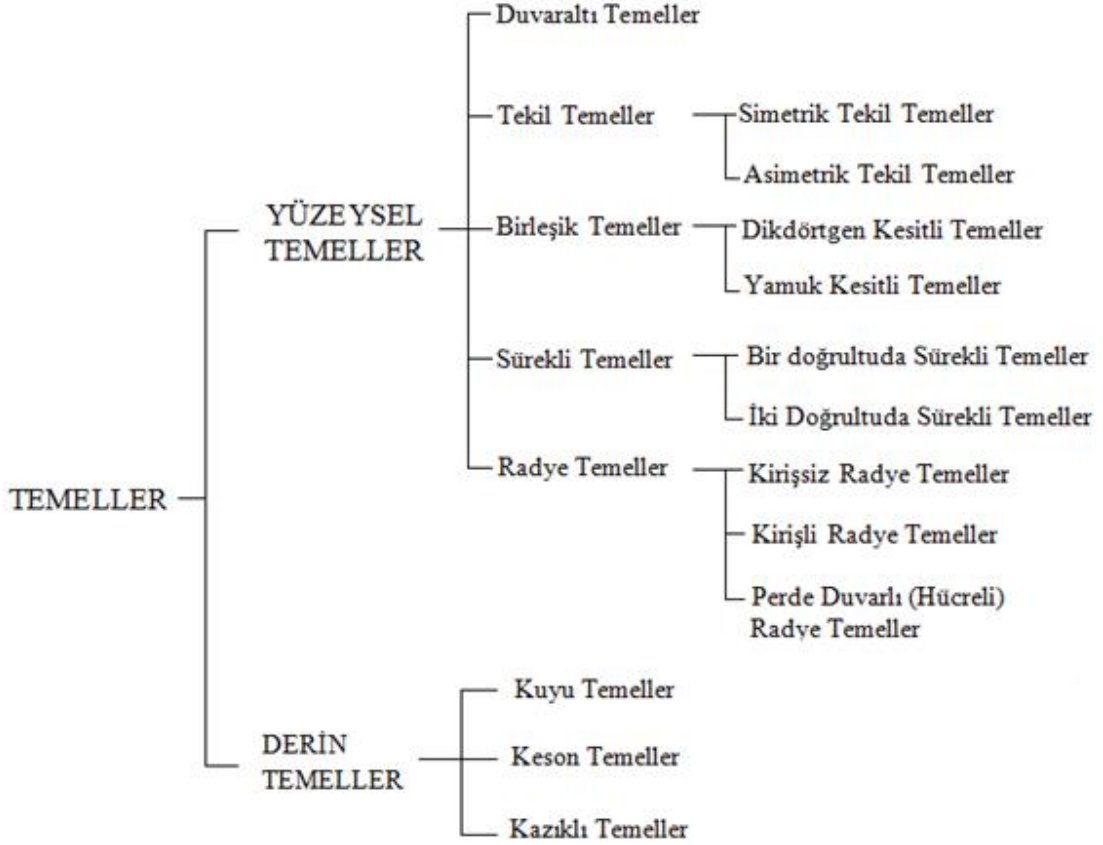


Şekil 1.103. Temel oturması [4].

#### 1.11.5. Temellerin Sınıflandırılması

Temeller yüzeysel (sığ) ve derin temeller olmak üzere iki sınıfa ayrılmaktadır.

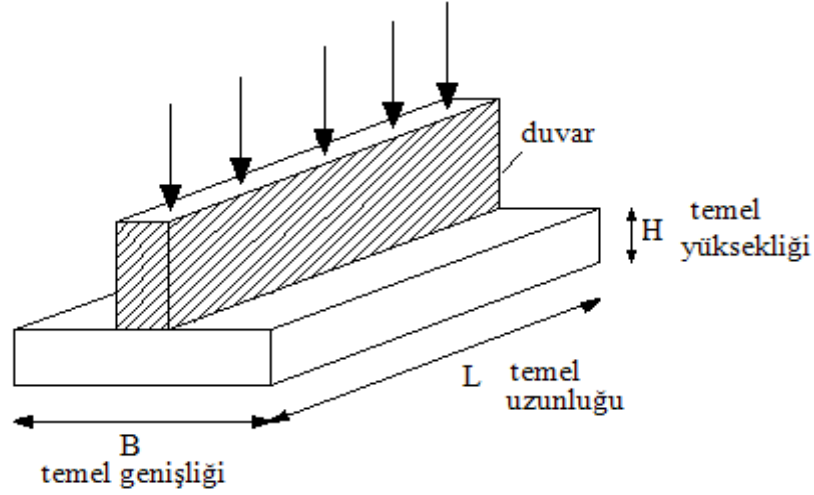




### 1.11.6. Yüzeysel Temeller

#### 1.11.6. 1. Duvar Altı Temeller

Bu tür temeller yığma kagir duvarların, taşıyıcı duvarların veya perdelerin altında inşa edilirler (Şekil 1.104). Duvar altı temellere ilişkin yönetmelik koşulları Çizelge 1. 23 de verilmektedir.



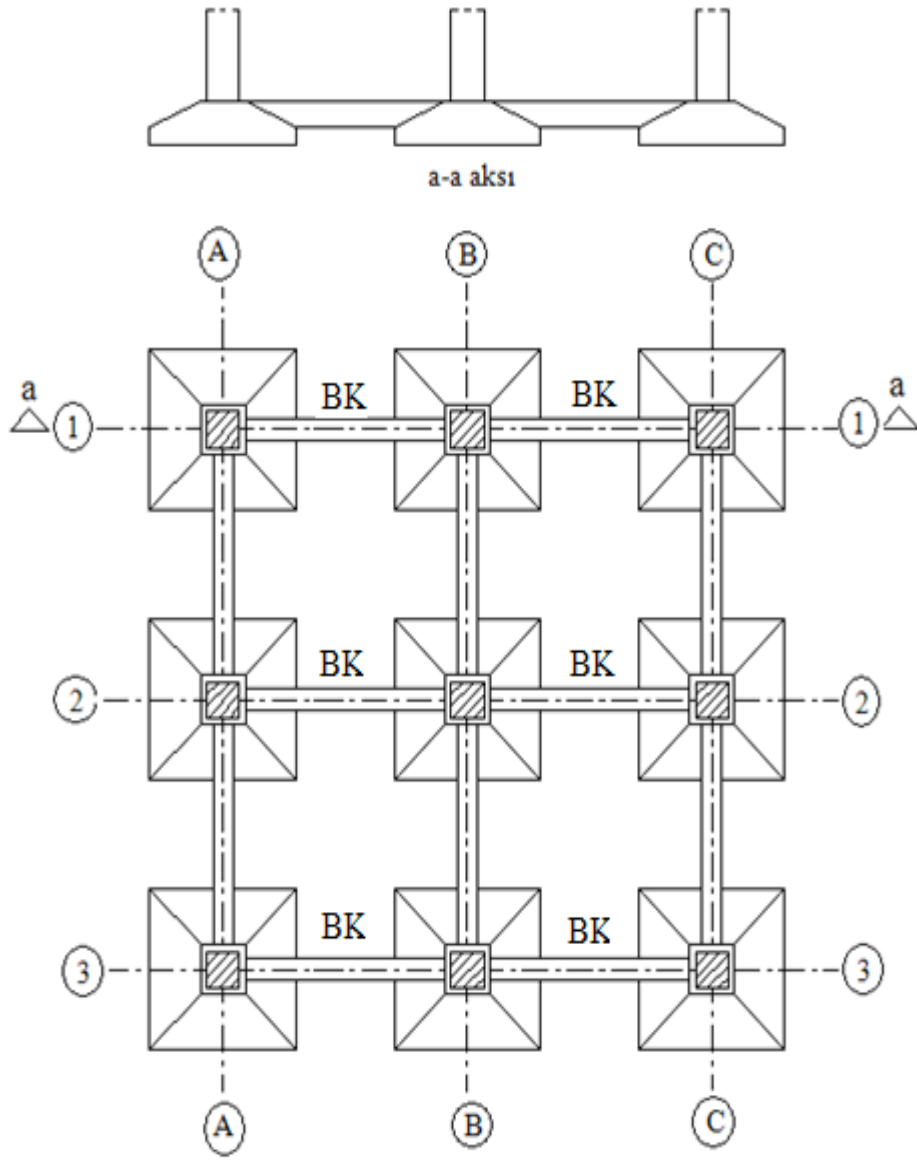
Şekil 1.104. Duvar altı temel

Çizelge 1.23. Duvar altı temellere ait yönetmelik koşulları

KOŞULUN TANIMI	ZEMİN GRUBU (A), (B)	ZEMİN GRUBU (C)	ZEMİN GRUBU (D)
Minimum temel genişliği, B, (mm)	500	600	700
Duvar kalınlığına ek (iki yandan) pabuç genişliği (mm)	2x150	2x200	2x250
Minimum temel yüksekliği, H, (mm)	300	400	400
Altta ve üstte minimum temel boyuna donatısı	3Ø12	3Ø14	4 Ø 14
Temelde minimum etriye	Ø8/300	Ø8/300	Ø8/300
Minimum basamak yatay aralığı (m)	1	1,5	-
Minimum basamak bindirme uzunluğu (mm)	300	400	-
Maksimum basamak yüksekliği (mm)	300	300	-

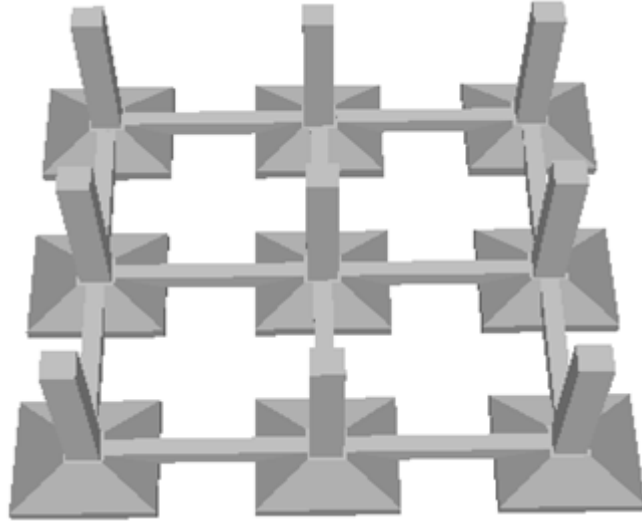
### 1.11.6. 2. Tekil Temeller

Tekil temeller, zeminin taşıma gücünün yüksek veya yapı yüklerinin fazla olmadığı durumlarda tercih edilirler. Tekil temeller kolonlarının altına kolon kesitinden çok daha büyük bir betonarme pabuç yapılarak oluşturulur. Tekil temel sistemleri zeminin zayıf ve çok değişken olduğu veya kolon aralıklarının küçük olduğu durumlarda ve apartman tipi yüksek yapılarda uygun değildir. Şekil 1.105 de tekil temel sistemli örnek bir yapıya ait temel aplikasyon planı gösterilmektedir.



Şekil 1.105. Tekil temel aplikasyon planı

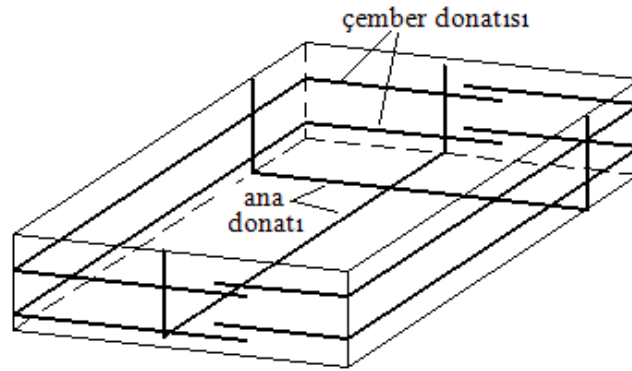
Şekil 1.106 da örnek bir yapıya ait üç boyutlu tekil temel sistemi gösterilmektedir.



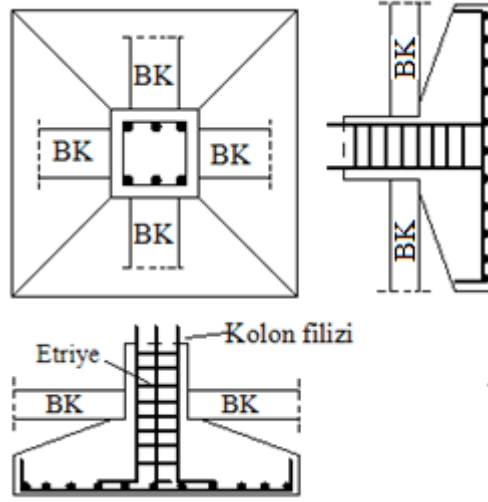
Şekil 1.106. Tekil temel sistemi

TS 500'e göre tekil temelin planda en küçük boyutu 0,7 m den, alanı  $1,0 \text{ m}^2$  den, kalınlığı ise 250 mm den, konsol açıklığının  $1/4$  ünden ve beton örtüsü 50 mm az olmamalıdır. Temeldeki çekme donatısı oranı, her bir doğrultuda, hesapta göz önüne alınan kesite göre 0,002 den az ve donatı aralığı 250 mm den fazla olmamalıdır.

Tekil temellere yerleştirilen donatılar Şekil 1.107 ve Şekil 1.108 de gösterilmektedir.

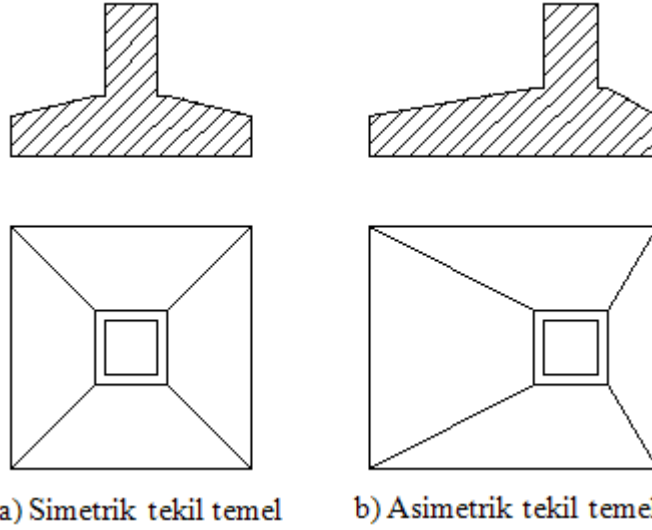


Şekil 1.107. Tekil temeğe yerleştirilen donatılar



Şekil 1.108. Tekil temelde donatı düzeni

Tekil temeller simetrik tekil temel ve asimetric tekil olmak üzere ikiye ayrılır. Simetrik tekil temellerde kolon ortası ile temel ortası çakışır. Asimetric tekil temellerde ise kolon ortası ile temel ortası çakışmaz (Şekil 1.109).



Şekil 1.109. Simetrik ve asimetric tekil temel

Simetrik tekil temeller merkezi yüklü simetrik temel ve eksantrik (dışmerkezli) simetrik temel olmak üzere ikiye ayrılır.

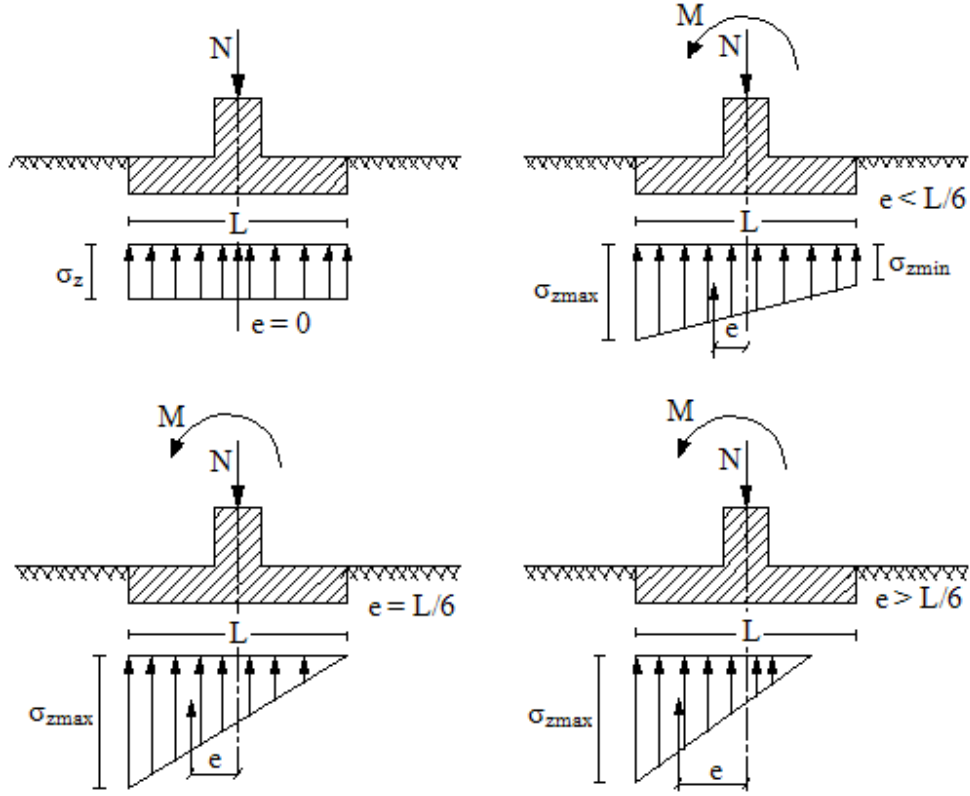
### 1.11.6.2.1. Merkezi Yüklü Simetrik Tekil Temeller

Normal kuvvet temele merkezi olarak etkimektedir. Ancak kolonların aksel basıncına (merkezi basınca) göre tasarımına izin verilmez. Dolayısıyla kolona moment etkimese de minimum bir dış merkezliğin dikkate alınması gerekmektedir. Bu durumda tekil temele kolon alt ucundan en azından minimum dış merkezliğe göre hesaplanan moment etkiyecektir. Dolayısıyla sadece aksel yük taşıyan bir temel uygulamada söz konusu olmayacaktır. Ancak, temel altında aksel kuvvet ve moment nedeniyle oluşan yamuk gerilme dağılımındaki, en büyük zemin gerilmesi ile  $[N_d / (B_x \cdot B_y)]$  bağıntısıyla hesaplanan ortalama gerilme arasındaki farkın %15 den az olması durumunda momentin ihmal edilebileceği belirtilmektedir [2].

### 1.11.6.2.2. Eksantrik (Dışmerkezli) Simetrik Tekil Temeller

Tekil temelin tabanındaki zeminde aksel kuvvet ve moment nedeniyle oluşan yamuk taban basıncı dağılımındaki maksimum değer ile aksel kuvvete göre hesaplanan taban basıncı değeri arasındaki fark %15 den büyükse moment ihmal edilemez. Bu durumda taban basıncı dağılımı üçgen ya da yamuk olacaktır. Bu temellerin hesap ve tasarımının aksel yük etkisindeki tekil temellerin hesap ve tasarımından farkı zemindeki taban basıncı dağılımının değişik olmasıdır [2].

Eksantrik tekil temellerde dışmerkezliğin hesap yapılan doğrultudaki temel boyutunun 1/6'sından küçük tutulmasına çalışılır. Bir doğrultuda eksantrik yüklü tekil temelde taban basınç dağılımları Şekil 1.110 da gösterilmektedir.



Şekil 1.110. Tekil temeller ve taban basınç dağılımları

Tekil temellerde yapılan hesaplar aşağıda verilmektedir.

1) Kolon yükü ve temel ağırlığının toplamı temel zeminine güvenle taşınmalıdır.

$$\sigma_{zmax} \leq \sigma_{zem} \quad (1.163)$$

2) Kolon yüzündeki kesme kuvveti kesmede çatlama dayanımından büyük olmamalıdır.

$$V_d \leq V_{cr} = 0,65 \cdot f_{ctd} \cdot B \cdot d \quad (1.164)$$

3) Tekil temelde zımbalama tahkiki yapılır.

Bunun için kolonun dört yüzünden faydalı yüksekliğin yarısı ( $d/2$ ) mesafede zımbalama çevresi ( $U_p$ ) belirlenir (Şekil 1.111).

$$U_p = 2 \cdot (b + h + 2d) \quad (1.165)$$

Zımbalama alanı belirlenir.

$$A_p = (h+d).(b+d) \quad (1.166)$$

Zımbalama çevresi içerisindeki zemin gerilmesinin bileşkesi ( $F_a$ ),

$$F_a = \sigma_z.(b+d)(h+d) \quad (1.167)$$

bağıntısıyla bulunur.

Tasarım zımbalama kuvveti ( $V_{pd}$ ),

$$V_{pd} = N - F_a \quad (1.168)$$

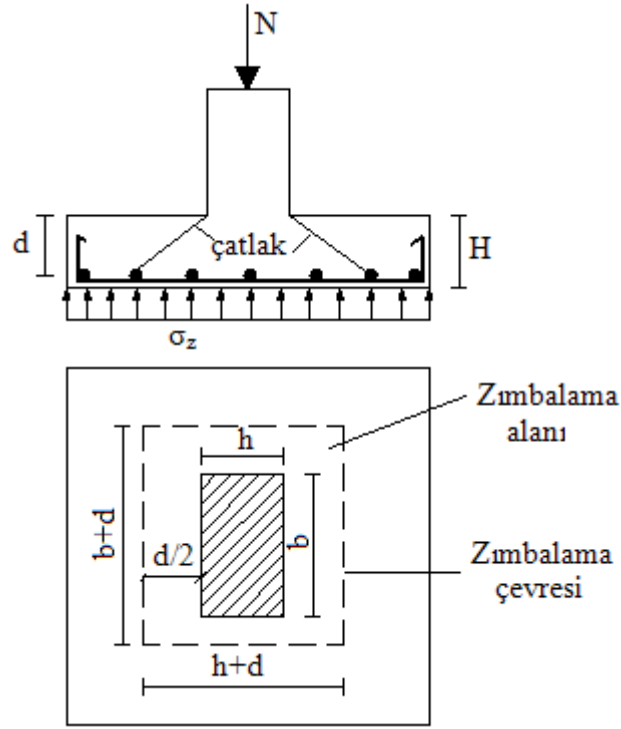
bağıntısıyla bulunur.

Zımbalama dayanımı ( $V_{pr}$ ),

$$V_{pr} = \gamma.f_{ctd}.U_p.d \quad (1.169)$$

bağıntısıyla bulunur.





Şekil 1.111. Tekil temelerde zımbalama kırılması

Bağ kirişler tekil temelleri birbirine bağlayıp deprem kuvvetini pabuçtan pabuca aktararak tüm sistemin bir bütün olarak depreme direnmesini ve yatay yönde temellerin farklı yer değiştirmesini önler. Bağ kirişler sadece basınca ve çekmeye çalışırlar.

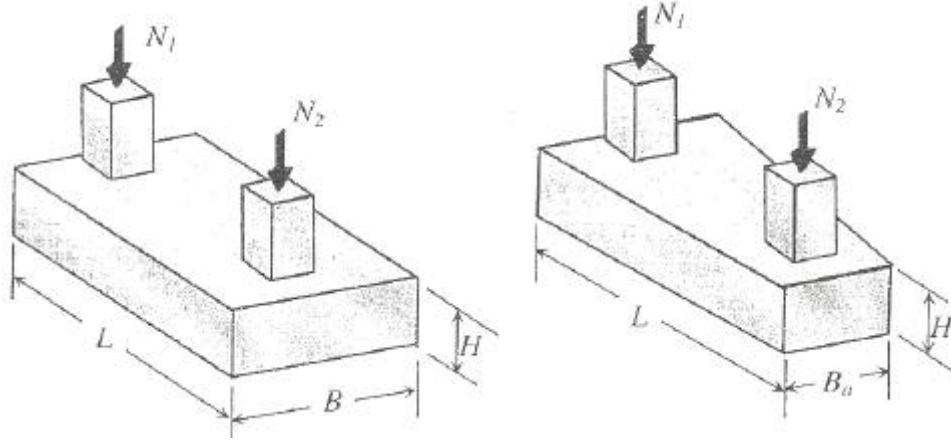
Bağ kirişlerinin etriye çapı 8 mm' den az ve etriye aralığı 200 mm' den fazla olmamalıdır. Bağ kirişleri yerine betonarme döşemeler de kullanılabilir. Bu durumda, döşeme kalınlığı 150 mm' den az olmamalıdır. Bağ kirişlere ilişkin deprem yönetmeliğinde verilen minimum koşullar Çizelge 1.24 de gösterilmektedir.

Çizelge 1.24. Bağ kirişlerine ilişkin minimum koşullar

KOŞULUN TANIMI	Deprem Bölgesi	Zemin Grubu (A)	Zemin Grubu (B)	Zemin Grubu (C)	Zemin Grubu (D)
1. Bağ kirişinin minimum eksenel kuvveti (*)	1,2	6%	8%	10%	12%
	3,4	4%	6%	8%	10%
2. Minimum en kesit boyu (mm) (**)	1,2	250	250	300	300
	3,4	250	250	250	250
3. Minimum en kesit alanı (mm <sup>2</sup> )	1,2	62500	75000	90000	90000
	3,4	62500	62500	75000	75000
4. Minimum boyuna donatı	1,2	4Ø14	4Ø 16	4Ø 16	4Ø 18
	3,4	4Ø 14	4Ø 14	4Ø 16	4Ø 16
(*) Bağ kirişinin bağlandığı kolon veya perdelerdeki en büyük eksenel kuvvetin yüzdesi (**) Minimum en kesit boyutu, bağ kirişinin serbest açıklığının 1/30' undan az olamaz.					

### 1.11.6.3. Birleşik Temeller

İki kolonun birbirine yakın ve yüklerinin büyük olduğu durumlarda bu iki kolonun temeli çakışabilir. Bu gibi durumlarda sürekli temel yapılmıyorsa, iki temel birleştirilip bir “Birleşik temel” yapılabilir. Bazı durumlarda da dış kolon arsa sınırına çok yakın olduğundan, temeli o yönde çok kısa yapmak, dolayısıyla kolona göre simetrik olmayan bir temel oluşturmak gerekebilir. Bunun yerine iki kolonu birleştirmek daha sağlıklı bir çözüm olur [18]. Birleşik temeller genellikle dikdörtgen ve yamuk ortak taban alanlı birleşik temeller iki sınıfa ayrılmaktadır.



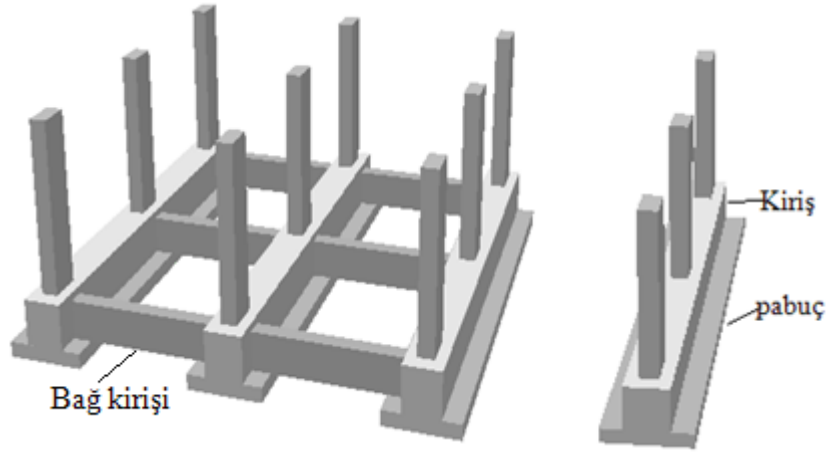
Şekil 1.112. Dikdörtgen ve yamuk taban alanlı birleşik temellerin genel görünüşleri [2].

#### 1.11.6.4. Sürekli Temeller

Kolon yüklerinin büyük ve/veya kolonların çok sık olduğu ve/veya zeminin zayıf olduğu durumlarda kolonların temelleri çakışabilir. Bu gibi durumlarda bir sıradaki kolonların temelleri birleştirilerek, şerit şeklinde bir sürekli temel oluşturulabilir. Sürekli temel değişik nitelik gösteren zeminlerde farklı oturmaya engellemek için de iyi bir çözümdür. Deprem bölgelerinde tekil temel de yapılsa, bunları her iki doğrultuda da bağlamak zorunluluğu olduğundan, genelde bir doğrultuda sürekli temel yapıp, öbür doğrultuda bunları bağ kirişleri ile bağlamak tercih edilir (Şekil 1.113) [18]. Sürekli temeller bir doğrultuda sürekli temeller ve iki doğrultuda sürekli temeller olmak üzere iki sınıfa ayrılır.

##### 1.11.6.4.1. Bir Doğrultuda Sürekli Temeller

Yapının bir doğrultudaki her bir aksı için dizili kolonların veya perde duvarların altına ters tablalı kiriş yapılarak kolon veya perde duvar yüklerinin bir bütün olarak kirişe, kirişten tablaya, tabladan zemine aktarıldığı temel çeşidi bir doğrultuda sürekli temeller olarak adlandırılır. Sürekli temellerin yapısal çözümlemesi için başlıca hesap yöntemleri, elastik zemine oturan kiriş kabulüyle çözüm (yatak katsayısı yöntemi), rijit kabul ile çözüm ve esnek kabul ile çözümdür.



Şekil 1.113. Bir doğrultuda sürekli temel

a) Elastik zemine oturan kiriş kabulüne göre (yatak katsayısı yöntemi) çözüm: Yatak katsayısı ( $k_o$ ) zemin üzerindeki bir noktada basınç ile oturma arasındaki ilişkiyi temsil etmekte olup;  $k_o$  zemin yatak katsayısını,  $P_d$  zemine uygulanan basıncı,  $\Delta H$  çökme miktarını göstermek üzere  $k_o$ ,

$$k_o = \frac{P_d}{\Delta H} \text{ (KN / m}^2\text{)} \quad (1.170)$$

bağıntısıyla belirlenir.

Yatak katsayısı zemin cinsine bağlı olarak Çizelge 1.25'den alınabilir.

Çizelge 1.25. Zemin cinslerine göre yatak katsayıları

Zemin Cinsi	$K_o$ (KN/m <sup>3</sup> )
Gevşek kum	10 000-20 000
Orta sıkı kum	20 000-50 000
Sıkı kum	50 000-100 000
Sıkı kumlu çakıl	100 000-150 000
Yumuşak kil	5000-10 000
Orta sert kil	10 000-15 000
Sert kil	15 000-30 000

Elastik bir zemine oturan kirişin diferansiyel denklemi,

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -K \cdot y \quad (1.171)$$

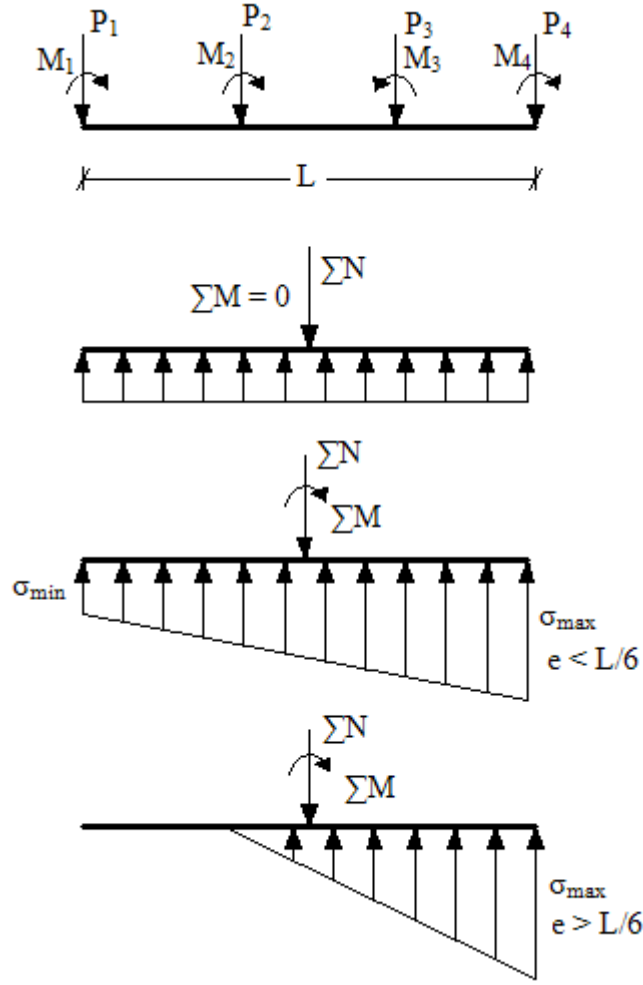
şeklindedir.

Denklem (1.171) deki K katsayısı;  $k_0$  zemin yatak katsayısını, b temel taban genişliğini göstermek üzere;

$$K = k_0 \cdot b \quad (1.172)$$

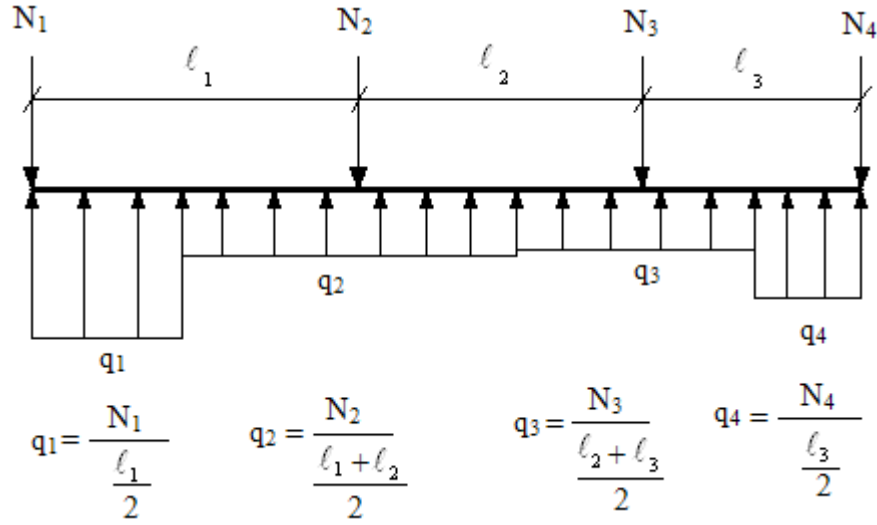
bağıntısı ile belirlenir.

b) Rijit temel kabulü ile çözüm: Bu yaklaşımla çözümde temelin deformasyonu, zemine göre küçük olduğundan ihmal edilmektedir. Bu çözümde kolonlardan gelecek yüklerin bileşkesi bulunup, bu bileşkenin etkime noktasıyla temelin geometrik merkezi çakıştırılmaya çalışılır. Bunun başarılması halinde taban basınç dağılımı düzgün olacağından çözüm oldukça basit olacaktır. Yüklerin bileşkesinin etkime noktasıyla, geometri merkezi çakıştırılmazsa taban basıncı dağılımı yamuk şekilde olacak ve kesit etkileri de bu yamuk dağılıma göre belirlenecektir. Rijit temel kabulüyle yapılan hesap bağıntısı sağlandığında genelde yeterlidir. Bu yaklaşımda, Şekil 1.114 de görüldüğü gibi sürekli temel bir aksenal kuvvet bir moment etkisinde sanki tekil temel gibi düşünülmektedir. Rijit kabul açıklık sayısının bir ya da iki olması durumunda daha uygun olmaktadır. Üç ve daha fazla açıklık bulunması durumunda da uygulanabilirse de, çok açıklıklı bir temel kirişinin rijit kabul edilmesindeki doğruluk, açıklık sayısı arttıkça azalmaktadır [2].



Şekil 1.114. Rijit kabule göre sürekli temel altındaki basınç dağılışı

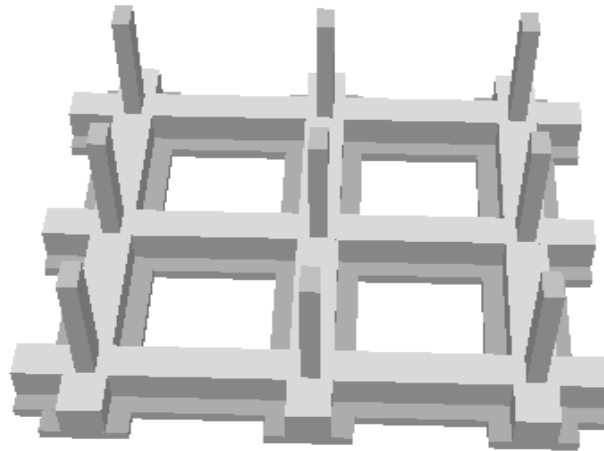
c) Esnek kabule göre çözüm: Temelin rijit kabul koşulunu sağlamaması durumunda, esnek kabul dikkate alınarak çözüme gidilebilir. Bunun için Şekil 1.115 de görüldüğü gibi her kolon yükü, açıklıklar ortasında sınırlanarak elde edilen, kolon etki alanına bölünerek ortalama taban basınçları bulunur. Bu taban basıncı ve kolon yükleri etkisinde donatı hesabına esas alınacak momentler ve kesme kuvvetleri belirlenebilir [2].



Şekil 1.115. Esnek kabulde taban basınç dağılışı

#### 1.11.6.4.2. İki Doğrultuda Sürekli Temeller

Yükleri ve plandaki boyutları büyüyen tekil temellerin iki doğrultuda birleştirilmesiyle iki doğrultuda sürekli temeller ortaya çıkar. Böylece tekil temelleri bağlayan konstrüktif olarak donatılan bağ kirişleri doğrudan taşıyıcı duruma getirilir. Bazı durumlarda temel zemininin özellikleri veya inşaat alanının topografyası bu durumu gerekli kılabilir. Izgara temeller olarak da isimlendirilen bu temellerde taban alanı artırılırken, temel sistemine her iki doğrultuda rijitlik sağlanır. Yapım ve kalıp bakımından bazı güçlükler söz konusu ise de, ekonomik olması sebebiyle tercih edilir (Şekil 1.116) [1].



Şekil 1.116. İki doğrultuda sürekli temel

### 1.11.6. 5. Radye Temeller

Zeminin çok zayıf olduğu veya yapı alanı boyunca farklılık gösterdiği durumlarda tüm kolon ve perdelerin temelleri birleştirilerek yapı için tek bir temel oluşturulur. Bu tür temel radye olarak adlandırılır [18]. Bu tür temel sistemleri yapı yüklerinin fazla, zemin dayanımının çok düşük ve zeminde farklı oturmaların olduğu durumlarda uygulanır.

Radye temellerin seçilmesini gerektiren nedenler:

- Zemin özelliklerinin bina yüklerini tekil veya sürekli temellerle taşımayacak kadar kötü olması
- Yapı yükünün çok büyük olması nedeni ile tekil temel boyutlarının bir diğeri ile kesişecek kadar aşırı büyümesi durumu
- Alandaki zeminin değişken özelliklerine bağlı olarak yapının tekil kolon temel yükleri altında farklı oturma gösterme olasılığı
- Yapı yüklerinin değişken ve belirsiz olması, yapının belirli bir kısmı fazla katlı olabilir ya da yükler yapının belli bölgelerinde yoğunlaşmış olabilir. Bu durumda meydana gelebilecek farklı oturmaları engellemek için radye temel sistemi seçilebilir [19].

Radye temeller üç sınıfa ayrılmaktadır.

- 1) Düz (kirişsiz) radye temeller
- 2) Kirişli radye temeller
- 3) Perde duvarlı (hücreli) radye temeller

Kirişsiz radye temeller kolon yüklerinin, kolon aralarının küçük ve eşit olduğu durumlarda ekonomik olmaktadır (Şekil 1.117). Bodrum katlarda düz bir alan sağladıkları için kirişsiz radye temellerin bulunduğu yapıların bodrum katlarının kullanımı daha rahat olmaktadır.

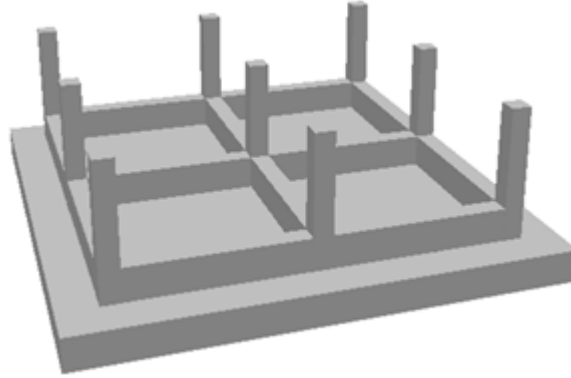




Şekil 1.117. Kirişsiz radye temel

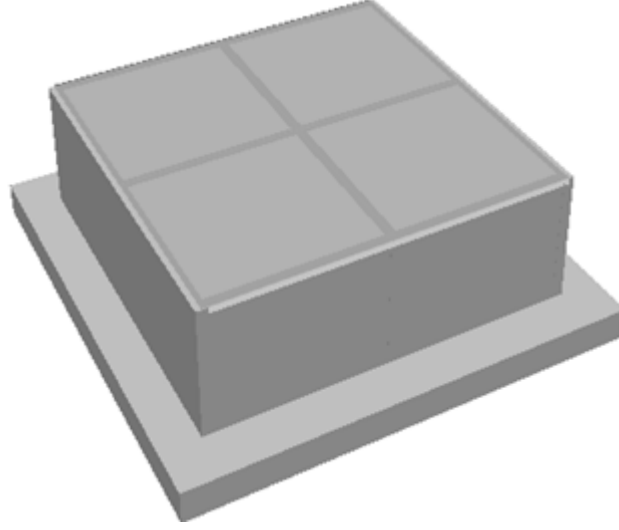
Yüklerin kirişsiz radye temel sistemi ile özellikle zımbalama probleminden dolayı karşılanmaması durumunda kolonların alt uçlarına başlık yapılmaktadır.

Kirişli radyeler uygulamada en çok kullanılan radye temel sınıfıdır (Şekil 1.118). Kirişler nedeniyle plak kalınlığı azaldığından ekonomik olmaktadır. Bu sınıf radye temellerin maliyeti hesaplanırken kalıp, dolgu ve tesviye betonu masraflarını da dikkate almak gerekmektedir.



Şekil 1.118. Kirişli radye temel

Perde duvarlı radye temeller yüksek rijitlikleri nedeniyle özellikle farklı oturma ihtimali yüksek olan yapılarda tercih edilmektedir. Ancak, bu durumda perde duvarlar yüksek kiriş olarak hesaplanmalıdır (Şekil 1.119).



Şekil 1.119. Perde duvarlı (hücreli) radye temel

### 1.11.7. Derin Temeller

#### 1.11.7.1. Kazıklı Temeller

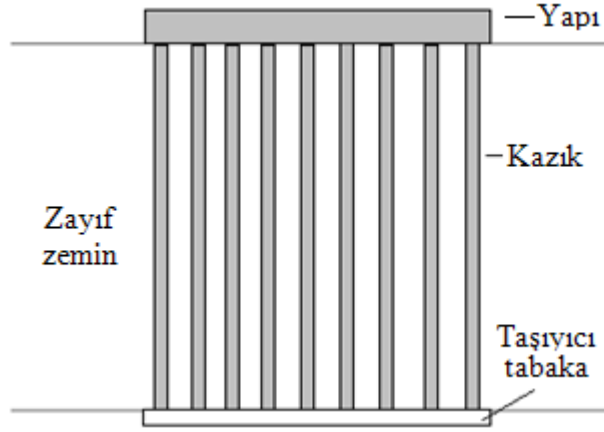
Yüzeğe yakın tabakaların yeterli taşıma gücüne sahip olmaması veya oturmaların izin verilebilir sınırların üstünde olacağı beklenilmesi durumunda, düşey yüklerin daha derinlerdeki sağlam tabakalara aktarılması için kullanılan düşey veya az eğimli yapısal elemanlarla taşınan temellerdir (Şekil 1.120) [20].

Yapı yükü, zemine çakılan kazıklar kanalıyla, derinlerde bulunan sağlam zemine, kazık uçlarıyla ya da kazığın yan yüzeylerinin sürtünmesinden yararlanarak aktarılır. Zemine belli aralıklarla çakılan bu kazıklar birbirine, üst kısımlarına atılan bağ kirişleri ve ızgaralarla bağlanır (Şekil 1.121) [21].

Kazıklı temel yapımına her zaman; taşıma gücü ve oturma açılarından elverişsiz yüzey zeminlerinin varlığı neden olmaz. Yeraltı suyunun varlığı ile yüzey suyunun (akarsu, göl, deniz vb.) olması durumlarında özellikle, akarsu vb. etkilerle, temel çevresinde oyulma vb. olayların önlenmesinde (köprü ayakları vb.), kazıklı temel yapımına gidilebilir. Çünkü, yukarıda belirtilen durumlarda, sığ temel yapımında; temel çukurunun kuru tutulması, kaplanması vb. zorluklar söz konusudur. Akarsularda kazıklı temeller, oyulmaya, sığ temellere göre daha dayanıklıdır [15].



Şekil 1.120. Kazıklı temele sahip yapı [4].



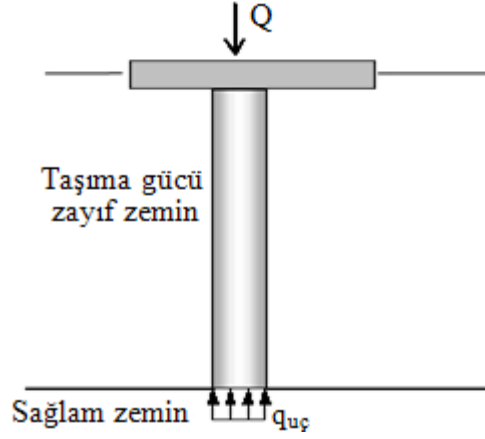
Şekil 1.121. Kazıklı temel

Taşıma gücü açısından kazıklar, uç kazıkları ve sürtünme kazıkları olmak üzere iki sınıfa ayrılırlar.

Uç kazığı; taşıma gücü düşük olan zemini geçerek, derindeki taşıma gücü iyi olan tabakaya yükü aktarır. Böyle kazıkların taşıma gücü, uç alanlarındaki basınçlardan oluşur (Şekil 1.122) [15]. Kazığın uç taşıma kapasitesi;  $q_{uç}$  kazık ucundaki zeminin birim nihai taşıma kapasitesini,  $A_{uç}$  kazık ucu enkesit alanını göstermek üzere;

$$Q_{uç} = q_{uç} \cdot A_{uç} \quad (1.173)$$

bağıntısı ile belirlenir.



Şekil. 1.122. Uç kazığı

Sürtünme kazığı; taşıma gücünü, hem yan yüzeylerdeki sürtünme gerilmelerinden, hem de uç alanlarındaki basınçlardan alır (Şekil 1.123) [15]. Kazığın yanal sürtünme direnci;  $q_{yan}$  kazık çevresindeki zeminin sürtünme taşıma gücünü,  $A_{yan}$  zemin içerisinde kalan kazığın yanal alanını göstermek üzere,

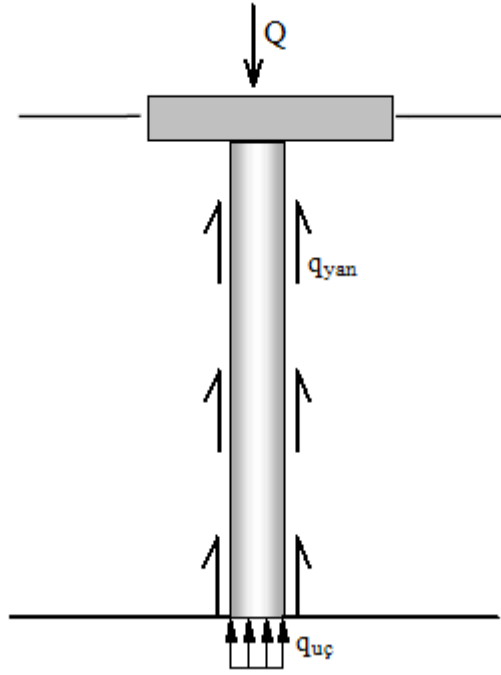
$$Q_{yan} = q_{yan} \cdot A_{yan} \quad (1.174)$$

bağıntısı ile belirlenir.

Kazığın taşıma gücü;

$$Q = Q_{uç} + Q_{yan} \quad (1.175)$$

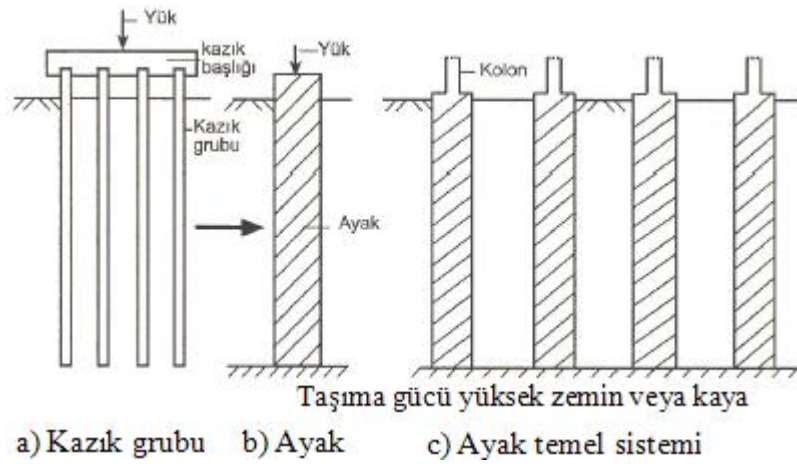
bağıntısı ile belirlenir.



Şekil 1.123. Sürtünme kazığı

### 1.11.7.2. Kuyu Temeller

Kuyu (ayak) temeller yerinde oluşturulan çapı büyük ve derin temellerdir. Ayak, yerinde oluşturulan, çapı büyük (Tipik olarak 1-3 m) olan kazık anlamına gelir. Bazen birkaç kazıktan oluşan bir kazık grubu yerine, büyük çaplı bir kazık, yani ayak inşa etmek uygun olabilir. Ayaklar, genellikle, taşıma gücü yüksek tabakaya otururlar (Şekil 1.124).



Şekil 1.124. Ayak temel [15].

### 1.11.7.3. Keson Temeller

Keson, bu adlandırma serbest su yüzeyi veya su seviyesinin derin ve yüksek olduğu, özellikle köprü ayağı veya arıtma tesisi gibi yapılarda zemine indirilerek içinde çalışılan kutu biçimli temelden kaynaklanmıştır. Kutu temelin özelliği kuruda imal ve inşa edilerek yerine indirilmesi ve gerektiğinde içinde elle kazı yapılabilmesidir [16].

Yapı yüklerinin aktarılmak istendiği, taşıma gücü iyi olan tabakanın çok derinde olmadığı durumlarda (5-10 m), özellikle de yer altı suyunun, yüzey suyunun mevcut olması durumlarında; temel çukurunun kuru tutulması, kaplanması vb. nedenlerle açık kazılarla inşaat yapmak çok zor ve pahalı olur. Böyle durumlarda, kesonlarla temel atmak uygun olur. Böyle durumlar; köprü ayağı, deniz feneri, dalgakıran vb. yapılarda ortaya çıkabilir [15].

### 1.12. Merdivenler

Merdivenler, farklı kotlardaki düzeyleri birbirine bağlayarak inilip çıkılmasını sağlayan yapı elemanlarıdır. Merdivenler malzeme cinslerine göre ahşap, kagir, betonarme, çelik; eğimlerine göre yatık eğimli, normal eğimli, dik eğimli; şekillerine göre düz, dönüşlü, döner merdivenler olmak üzere çeşitli tipte merdivenler bulunmaktadır.

#### 1.12.1. Merdiveni Oluşturan Elemanlar

Merdiveni oluşturan elemanlar; rıht, basamak, merdiven kolu, sahanlık, çıkış hattı, merdiven yüksekliği, merdiven boşluğu, küpeşte, korkuluk, limonluktur.

- Rıht: İki basamak arasındaki dik yüzeye rıht denir. Rıht yüksekliği merdiven yüksekliğine göre hesaplanarak bulunmakla birlikte, yapılacağı yere uygun olarak park, bahçe ve dış girişlerde 12-14 cm okul, tiyatro, hastane vb. yerlerde 14-16 cm konutların kat merdivenlerinde 16-18 cm çatı arası, bodrum vb. yerlerde 18-22 cm arasında olmalıdır.
- Basamak: Basamak, merdivende ayağın bastığı yüzeydir. Merdivenlerde rahat bir iniş ve çıkışın sağlanması için  $B_g$  basamak genişliği,  $B_h$  rıht yüksekliği olmak üzere;

$$B_g + 2B_h = 62 \text{ (Yatık merdivenlerde cm biriminde)} \quad (1.176)$$

$$B_g + 2B_h = 63 \text{ (Normal eğimli merdivenlerde cm biriminde)} \quad (1.177)$$

$$B_g + 2B_h = 64 \text{ (Dik eğimli merdivenlerde cm biriminde)} \quad (1.178)$$

bağıntıları sağlanmalıdır. Çizelge 1.26 da merdiven eğimine göre basamak genişliği ve yüksekliği, Çizelge 1.27 de ise basamak genişlik ve yüksekliklerinin en küçük ve normal değerleri verilmektedir.

Çizelge 1.26. Merdiven eğimine göre basamak genişliği ve yüksekliği [2].

Merdiven Eğimi	Basamak genişliği $B_g$ (cm)	Basamak (rıht) yüksekliği $B_h$ (cm)
20°-25° (yatık eğimli merdivenler)	$32 < B_g < 36$	$12 < B_h < 15$
25°-36° (yatık eğimli merdivenler)	$26 < B_g < 32$	$15 < B_h < 19$
36°-45° (yatık eğimli merdivenler)	$22 < B_g < 26$	$15 < B_h < 19$

Çizelge 1.27. Merdivenin bulunduğu yere göre basamak genişliği ve yüksekliği [2].

Merdivene ait bina ve yer	En büyük değer (cm)		Normal değer (cm)	
	$B_g$	$B_h$	$B_g$	$B_h$
Çatı ve bodrum merdivenleri	22	21	24	20
Apartman, ev, sosyal mesken gibi önemli merdivenler	24	19	26	18
Yüksek bina, okul, resmi bina merdivenleri	27	18	29	17
Hastane, sinema, tiyatro, genel bina	29	17	30	16
Dini binalar, anıtlar	30	16	32	15
Bahçe merdivenleri	30	15	32	14

➤ Merdiven Kolu: Aynı doğrultuda en az üç basamaktan oluşan sahanlıklar arasında yer alan kısım merdiven kolu olarak tanımlanır. Merdiven koluna ait değerler çizelge 1.28 de verilmektedir.

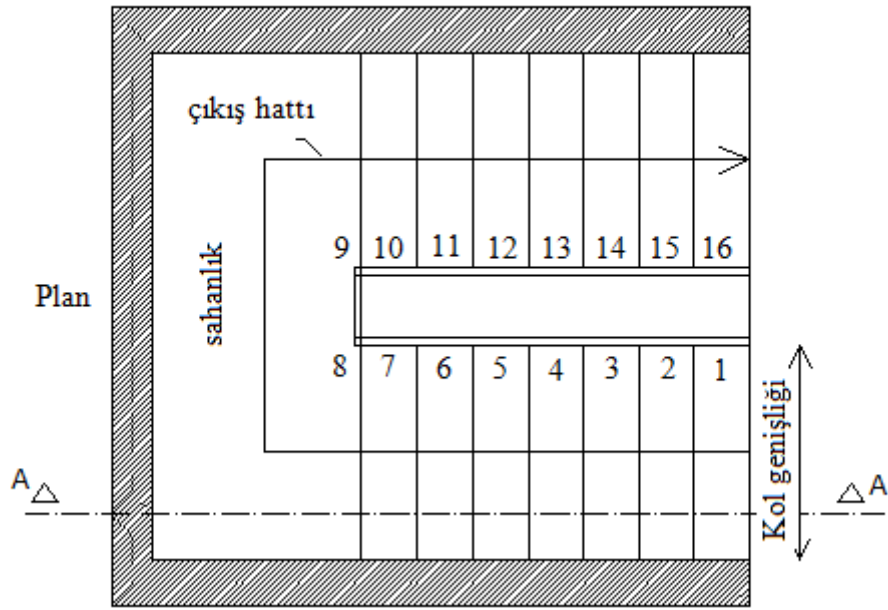
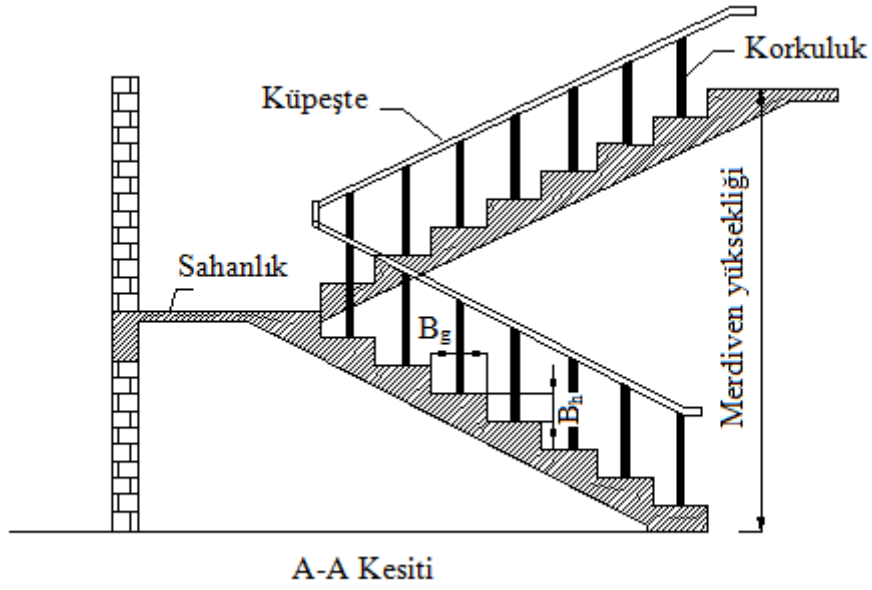
Çizelge 1.28. En küçük merdiven genişliği [2].

Merdivene ait bina ve yer	En küçük kol genişliği (m)
Binaların bodrum, çatı ve asma katlarında	0,75
İki katlı evlerde	1,00
Apartmanlarda	1,20
Çok sayıda insanın aynı anda kullanıldığı Okul, sinema, tiyatro ve resmi daire gibi binalarda	1,40
<p>Not: Binanın insan kapasitesine göre aşağıdaki belirtilen genişlik ilave edilir.</p> <p>500 kişiye kadar, her 100 kişi için 0,50 m  1000 kişiye kadar, her 100 kişi için 0,30 m  5000 kişiye kadar, her 100 kişi için 0,20 m</p>	

- Sahanlık: Katlar arasında ve genellikle merdiven ortasında düzenlenen dinlenme düzlüğü olarak tanımlanır.
- Merdiven çıkış hattı: Merdivenlerde, iniş ve çıkış yapılırken üzerinde yürüldüğü kabul edilen ve görülmeyen hatta çıkış hattı denir.
- Merdiven Yüksekliği: Merdiven yüksekliği, binalarda kat yüksekliği; yani döşeme üzerinden döşeme üzerine kadar olan yüksekliktir. Üst üste gelen merdiven kolları arasındaki yüksekliğe de baş yüksekliği denilir. Bu yükseklik 180 cm den az olmamalıdır.
- Merdiven Boşluğu: Planda, iki merdiven kolu arasındaki boşluk merdiven boşluğu olarak tanımlanır. Merdiven boşluğu en az 20 cm olmalıdır.
- Korkuluk: Merdiven boşluğuna düşme tehlikesine karşı merdiven kolu kenarlarına yapılan elemanlardır.
- Küpeşte: Korkuluğun üzerine, elle tutularak rahat bir iniş ve çıkışın sağlanması için korkuluk üzerine takılan elemanlardır.
- Limonluk: Merdiven boşluğu tarafında, basamağın üst ve ön kısmında yapılan çıkıntıya limonluk denir.

Şekil 1.125 de merdivene ait plan ve kesit gösterilmektedir.





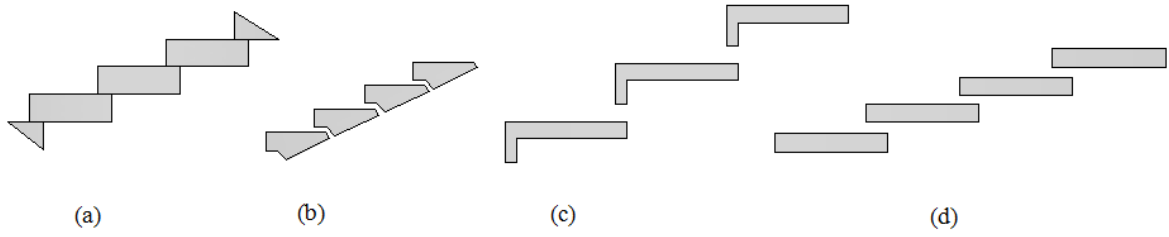
Şekil 1.125. Merdiven plan ve kesiti

### 1.12.2. Betonarme Merdivenlerde Taşıyıcı Sistemler

Uygulamada mimari tasarıma göre taşıyıcı sistemi farklı tipte olan merdivenlerle karşılaşılmaktadır. Tasarımda, merdivenler doğru analiz edilerek oluşacak çekme ve basınç bölgeleri belirlenmeli ve bu bölgelere mutlaka donatı yerleştirilmelidir. Uygulamada sıkça karşılaşılan merdiven taşıyıcı sistemlerine ilişkin detaylar aşağıda sunulmaktadır.

### 1.12.2.1. Basamakları Taşıyıcı Olan Merdivenler

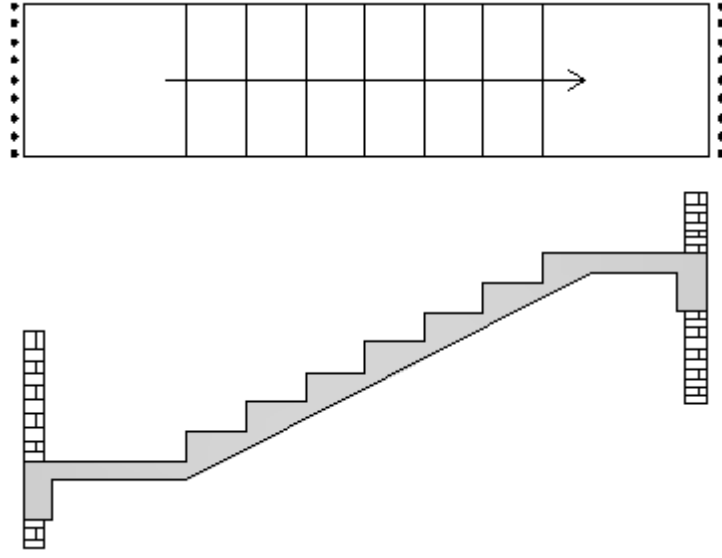
Bu tür merdivenlerde basamak, kendisi taşıyıcı olup plak gibi herhangi bir taşıyıcı sisteme oturmamaktadır (Şekil 1.126). Hesap ve yapım kolaylığı nedeni ile pratikte çok kullanılan merdivenlerdir. Basamaklar duvarlara ve/veya limon kirişlerine ve/veya merdiven çekirdek kolonuna mesnetlenmektedir [2].



Şekil 1.126. Taşıyıcı basamaklardan oluşan tipik merdiven kesitleri [2].

### 1.12.2.2. Uzunluğu Doğrultusunda Mesnetsiz Bir Kollu Merdivenler

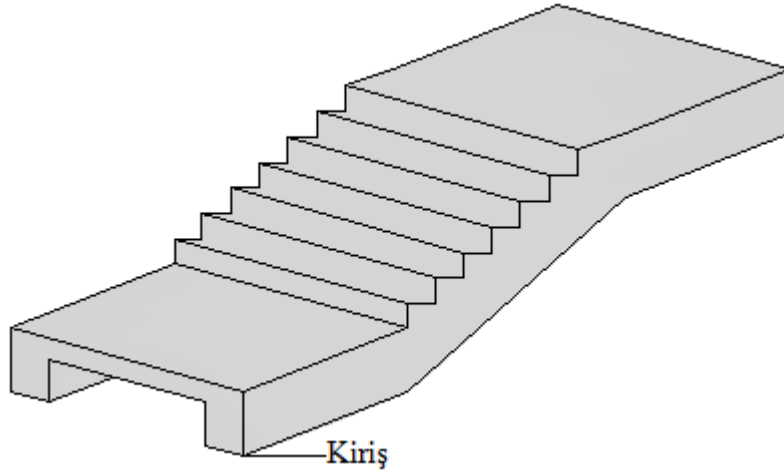
Bu tür merdivenlerde taşıyıcı sistem sadece bağımsız çalışan basamaklardan oluşmaz. Merdiven kolu ve sahanlık yanları tümüyle boşta durmaktadır. Dolayısıyla da boyuna doğrultuda mesnedi bulunmamaktadır. Böylece merdiven kolu ve sahanlık plakları sadece boyuna doğrultuda çalışmaktadır. Bu merdivenlerin davranışı iki ucundan mesnetlenmiş bir doğrultuda çalışan döşemelerin davranışına benzerdir (Şekil 1.127) [2].



Şekil 1.127. Uzunluğu doğrultusunda mesnetsiz bir kollu merdiven

### 1.12.2.3. Uzunluğu Doğrultusunda Mesnetli Bir Kollu Merdivenler

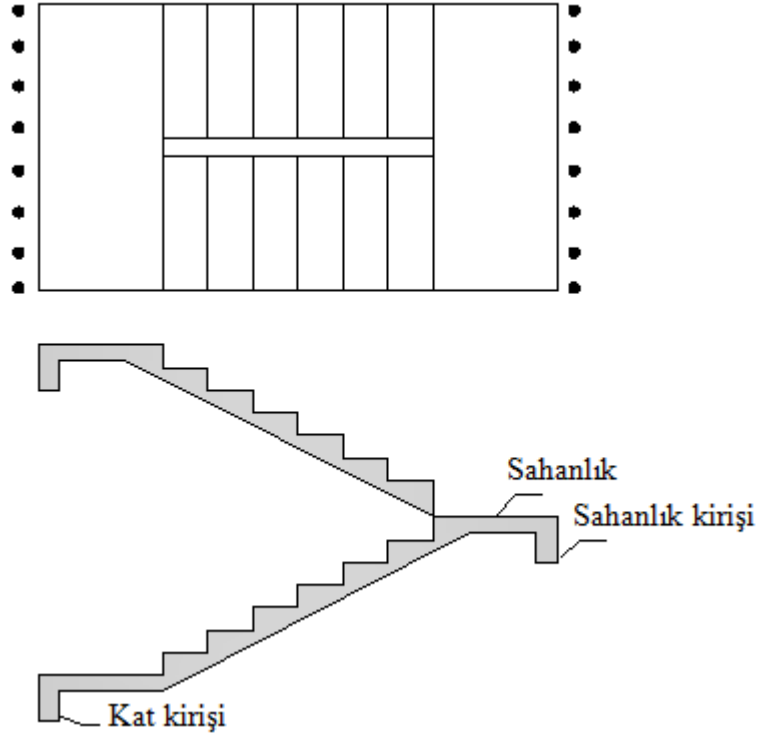
Merdiven kolu ve sahanlığın kenarlarda bulunan kirişlere oturduğu merdiven tipidir (Şekil 1.128).



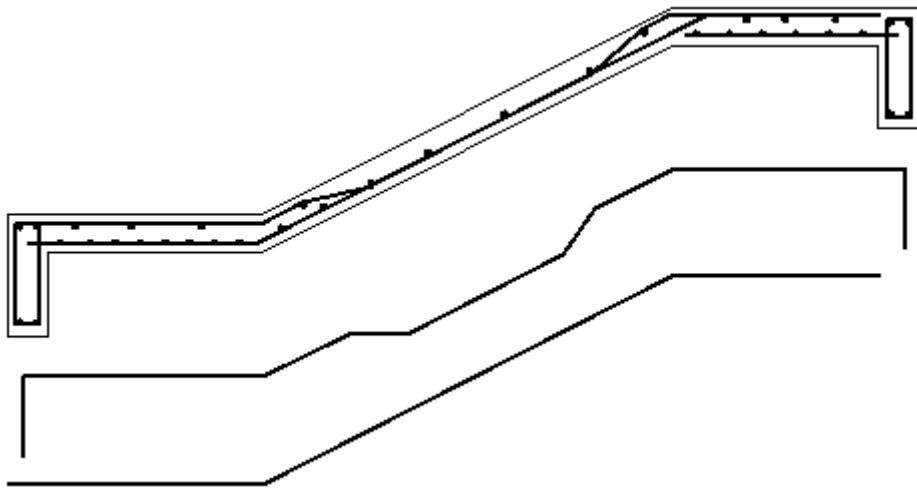
Şekil 1.128. Uzunluğu doğrultusunda mesnetli bir kollu merdiven

#### 1.12.2.4. İki Kollu Merdivenler

Bu tür merdivenler binalarda sık olarak kullanılan merdiven tipidir. İki kollu merdivenler iki kat kirişine ve bir sahanlık kirişine oturan merdivenlerdir (Şekil 1.129).



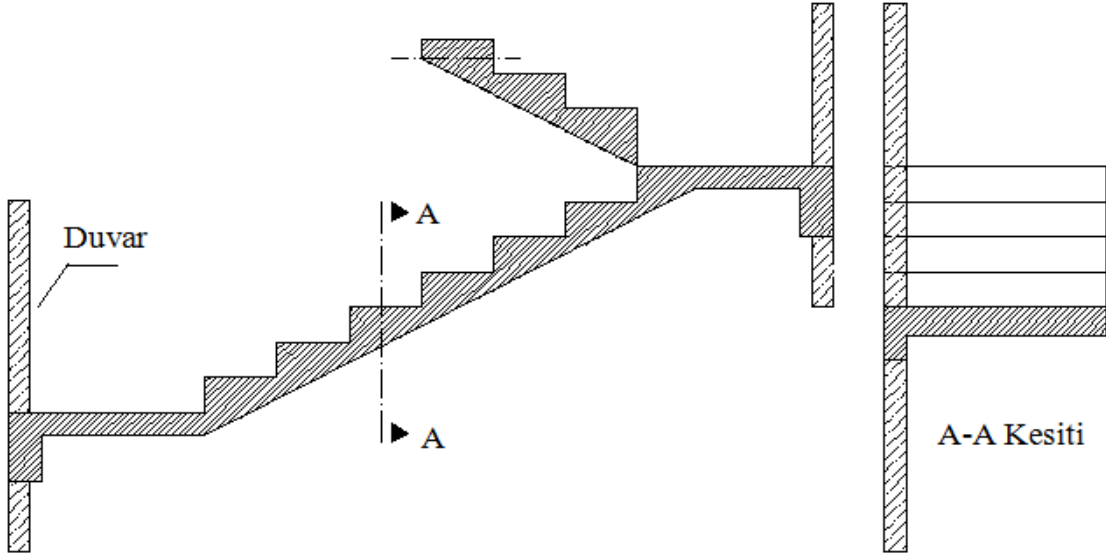
Şekil 1.129. İki kollu merdiven



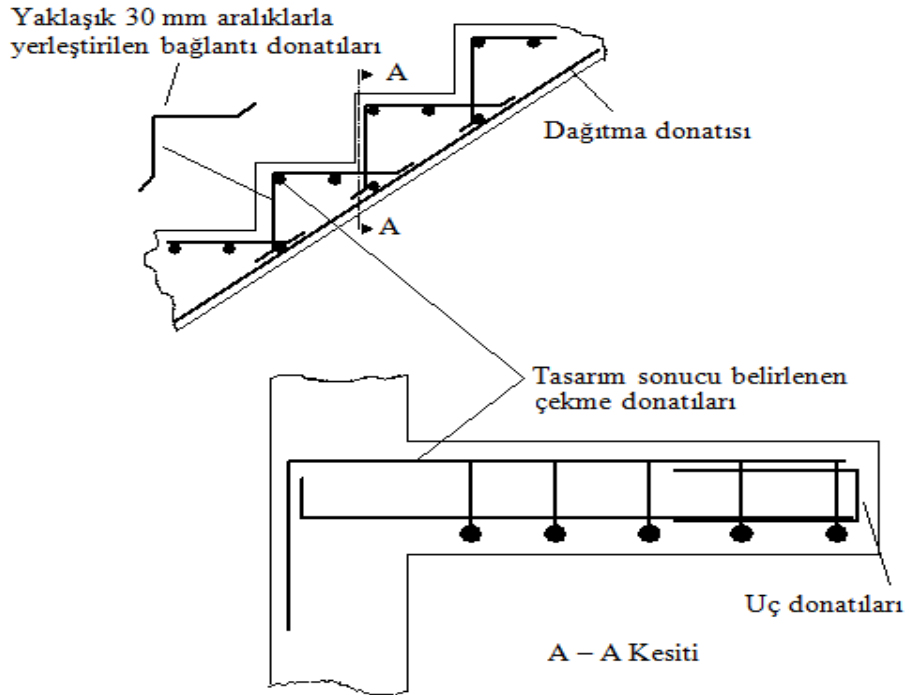
Şekil 1.130. İki kollu merdivende donatı detayı

### 1.12.2.5. Konsol Merdivenler

Bir ucu duvara ya da betonarme kirişe ankastre mesnetlenen merdivenlerdir (Şekil 1.131).



Şekil 1.131. Konsol merdiven



Şekil 1.132. Konsol merdiven donatı detayları [2].

## 2. YAPILAN ÇALIŞMALAR, BULGULAR VE İRDELEME

Bu bölümde taşıyıcı sistem tipi çerçevesi sistem olan betonarme bir binanın statik ve betonarme hesapları yapılmıştır.

### 2.1. Projelendirilen Yapıya İlişkin Genel Bilgiler

Yapı 3. derece deprem bölgesinde yer almakta olup etkin yer ivme katsayısı ( $A_0$ ) 0,20, bina önem katsayısı (I) 1,0, zemin grubu (B) ve yerel zemin sınıfı Z2 dir. Taşıyıcı sistemi süneklik düzeyi normal sistem olarak tasarlamak amaçlanmaktadır. Proje hesapları C20/25 beton ve S420 donatı sınıfına göre yapılmıştır. Projeye ait genel bilgiler Çizelge 2.1 de verilmektedir.

Betonarme bir konutun tasarım aşamaları; mimari projelerin hazırlanması, yer seçimi, taşıyıcı sistem seçimi, yüklerin belirlenmesi, yapısal çözümlenme, betonarme hesaplar ve boyutlandırma, çizimlerin hazırlanması olarak sıralanabilir.

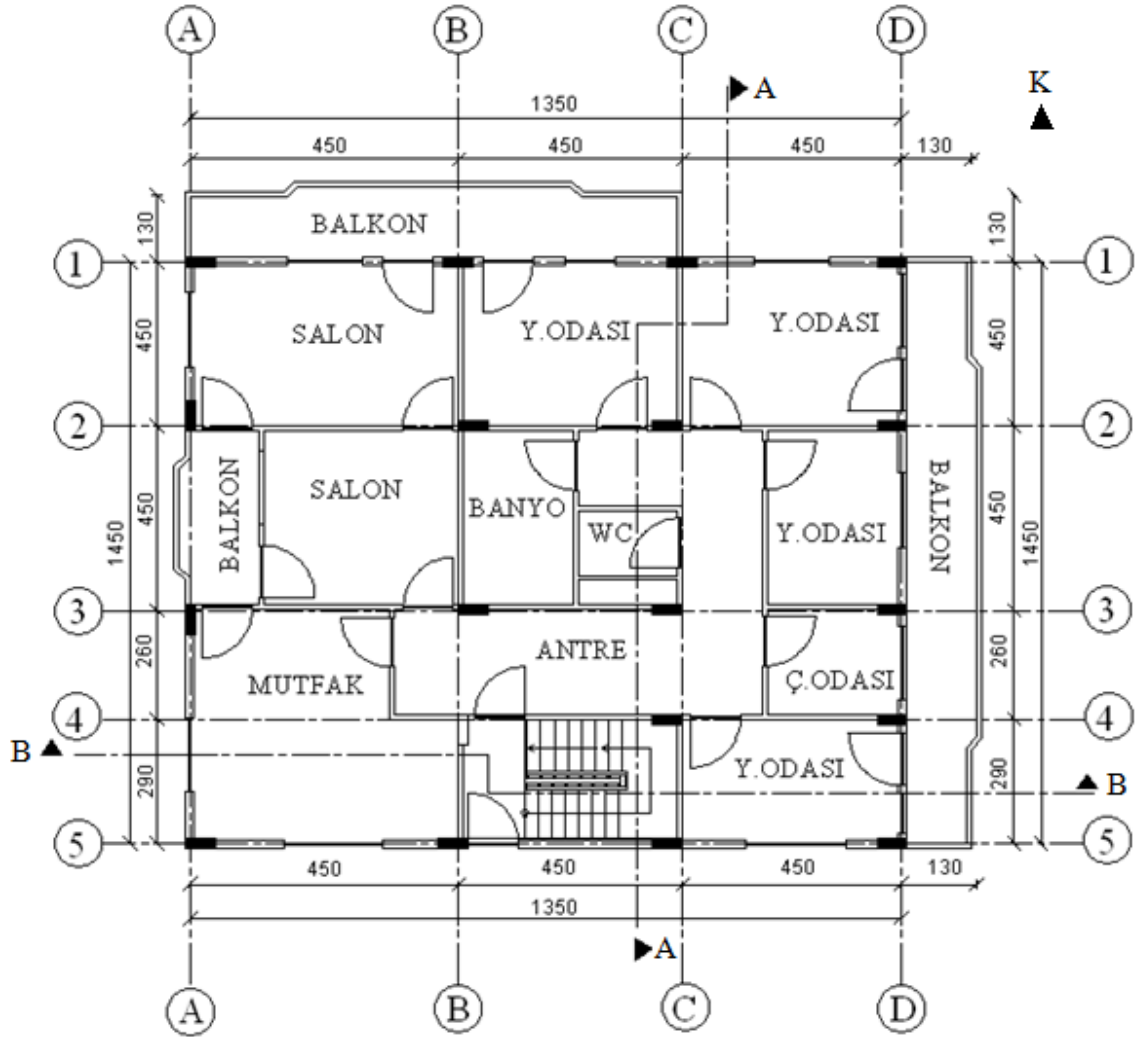
Mimari proje aşamasında yapının genel vaziyet planları, kat planları, kesitler ve görünüşler hazırlanır. Yer seçiminde zeminin taşıma gücü, oturma durumu, yeraltı su seviyesi, zemin tabakalarının cinsi, kalınlığı, derinliği, don tehlikesi, zeminde betonu bozan kimyasal ve organik maddelerin durumu, heyelan riski, fay hattı gibi hususların iyi araştırılması gerekmektedir. Bir yapının taşıyıcı sistemi, üzerine etkiyen yükleri ve kendi ağırlığını güvenli bir şekilde zemine aktarma görevini yerine getirmelidir. Bu nedenle taşıyıcı sistem seçimi ve tasarımı son derece önemlidir. Bir yapının amaca uygun olarak projelendirilebilmesi için, hizmet süresi boyunca etkisinde kalacağı yüklerin gerçekçi bir şekilde belirlenmesi gerekmektedir. Çünkü taşıma gücü ve kullanılabilirlik sınır durumları için, yapılar kendilerine etkiyen yüklere karşı yeterli dayanıma sahip olmalı ve kullanılabilir kalmalıdır. Yapıya etkiyecek yüklerin belirlenmesinden sonra bu yüklemeler etkisinde yapısal çözümlenmeler gerçekleştirilmektedir. Bu yapısal çözümlenmeler sonucunda eleman kesitlerindeki kesit tesirleri moment, normal kuvvet, kesme kuvveti, burulma momentleri belirlenmektedir. Belirlenen kesit etkilerine göre betonarme hesaplar ve boyutlandırmalar yapılarak projeye ait çizimler gerçekleştirilmektedir.

Çizelge 2.1. Projeye ilişkin genel bilgiler

<b>BİNA BİLGİLERİ</b>	
Kat adedi	6
Kat Yüksekliği	3 m
Toplam Bina Yüksekliği	18 m
Kullanım Amacı	Konut
<b>MALZEME BİLGİLERİ</b>	
Beton Sınıfı	C20/25
Donatı Sınıfı	S420
Betonarme Elastisite Modülü ( $E_c$ )	28000MPa
Donatı Elastisite Modülü ( $E_s$ )	420 MPa
Beton Güvenlik Katsayısı	1,5
Donatı Güvenlik Katsayısı	1,15
<b>PROJE PARAMETRELERİ</b>	
Deprem Bölgesi	3
Etkin Yer İvme Katsayısı ( $A_0$ )	0,2
Bina Önem Katsayısı (I)	1
Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı (R)	4
Hareketli Yük Katılım Katsayısı (n)	0,3
Deprem Hesap Yöntemi	Eşdeğer deprem yükü yöntemi
<b>ZEMİN BİLGİLERİ</b>	
Zemin Grubu	B
Zemin Sınıfı	Z2
Zemin Karakteristik Peryotları	$T_A = 0,15s, T_B = 0,40 s$
Zemin Emniyet Gerilmesi	200 kN/m <sup>2</sup>
<b>YÜK BİLGİLERİ</b>	
Beton birim ağırlığı	25 kN/m <sup>3</sup>
Dış duvar yükü	9,6 kN/m
İç duvar yükü	7,4 kN/m
Hareketli Yük (odalarda)	2,00 kN/m <sup>2</sup>
Hareketli Yük (koridor ve merdivenlerde)	3,50 kN/m <sup>2</sup>
Hareketli Yük (balkonlarda)	5,00 kN/m <sup>2</sup>

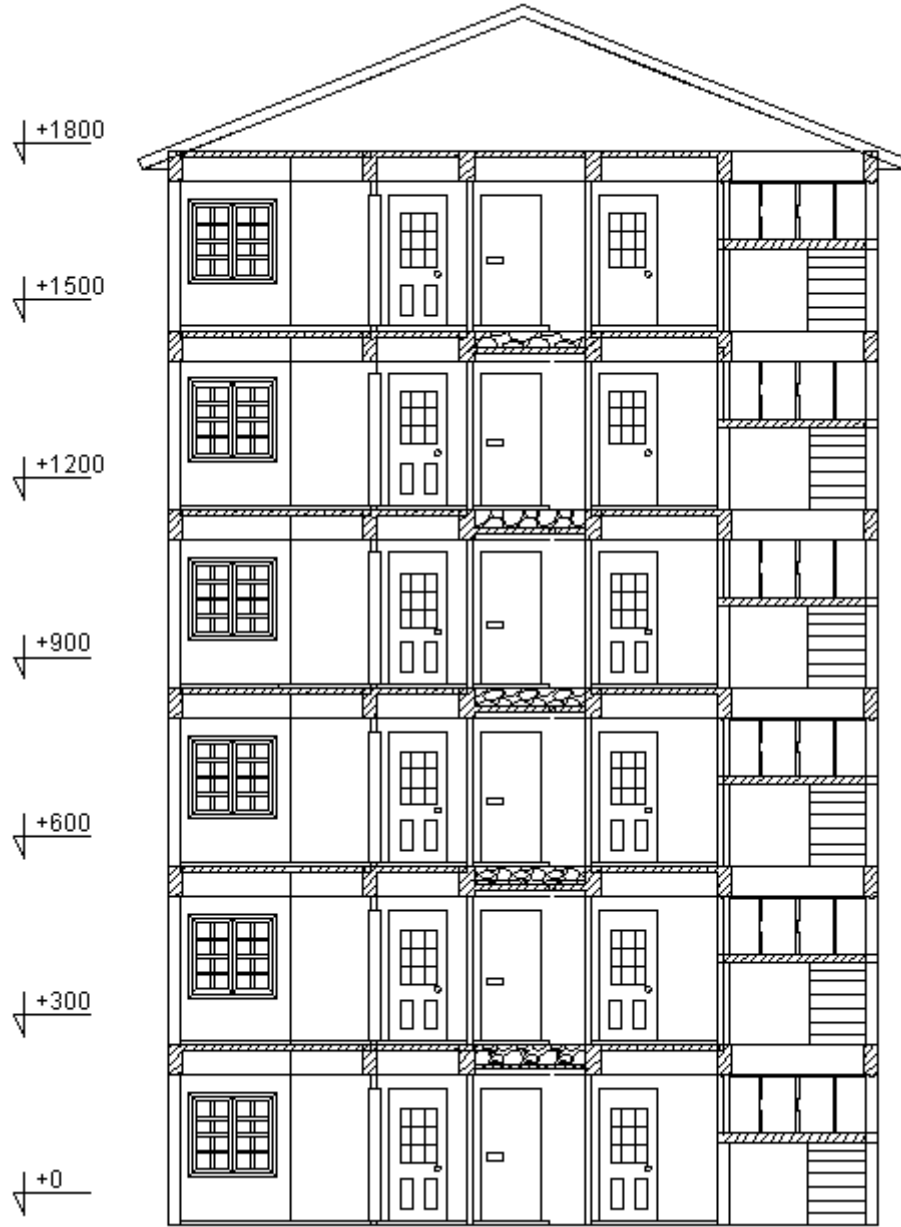
## 2.2. Projeye İlişkin Mimari Plan, Kesit ve Görünüşler

Uygulamaya konu olan binaya ait mimari plan ve kesit ve görünüşleri Şekil 2.1, 2.2, 2.3, 2.4, 2.5, 2.6, 2.7 de verilmektedir.

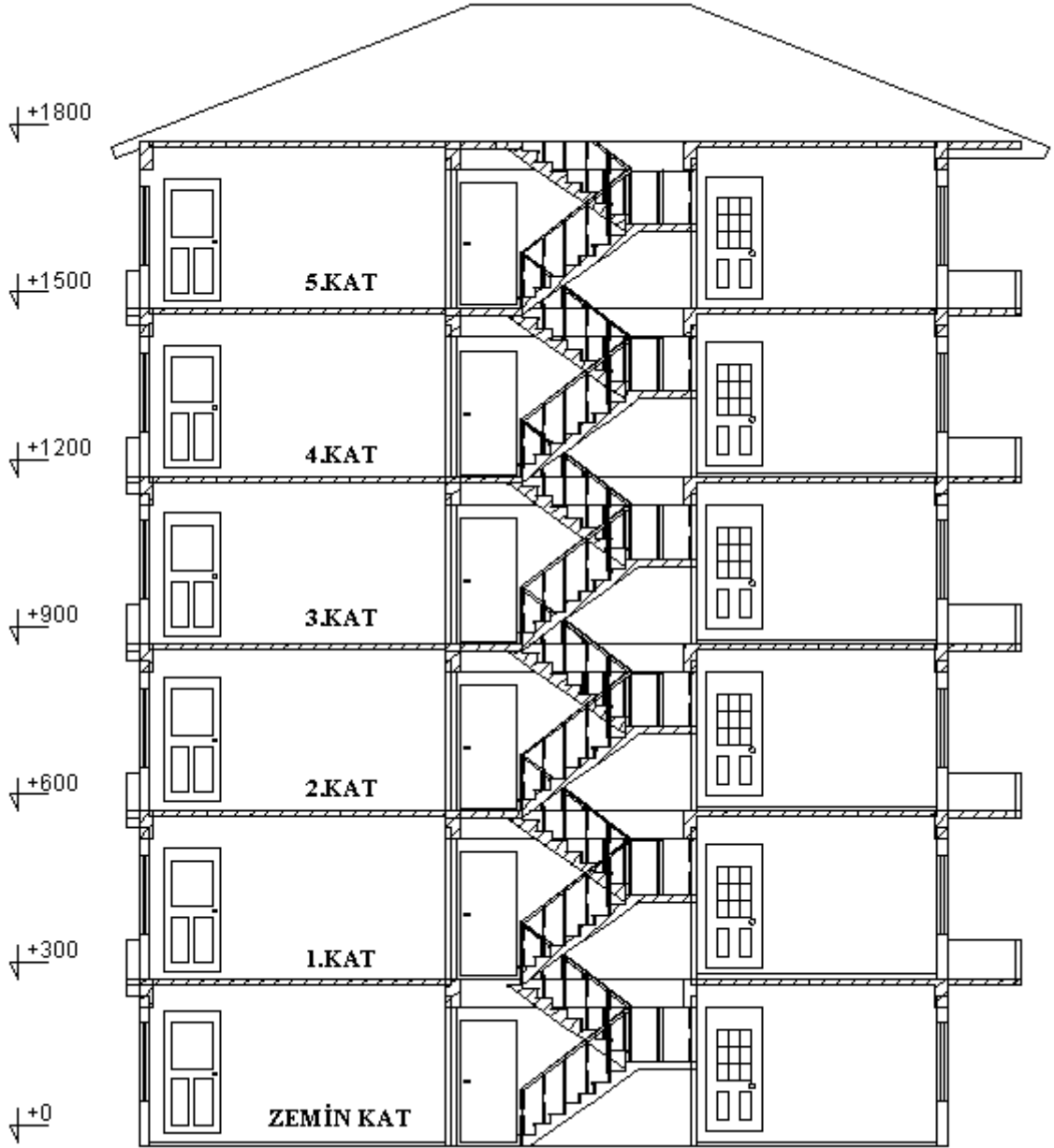


Şekil 2.1. Uygulamaya konu olan yapının mimari planı

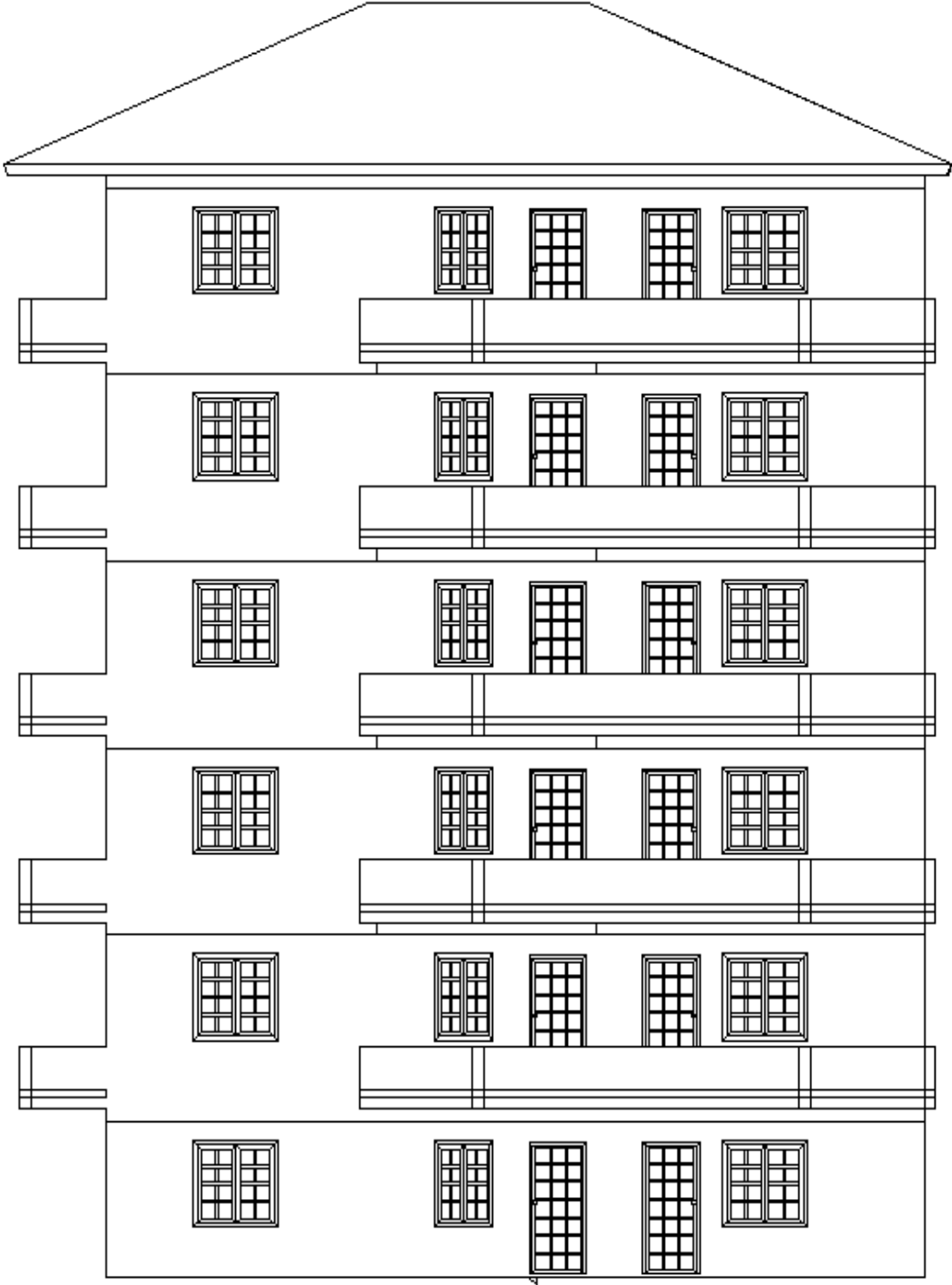




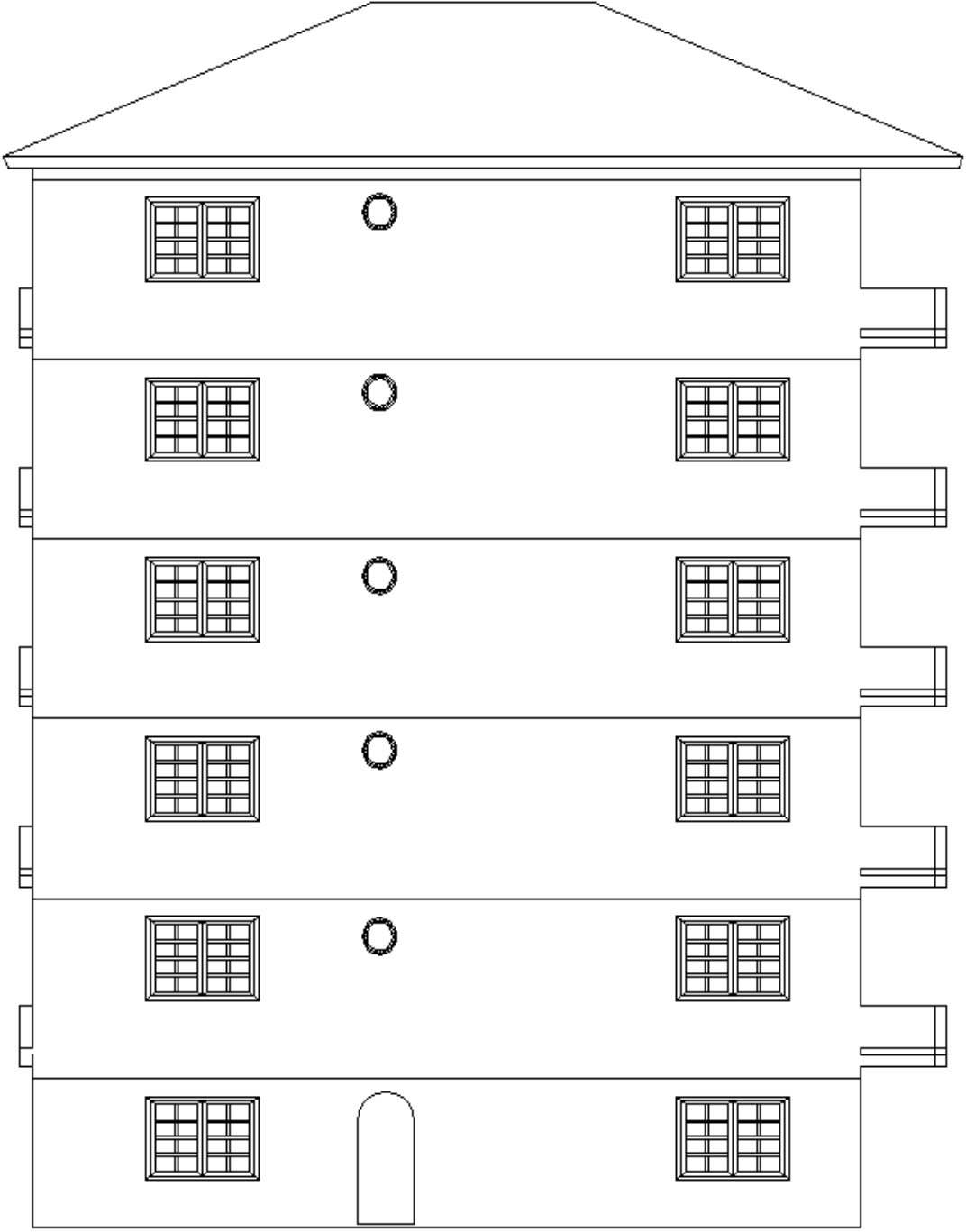
Şekil 2.2. Uygulamaya konu olan binanın A-A kesiti



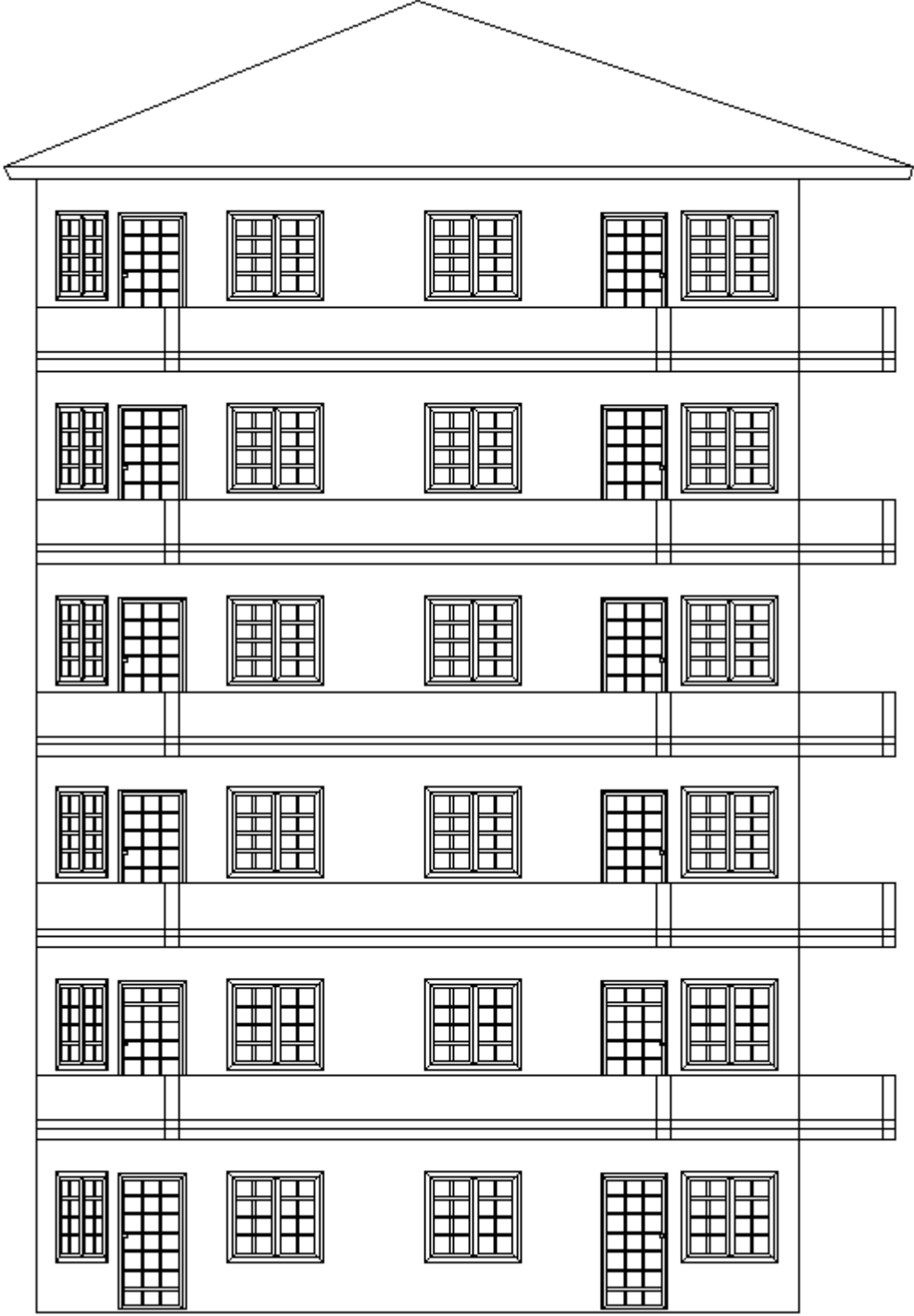
Şekil 2.3. Uygulamaya konu olan binanın B-B kesiti



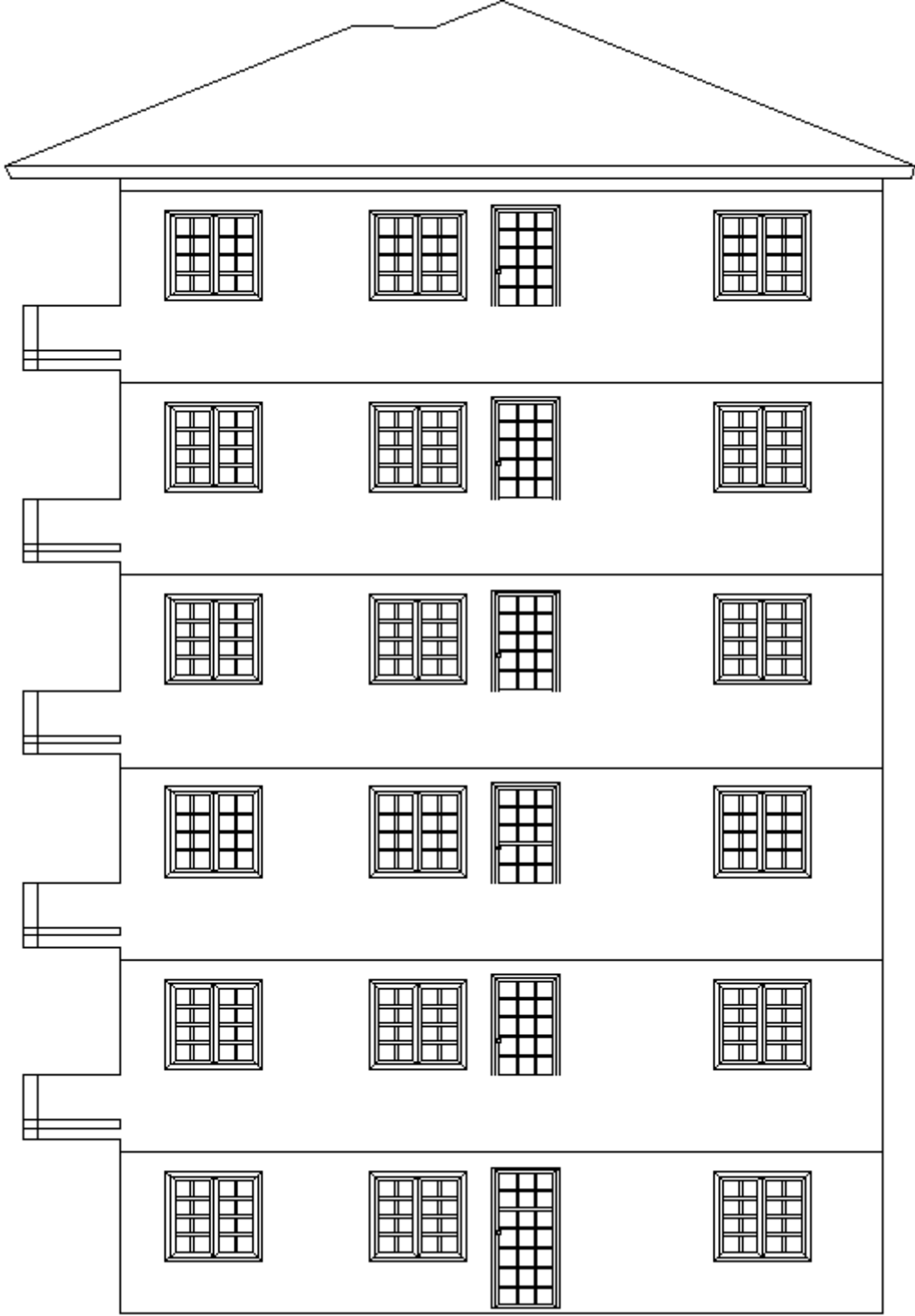
Şekil 2.4. Uygulamaya konu olan binanın kuzey cephesi



Şekil 2.5. Uygulamaya konu olan binanın güney cephesi



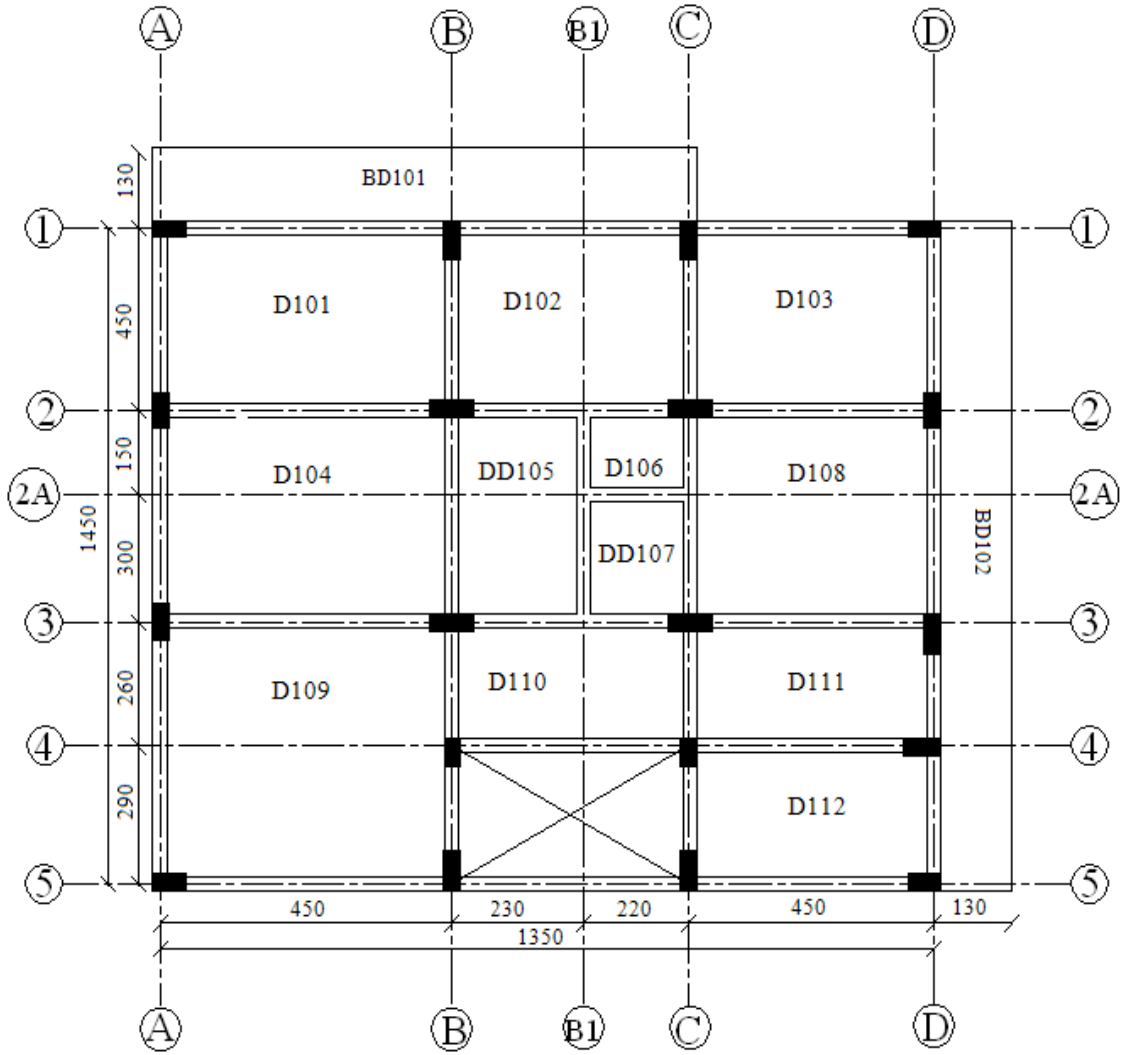
Şekil 2.6. Uygulamaya konu olan binanın doğu cephesi



Şekil 2.7. Uygulamaya konu olan binanın batı cephesi

### 2.3. Döşemelerin Tasarımı

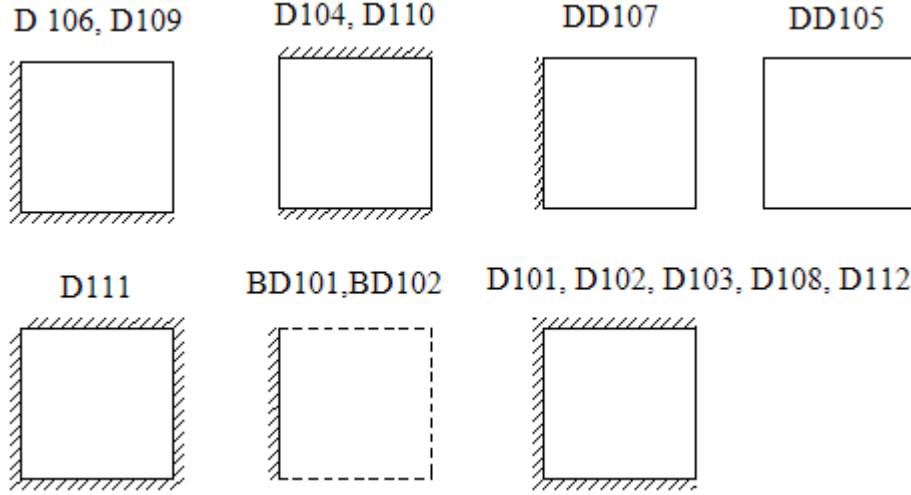
Yapının döşeme sistemi kirişli plak döşeme olup döşemelerin mesnet koşulları, döşemelerin çalışma şekli, döşeme kalınlıkları ve döşemelere etkiyen yükler belirlendikten sonra döşeme statik ve betonarme hesapları yapılmıştır. Döşemelere ait kalıp planı Şekil 2.8 de gösterilmektedir.



Şekil 2.8. Döşeme kalıp planı

### 2.3.1. Döşemelerin Mesnet Koşullarının Belirlenmesi

Döşemeler için kabul edilen mesnet koşulları Şekil 2.9 da gösterilmektedir.



Şekil 2.9. Döşemeler için kabul edilen mesnet koşulları

### 2.3.2. Döşemenin Çalışma Şeklinin Belirlenmesi

Döşemelerin kısa ve uzun doğrultuda taşıyacak oldukları yük miktarları kenar oranlarına bağlı olarak değişmektedir.

$$m = \frac{\ell_l}{\ell_s} \leq 2 \text{ ise} \quad \text{İki doğrultuda çalışan döşeme}$$

$$m = \frac{\ell_l}{\ell_s} > 2 \text{ ise} \quad \text{Bir doğrultuda çalışan döşeme}$$

D 101 için	$4,50 / 4,50 = 1,00 \leq 2$	İki doğrultuda Çalışan Döşeme
D 102 için	$4,50 / 4,50 = 1,00 \leq 2$	İki doğrultuda Çalışan Döşeme
D 103 için	$4,50 / 4,50 = 1,00 \leq 2$	İki doğrultuda Çalışan Döşeme
D 104 için	$4,50 / 4,50 = 1,00 \leq 2$	İki doğrultuda Çalışan Döşeme
DD105 için	$4,50 / 2,30 = 1,96 \leq 2$	İki doğrultuda Çalışan Döşeme
D 106 için	$2,20 / 1,50 = 1,47 \leq 2$	İki doğrultuda Çalışan Döşeme
DD 107 için	$3,00 / 2,20 = 1,36 \leq 2$	İki doğrultuda Çalışan Döşeme



D 108 için	$4,50 / 4,50 = 1,00 \leq 2$	İki doğrultuda Çalışan Döşeme
D 109 için	$5,50 / 4,50 = 1,22 \leq 2$	İki doğrultuda Çalışan Döşeme
D 110 için	$4,50 / 2,60 = 1,73 \leq 2$	İki doğrultuda Çalışan Döşeme
D 111 için	$4,50 / 2,60 = 1,73 \leq 2$	İki doğrultuda Çalışan Döşeme
D 112 için	$4,50 / 2,90 = 1,55 \leq 2$	İki doğrultuda Çalışan Döşeme

### 2.3.3. Döşeme Kalınlıklarının Belirlenmesi

Döşeme kalınlığının sağlaması gereken sınır değerler;

$$h_f \geq \frac{\ell_{sn}}{15 + \frac{20}{m}} \left( 1 - \frac{\alpha_s}{4} \right) \quad h_f \geq 80 \text{ mm} \quad (2.1)$$

bağıntısıyla belirlenir.

Burada;

$h_f$  : Döşeme kalınlığı

$\ell_{sn}$  : Kısa kenar doğrultusundaki serbest açıklık

$\alpha_s$  : Sürekli kenar uzunlukları toplamı / Döşeme kenar uzunlukları toplamı göstermektedir.

Döşeme kalınlıkları sehim hesabı gerektirmeyecek şekilde boyutlandırılmıştır.

➤ D 101 Döşemesi

$$\alpha_s = (4,50 + 4,50 + 4,50) / (4.4,50) \quad \alpha_s = 0,75; \quad m = 1 \quad \ell_{sn} = 4,25 \text{ m}$$

$$h_f \geq \frac{4250}{15 + \frac{20}{1}} \left( 1 - \frac{0,75}{4} \right) \quad h_f = 98,7 \text{ mm}$$

Sehim hesabı gerektirmeyen döşeme kalınlığı

$$h_f \geq \ell_{sn} / 30 \quad h_f \geq 4250 / 30 \quad h_f \geq 141,7 \text{ mm}$$

Seçilen  $h_f = 150 \text{ mm}$

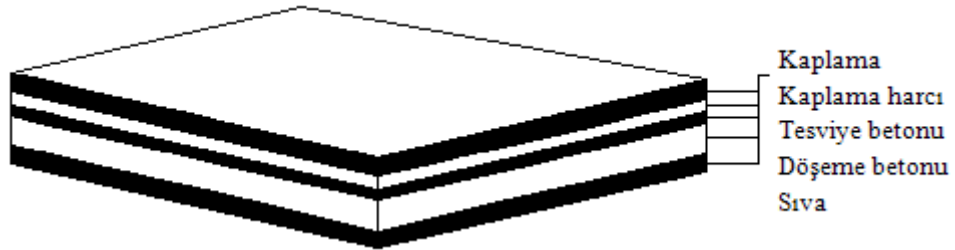
Diğer döşeme hesapları Çizelge 2.2 de verilmektedir.

Çizelge 2.2. İki doğrultuda çalışan döşeme plaklarının kalınlıkları

Döşeme No	m	$\alpha_s$	Döşeme Kalınlığı $h_f$ (mm)			
			80 mm koşulu	Hesaplanan zorunlu $h_f$	Sehim hesabı gerektirmeyen $h_f$	Seçilen $h_f$
D101	1,00	0,75	80 mm	98,70	141,7	150
D102	1,00	0,75		98,70	121,4	150
D103	1,00	0,75		98,70	141,7	150
D104	1,00	0,50		106,25	141,7	150
DD105	1,96	-		81,30	82	120
D106	1,47	0,50		38,20	35,7	150
DD107	1,36	0,29		60,90	78	120
D108	1,00	0,75		98,70	121,4	150
D109	1,22	0,50		118,50	141,7	150
D110	1,73	0,37		80,29	67,1	150
D111	1,73	1,00		69,89	67,1	150
D112	1,55	0,70		74,66	88,3	150
BD101	-	-			137,5	150
BD102	-	-			137,5	150

### 2.3.4. Döşeme Yüklerinin Belirlenmesi

Döşeme yükleri Şekil 2.10 da gösterilmektedir.



Şekil 2.10. Döşeme yüklerinin belirlenmesinde dikkate alınan malzemeler

➤ Kullanılan Malzeme Birim Ağırlıkları

Beton	: 25 kN/m <sup>3</sup>
Sıva	: 22 kN/m <sup>3</sup>
Kaplama harcı	: 22 kN/m <sup>3</sup>
Laminant	: 6,9 kN/m <sup>3</sup>
Seramik	: 22 kN/m <sup>3</sup>
Granüle yüksek fırın cürufu	: 12 kN/m <sup>3</sup>

➤ Laminant Kaplama (D101,D102,D103,D104,D106,D108,D111,D112)

Laminant	6,9.0,01 m = 0,069 kN/m <sup>2</sup>
Kaplama harcı	22.0,02 m = 0,440 kN/m <sup>2</sup>
Tesviye betonu	23.0,03 m = 0,600 kN/m <sup>2</sup>
Döşeme özağırlığı	25.0,15 m = 3,750 kN/m <sup>2</sup>
Sıva	22.0,02 m = 0,440 kN/m <sup>2</sup>

---

(Sabit yük)  $g = 5,299 \text{ kN/m}^2$

(Hareketli yük)  $q = 2,00 \text{ kN/m}^2$

(Hareketli yük)  $q = 3,50 \text{ kN/m}^2$  (D108,D111)

$P_d = 1,4g + 1,6q$   $P_d = 10,62 \text{ [kN/m}^2\text{]}$ ,  $P_d = 13,02 \text{ [kN/m}^2\text{]}$  (D108,D111)

➤ Seramik Kaplama (D109,D110)

Seramik	22.0,01 m = 0,220 kN/m <sup>2</sup>
Kaplama harcı	22.0,02 m = 0,440 kN/m <sup>2</sup>
Tesviye betonu	23.0,03 m = 0,690 kN/m <sup>2</sup>
Döşeme özağırlığı	25.0,15 m = 3,750 kN/m <sup>2</sup>
Sıva	22.0,02 m = 0,440 kN/m <sup>2</sup>

---

(Sabit yük)  $g = 5,54 \text{ kN/m}^2$

(Hareketli yük)  $q = 2,00 \text{ kN/m}^2$

(Hareketli yük)  $q = 3,50 \text{ kN/m}^2$  (D109)

$P_d = 1,4g + 1,6q$   $P_d = 10,96 \text{ [kN/m}^2\text{]}$ ,  $P_d = 13,36 \text{ [kN/m}^2\text{]}$  (D109)

## ➤ Balkon Döşemeleri

Seramik	$22.0,01 = 0,220 \text{ kN/m}^2$
Kaplama harcı	$22.0,02 = 0,440 \text{ kN/m}^2$
Tesviye betonu	$23.0,03 = 0,690 \text{ kN/m}^2$
Döşeme özağırlığı	$25.0,15 = 3,750 \text{ kN/m}^2$
Sıva	$22.0,02 = 0,440 \text{ kN/m}^2$

---

(Sabit yük)  $g = 5,54 \text{ kN/m}^2$

(Hareketli yük)  $q = 5,00 \text{ kN/m}^2$

$P_d = 1,4g + 1,6q$   $P_d = 15,76 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

## ➤ Düşük döşemeler (DD105,DD107)

Seramik	$22.0,01 = 0,220 \text{ kN/m}^2$
Kaplama harcı	$22.0,02 = 0,440 \text{ kN/m}^2$
Tesviye betonu	$23.0,03 = 0,690 \text{ kN/m}^2$
Granüle yüksek f. cürufu	$12.0,20 = 2,400 \text{ kN/m}^2$
Döşeme özağırlığı	$25.0,12 = 3,000 \text{ kN/m}^2$
Sıva	$22.0,02 = 0,440 \text{ kN/m}^2$

---

(Sabit yük)  $g = 7,19 \text{ kN/m}^2$

(Hareketli yük)  $q = 2,00 \text{ kN/m}^2$

$P_d = 1,4g + 1,6q$   $P_d = 13,27 \text{ kN/m}^2$

Döşeme yükleri Çizelge 2.3 de özetlenmektedir.

Çizelge 2.3. Döşeme yükleri

<b>Döşeme Yükleri</b>					
<b>Laminant Kaplama (D101,D102,D103,D104,D106,D108,D111,D112)</b>					
Laminant	:	6,9 [kN/m <sup>3</sup> ]	x	0,01 [m]	= 0,069 [kN/m <sup>2</sup> ]
Kaplama harcı	:	22 [kN/m <sup>3</sup> ]	x	0,02 [m]	= 0,440 [kN/m <sup>2</sup> ]
Tesviye betonu	:	23 [kN/m <sup>3</sup> ]	x	0,03 [m]	= 0,600 [kN/m <sup>2</sup> ]
Döşeme özağırlığı	:	25 [kN/m <sup>3</sup> ]	x	0,15 [m]	= 3,750 [kN/m <sup>2</sup> ]
Sıva	:	22 [kN/m <sup>3</sup> ]	x	0,02 [m]	= 0,440 [kN/m <sup>2</sup> ]
Toplam sabit yük					$g = 5,299$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Hareketli yük					$q = 2,00$ [kN/m <sup>2</sup> ], $q = 3,50$ [kN/m <sup>2</sup> ] (D108, D111)
Tasarım yükü $P_d = 1,4g + 1,6q$					$P_d = 10,62$ [kN/m <sup>2</sup> ], $P_d = 13,02$ [kN/m <sup>2</sup> ] (D108, D111)
<b>Seramik Kaplama (D109,D110)</b>					
Seramik	:	22 [kN/m <sup>3</sup> ]	x	0,01 [m]	= 0,220 [kN/m <sup>2</sup> ]
Kaplama harcı	:	22 [kN/m <sup>3</sup> ]	x	0,02 [m]	= 0,440 [kN/m <sup>2</sup> ]
Tesviye betonu	:	23 [kN/m <sup>3</sup> ]	x	0,03 [m]	= 0,690 [kN/m <sup>2</sup> ]
Döşeme özağırlığı	:	25 [kN/m <sup>3</sup> ]	x	0,15 [m]	= 3,750 [kN/m <sup>2</sup> ]
Sıva	:	22 [kN/m <sup>3</sup> ]	x	0,02 [m]	= 0,440 [kN/m <sup>2</sup> ]
Toplam sabit yük					$g = 5,540$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Hareketli yük					$q = 2,00$ [kN/m <sup>2</sup> ], $q = 3,50$ [kN/m <sup>2</sup> ] (D109)
Tasarım yükü $P_d = 1,4g + 1,6q$					$P_d = 10,96$ [kN/m <sup>2</sup> ], $P_d = 13,36$ [kN/m <sup>2</sup> ] (D109)
<b>Balkon Döşemeleri (BD101,BD102)</b>					
Seramik	:	22 [kN/m <sup>3</sup> ]	x	0,01 [m]	= 0,220 [kN/m <sup>2</sup> ]
Kaplama harcı	:	22 [kN/m <sup>3</sup> ]	x	0,02 [m]	= 0,440 [kN/m <sup>2</sup> ]
Tesviye betonu	:	23 [kN/m <sup>3</sup> ]	x	0,03 [m]	= 0,690 [kN/m <sup>2</sup> ]
Döşeme özağırlığı	:	25 [kN/m <sup>3</sup> ]	x	0,15 [m]	= 3,750 [kN/m <sup>2</sup> ]
Sıva	:	22 [kN/m <sup>3</sup> ]	x	0,02 [m]	= 0,440 [kN/m <sup>2</sup> ]
Toplam sabit yük					$g = 5,540$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Hareketli yük					$q = 5,00$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Tasarım yükü $P_d = 1,4g + 1,6q$					$P_d = 15,76$ [kN/m <sup>2</sup> ]
<b>Düşük Döşemeler (DD105,DD107)</b>					
Seramik	:	22 [kN/m <sup>3</sup> ]	x	0,01 [m]	= 0,220 [kN/m <sup>2</sup> ]
Kaplama harcı	:	22 [kN/m <sup>3</sup> ]	x	0,02 [m]	= 0,440 [kN/m <sup>2</sup> ]
Tesviye betonu	:	23 [kN/m <sup>3</sup> ]	x	0,03 [m]	= 0,690 [kN/m <sup>2</sup> ]
Granüle yüksek fırın	:	12 [kN/m <sup>3</sup> ]	x	0,20 [m]	= 2,400 [kN/m <sup>2</sup> ]
Döşeme özağırlığı	:	25 [kN/m <sup>3</sup> ]	x	0,12 [m]	= 3,000 [kN/m <sup>2</sup> ]
Sıva	:	22 [kN/m <sup>3</sup> ]	x	0,02 [m]	= 0,440 [kN/m <sup>2</sup> ]
Toplam sabit yük					$g = 7,190$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Hareketli yük					$q = 2,00$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Tasarım yükü $P_d = 1,4g + 1,6q$					$P_d = 13,27$ [kN/m <sup>2</sup> ]

### 2.3.5. Kesme Dayanımının Denetimi

D101 için	$V_d = \chi_k \cdot p_d \cdot (0,5 \cdot \ell_n - d)$	$V_d = 0,66 \cdot 10,62 \cdot (0,5 \cdot 4,25 - 0,131) = 13,98 \text{ kN}$
	$V_{cr} = 0,65 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d$	$V_{cr} = 0,65 \cdot 1,00 \cdot 1000 \cdot 0,131 = 85,15 \text{ kN}$
D102 için	$V_d = \chi_k \cdot p_d \cdot (0,5 \cdot \ell_n - d)$	$V_d = 0,66 \cdot 10,62 \cdot (0,5 \cdot 4,25 - 0,131) = 13,98 \text{ kN}$
	$V_{cr} = 0,65 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d$	$V_{cr} = 0,65 \cdot 1,00 \cdot 1000 \cdot 0,131 = 85,15 \text{ kN}$
D103 için	$V_d = \chi_k \cdot p_d \cdot (0,5 \cdot \ell_n - d)$	$V_d = 0,66 \cdot 10,62 \cdot (0,5 \cdot 4,25 - 0,131) = 13,98 \text{ kN}$
	$V_{cr} = 0,65 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d$	$V_{cr} = 0,65 \cdot 1,00 \cdot 1000 \cdot 0,131 = 85,15 \text{ kN}$
D104 için	$V_d = \chi_k \cdot p_d \cdot (0,5 \cdot \ell_n - d)$	$V_d = 0,83 \cdot 10,62 \cdot (0,5 \cdot 4,25 - 0,131) = 17,58 \text{ kN}$
	$V_{cr} = 0,65 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d$	$V_{cr} = 0,65 \cdot 1,00 \cdot 1000 \cdot 0,131 = 85,15 \text{ kN}$
DD105 için	$V_d = \chi_k \cdot p_d \cdot (0,5 \cdot \ell_n - d)$	$V_d = 0,94 \cdot 13,27 \cdot (0,5 \cdot 2,05 - 0,123) = 11,25 \text{ kN}$
	$V_{cr} = 0,65 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d$	$V_{cr} = 0,65 \cdot 1,00 \cdot 1000 \cdot 0,123 = 79,95 \text{ kN}$
D106 için	$V_d = \chi_k \cdot p_d \cdot (0,5 \cdot \ell_n - d)$	$V_d = 0,83 \cdot 10,62 \cdot (0,5 \cdot 1,25 - 0,131) = 4,35 \text{ kN}$
	$V_{cr} = 0,65 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d$	$V_{cr} = 0,65 \cdot 1,00 \cdot 1000 \cdot 0,131 = 85,15 \text{ kN}$
DD107 için	$V_d = \chi_k \cdot p_d \cdot (0,5 \cdot \ell_n - d)$	$V_d = 0,90 \cdot 13,27 \cdot (0,5 \cdot 2,05 - 0,123) = 10,77 \text{ kN}$
	$V_{cr} = 0,65 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d$	$V_{cr} = 0,65 \cdot 1,00 \cdot 1000 \cdot 0,123 = 79,95 \text{ kN}$
D108 için	$V_d = \chi_k \cdot p_d \cdot (0,5 \cdot \ell_n - d)$	$V_d = 0,66 \cdot 13,02 \cdot (0,5 \cdot 4,25 - 0,131) = 17,13 \text{ kN}$
	$V_{cr} = 0,65 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d$	$V_{cr} = 0,65 \cdot 1,00 \cdot 1000 \cdot 0,131 = 85,15 \text{ kN}$
D109 için	$V_d = \chi_k \cdot p_d \cdot (0,5 \cdot \ell_n - d)$	$V_d = 0,67 \cdot 13,36 \cdot (0,5 \cdot 4,25 - 0,131) = 17,85 \text{ kN}$
	$V_{cr} = 0,65 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d$	$V_{cr} = 0,65 \cdot 1,00 \cdot 1000 \cdot 0,131 = 85,15 \text{ kN}$
D110 için	$V_d = \chi_k \cdot p_d \cdot (0,5 \cdot \ell_n - d)$	$V_d = 0,97 \cdot 10,96 \cdot (0,5 \cdot 2,35 - 0,131) = 11,10 \text{ kN}$
	$V_{cr} = 0,65 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d$	$V_{cr} = 0,65 \cdot 1,00 \cdot 1000 \cdot 0,131 = 85,15 \text{ kN}$
D111 için	$V_d = \chi_k \cdot p_d \cdot (0,5 \cdot \ell_n - d)$	$V_d = 0,89 \cdot 13,02 \cdot (0,5 \cdot 2,35 - 0,131) = 12,10 \text{ kN}$
	$V_{cr} = 0,65 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d$	$V_{cr} = 0,65 \cdot 1,00 \cdot 1000 \cdot 0,131 = 85,15 \text{ kN}$
D112 için	$V_d = \chi_k \cdot p_d \cdot (0,5 \cdot \ell_n - d)$	$V_d = 0,76 \cdot 10,62 \cdot (0,5 \cdot 2,65 - 0,131) = 9,64 \text{ kN}$
	$V_{cr} = 0,65 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d$	$V_{cr} = 0,65 \cdot 1,00 \cdot 1000 \cdot 0,131 = 85,15 \text{ kN}$
BD 101 için	$V_d = 15,76 \cdot 1,375 = 21,67 \text{ kN}$	
	$V_{cr} = 0,65 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d$	$V_{cr} = 0,65 \cdot 1,00 \cdot 1000 \cdot 0,131 = 85,15 \text{ kN}$
BD 102 için	$V_d = 15,76 \cdot 1,375 = 21,67 \text{ kN}$	
	$V_{cr} = 0,65 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d$	$V_{cr} = 0,65 \cdot 1,00 \cdot 1000 \cdot 0,131 = 85,15 \text{ kN}$

Bütün döşemelerde  $V_d \leq V_{cr}$  koşulu sağlanmıştır.

### 2.3.6. Döşemelerin Açıklık ve Mesnet Momentlerinin Hesabı

Döşemelerin tümü iki doğrultuda çalıştığından açıklık ve mesnet momentleri;  $\alpha$  moment katsayısını,  $P_d$  tasarım yükünü,  $\ell_{sn}$  döşemelerin kısa kenar doğrultusunda serbest açıklığını göstermek üzere  $M_d = \alpha \cdot P_d \cdot \ell_{sn}^2$  bağıntısı ile hesaplanacaktır.

#### 2.3.6.1. Tasarım Açıklık Momentlerinin Hesabı

Tasarım açıklık momentlerinin hesabında kullanılan  $\alpha$  moment katsayıları Çizelge 2.4 de verilmektedir.

Çizelge 2.4.  $\alpha$  moment katsayıları

Döşeme	m	$\alpha$ moment katsayıları	
		Kısa kenar doğr.	Uzun kenar doğr.
		Açıklık	Açıklık
D 101	1,00	0,031	0,031
D 102	1,00	0,031	0,031
D 103	1,00	0,031	0,031
D 104	1,00	0,044	0,044
DD 105	1,96	0,083	0,050
D 106	1,47	0,055	0,037
DD107	1,36	0,061	0,044
D 108	1,00	0,031	0,031
D 109	1,22	0,048	0,037
D 110	1,73	0,077	0,044
D 111	1,73	0,053	0,025
D 112	1,55	0,050	0,031

#### ➤ D 101 Döşemesi

Kısa kenar doğrultusu için (x doğrultusu)

$$\alpha = 0,031; M_d = \alpha \cdot P_d \cdot \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,031 \cdot 10,62 \cdot 4,25^2 \quad M_d = 5,95 \text{ kNm}$$

Uzun kenar doğrultusu için (y doğrultusu)

$$\alpha = 0,031; M_d = \alpha \cdot P_d \cdot \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,031 \cdot 10,62 \cdot 4,25^2 \quad M_d = 5,95 \text{ kNm}$$

#### ➤ D 102 Döşemesi

Kısa kenar doğrultusu için (x doğrultusu)

$$\alpha = 0,031; M_d = \alpha.P_d. \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,031.10,62.4,25^2 \quad M_d = 5,95 \text{ kNm}$$

Uzun kenar doğrultusu için (y doğrultusu)

$$\alpha = 0,031; M_d = \alpha.P_d. \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,031.10,62.4,25^2 \quad M_d = 5,95 \text{ kNm}$$

➤ D 103 Döşemesi

Kısa kenar doğrultusu için (x doğrultusu)

$$\alpha = 0,031; M_d = \alpha.P_d. \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,031.10,62.4,25^2 \quad M_d = 5,95 \text{ kNm}$$

Uzun kenar doğrultusu için (y doğrultusu)

$$\alpha = 0,031; M_d = \alpha.P_d. \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,031.10,62.4,25^2 \quad M_d = 5,95 \text{ kNm}$$

➤ D 104 Döşemesi

Kısa kenar doğrultusu için (x doğrultusu)

$$\alpha = 0,044; M_d = \alpha.P_d. \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,044.10,62.4,25^2 \quad M_d = 8,44 \text{ kNm}$$

Uzun kenar doğrultusu için (y doğrultusu)

$$\alpha = 0,044; M_d = \alpha.P_d. \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,044.10,62.4,25^2 \quad M_d = 8,44 \text{ kNm}$$

➤ DD 105 Döşemesi

Kısa kenar doğrultusu için (x doğrultusu)

$$\alpha = 0,083; M_d = \alpha.P_d. \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,083.13,27.2,05^2 \quad M_d = 4,63 \text{ kNm}$$

Uzun kenar doğrultusu için (y doğrultusu)

$$\alpha = 0,050; M_d = \alpha.P_d. \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,050.13,27.2,05^2 \quad M_d = 2,79 \text{ kNm}$$

➤ D 106 Döşemesi

Kısa kenar doğrultusu için (y doğrultusu)

$$\alpha = 0,055; M_d = \alpha.P_d. \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,055.10,62.1,25^2 \quad M_d = 0,91 \text{ kNm}$$

Uzun kenar doğrultusu için (x doğrultusu)

$$\alpha = 0,037; M_d = \alpha.P_d. \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,037.10,62.1,25^2 \quad M_d = 0,61 \text{ kNm}$$

➤ DD107 Döşemesi

Kısa kenar doğrultusu için (x doğrultusu)

$$\alpha = 0,061; M_d = \alpha.P_d. \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,061.13,27.1,95^2 \quad M_d = 3,08 \text{ kNm}$$

Uzun kenar doğrultusu için (y doğrultusu)

$$\alpha = 0,044; M_d = \alpha.P_d. \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,044.13,27.1,95^2 \quad M_d = 2,22 \text{ kNm}$$

➤ D 108 Döşemesi

Kısa kenar doğrultusu için (x doğrultusu)



$$\alpha = 0,031; M_d = \alpha.P_d. \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,031.13,02.4,25^2 \quad M_d = 7,29 \text{ kNm}$$

Uzun kenar doğrultusu için (y doğrultusu)

$$\alpha = 0,031; M_d = \alpha.P_d. \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,031.13,02.4,25^2 \quad M_d = 7,29 \text{ kNm}$$

➤ D 109 Döşemesi

Kısa kenar doğrultusu için (x doğrultusu)

$$\alpha = 0,0476; M_d = \alpha.P_d. \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,0476.13,36.4,25^2 \quad M_d = 11,49 \text{ kNm}$$

Uzun kenar doğrultusu için (y doğrultusu)

$$\alpha = 0,037; M_d = \alpha.P_d. \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,037.13,36.4,25^2 \quad M_d = 8,93 \text{ kNm}$$

➤ D 110 Döşemesi

Kısa kenar doğrultusu için (y doğrultusu)

$$\alpha = 0,077; M_d = \alpha.P_d. \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,077.10,96.2,35^2 \quad M_d = 4,66 \text{ kNm}$$

Uzun kenar doğrultusu için (x doğrultusu)

$$\alpha = 0,044; M_d = \alpha.P_d. \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,044.10,96.2,35^2 \quad M_d = 2,66 \text{ kNm}$$

➤ D 111 Döşemesi

Kısa kenar doğrultusu için (y doğrultusu)

$$\alpha = 0,053; M_d = \alpha.P_d. \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,053.13,02.2,35^2 \quad M_d = 3,81 \text{ kNm}$$

Uzun kenar doğrultusu için (x doğrultusu)

$$\alpha = 0,025; M_d = \alpha.P_d. \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,025.13,02.2,35^2 \quad M_d = 1,80 \text{ kNm}$$

➤ D 112 Döşemesi

Kısa kenar doğrultusu için (y doğrultusu)

$$\alpha = 0,050; M_d = \alpha.P_d. \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,050.10,62.2,65^2 \quad M_d = 3,73 \text{ kNm}$$

Uzun kenar doğrultusu için (x doğrultusu)

$$\alpha = 0,031; M_d = \alpha.P_d. \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,031.10,62.2,65^2 \quad M_d = 2,31 \text{ kNm}$$

➤ BD 101, BD 102 Döşemesi

Açıklık momenti meydana gelmez.

### 2.3.6.2. Tasarım Mesnet Momentlerinin Hesabı

Tasarım mesnet momentlerinin hesabında kullanılacak olan moment katsayıları aşağıda verilmektedir.

- D 101 Döşemesi
  - Kısa kenar doğrultusu için (x doğrultusu)
    - Sürekli kenarlarda  $\alpha = 0,041$
  - Uzun kenar doğrultusu için (y doğrultusu)
    - Sürekli kenarlarda  $\alpha = 0,041$
    - Süreksiz kenarlarda  $\alpha = 0,016$
- D 102 Döşemesi
  - Kısa kenar doğrultusu için (x doğrultusu)
    - Sürekli kenarlarda  $\alpha = 0,041$
    - Süreksiz kenarlarda  $\alpha = 0,016$
  - Uzun kenar doğrultusu için (y doğrultusu)
    - Sürekli kenarlarda  $\alpha = 0,041$
- D 103 Döşemesi
  - Kısa kenar doğrultusu için (x doğrultusu)
    - Sürekli kenarlarda  $\alpha = 0,041$
    - Süreksiz kenarlarda  $\alpha = 0,016$
  - Uzun kenar doğrultusu için (y doğrultusu)
    - Sürekli kenarlarda  $\alpha = 0,041$
- D 104 Döşemesi
  - Kısa kenar doğrultusu için (x doğrultusu)
    - Sürekli kenarlarda  $\alpha = 0,056$
  - Uzun kenar doğrultusu için (y doğrultusu)
    - Süreksiz kenarlarda  $\alpha = 0,022$
- DD 105 Döşemesi
  - Kısa kenar doğrultusu için (x doğrultusu)
    - Süreksiz kenarlarda  $\alpha = 0,042$
  - Uzun kenar doğrultusu için (y doğrultusu)
    - Süreksiz kenarlarda  $\alpha = 0,025$
- D 106 Döşemesi
  - Kısa kenar doğrultusu için (y doğrultusu)
    - Sürekli kenarlarda  $\alpha = 0,073$
    - Süreksiz kenarlarda  $\alpha = 0,028$
  - Uzun kenar doğrultusu için (x doğrultusu)

Sürekli kenarlarda  $\alpha = 0,049$

Süreksiz kenarlarda  $\alpha = 0,019$

➤ DD 107 Döşemesi

Kısa kenar doğrultusu için (x doğrultusu)

Süreksiz kenarlarda  $\alpha = 0,031$

Uzun kenar doğrultusu için (y doğrultusu)

Sürekli kenarlarda  $\alpha = 0,058$

Süreksiz kenarlarda  $\alpha = 0,022$

➤ D 108 Döşemesi

Kısa kenar doğrultusu için (x doğrultusu)

Sürekli kenarlarda  $\alpha = 0,041$

Uzun kenar doğrultusu için (y doğrultusu)

Sürekli kenarlarda  $\alpha = 0,041$

Süreksiz kenarlarda  $\alpha = 0,016$

➤ D 109 Döşemesi

Kısa kenar doğrultusu için (x doğrultusu)

Sürekli kenarlarda  $\alpha = 0,062$

Süreksiz kenarlarda  $\alpha = 0,024$

Uzun kenar doğrultusu için (y doğrultusu)

Sürekli kenarlarda  $\alpha = 0,049$

Süreksiz kenarlarda  $\alpha = 0,019$

➤ D 110 Döşemesi

Kısa kenar doğrultusu için (y doğrultusu)

Sürekli kenarlarda  $\alpha = 0,082$

Uzun kenar doğrultusu için (x doğrultusu)

Süreksiz kenarlarda  $\alpha = 0,019$

➤ D 111 Döşemesi

Kısa kenar doğrultusu için (y doğrultusu)

Sürekli kenarlarda  $\alpha = 0,071$

Uzun kenar doğrultusu için (x doğrultusu)

Sürekli kenarlarda  $\alpha = 0,033$

➤ D 112 Döşemesi

Kısa kenar doğrultusu için (y doğrultusu)

Sürekli kenarlarda  $\alpha = 0,067$

Uzun kenar doğrultusu için (x doğrultusu)

Sürekli kenarlarda  $\alpha = 0,041$

Süreksiz kenarlarda  $\alpha = 0,016$

Tasarım mesnet momentlerinin hesabı aşağıda verilmektedir.

➤ D 101 Döşemesi

Kısa kenar doğrultusu (x doğrultusu)

Sürekli kenarlarda

$$M_d = \alpha \cdot P_d \cdot \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,041 \cdot 10,62 \cdot 4,25^2 \quad M_d = 7,865 \text{ kNm}$$

Uzun kenar doğrultusu (y doğrultusu)

Sürekli kenarlarda

$$M_d = \alpha \cdot P_d \cdot \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,041 \cdot 10,62 \cdot 4,25^2 \quad M_d = 7,865 \text{ kNm}$$

Süreksiz kenarlarda

$$M_d = \alpha \cdot P_d \cdot \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,016 \cdot 10,62 \cdot 4,25^2 \quad M_d = 3,069 \text{ kNm}$$

➤ D 102 Döşemesi

Kısa kenar doğrultusu (x doğrultusu)

Sürekli kenarlarda

$$M_d = \alpha \cdot P_d \cdot \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,041 \cdot 10,62 \cdot 4,25^2 \quad M_d = 7,865 \text{ kNm}$$

Süreksiz kenarlarda

$$M_d = \alpha \cdot P_d \cdot \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,016 \cdot 10,62 \cdot 4,25^2 \quad M_d = 3,069 \text{ kNm}$$

Uzun kenar doğrultusu (y doğrultusu)

Sürekli kenarlarda

$$M_d = \alpha \cdot P_d \cdot \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,041 \cdot 10,62 \cdot 4,25^2 \quad M_d = 7,865 \text{ kNm}$$

➤ D 103 Döşemesi

Kısa kenar doğrultusu (x doğrultusu)

Sürekli kenarlarda

$$M_d = \alpha \cdot P_d \cdot \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,041 \cdot 10,62 \cdot 4,25^2 \quad M_d = 7,865 \text{ kNm}$$

Süreksiz kenarlarda

$$M_d = \alpha \cdot P_d \cdot \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,016 \cdot 10,62 \cdot 4,25^2 \quad M_d = 3,069 \text{ kNm}$$

Uzun kenar doğrultusu (y doğrultusu)

Sürekli kenarlarda

$$M_d = \alpha \cdot P_d \cdot \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,041 \cdot 10,62 \cdot 4,25^2 \quad M_d = 7,865 \text{ kNm}$$

➤ D 104 Döşemesi

Kısa kenar doğrultusu (x doğrultusu)

Sürekli kenarlarda

$$M_d = \alpha \cdot P_d \cdot \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,056 \cdot 10,62 \cdot 4,25^2 \quad M_d = 10,742 \text{ kNm}$$

Uzun kenar doğrultusu (y doğrultusu)

Süreksiz kenarlarda

$$M_d = \alpha \cdot P_d \cdot \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,022 \cdot 10,62 \cdot 4,25^2 \quad M_d = 4,22 \text{ kNm}$$

➤ DD 105 Döşemesi

Kısa kenar doğrultusu (x doğrultusu)

Süreksiz kenarlarda

$$M_d = \alpha \cdot P_d \cdot \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,042 \cdot 13,27 \cdot 2,05^2 \quad M_d = 2,342 \text{ kNm}$$

Uzun kenar doğrultusu (y doğrultusu)

Süreksiz kenarlarda

$$M_d = \alpha \cdot P_d \cdot \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,025 \cdot 13,27 \cdot 2,05^2 \quad M_d = 1,394 \text{ kNm}$$

➤ D 106 Döşemesi

Kısa kenar doğrultusu (y doğrultusu)

Sürekli kenarlarda

$$M_d = \alpha \cdot P_d \cdot \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,073 \cdot 10,62 \cdot 1,25^2 \quad M_d = 1,211 \text{ kNm}$$

Süreksiz kenarlarda

$$M_d = \alpha \cdot P_d \cdot \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,028 \cdot 10,62 \cdot 1,25^2 \quad M_d = 0,465 \text{ kNm}$$

Uzun kenar doğrultusu (x doğrultusu)

Sürekli kenarlarda

$$M_d = \alpha \cdot P_d \cdot \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,049 \cdot 10,62 \cdot 1,25^2 \quad M_d = 0,813 \text{ kNm}$$

Süreksiz kenarlarda

$$M_d = \alpha \cdot P_d \cdot \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,019 \cdot 10,62 \cdot 1,25^2 \quad M_d = 0,315 \text{ kNm}$$

➤ DD 107 Döşemesi

Kısa kenar doğrultusu (x doğrultusu)

Süreksiz kenarlarda

$$M_d = \alpha \cdot P_d \cdot \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,031 \cdot 13,27 \cdot 1,95^2 \quad M_d = 1,56 \text{ kNm}$$

Uzun kenar doğrultusu (y doğrultusu)

Sürekli kenarlarda

$$M_d = \alpha \cdot P_d \cdot \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,058 \cdot 13,27 \cdot 1,95^2 \quad M_d = 2,93 \text{ kNm}$$

Süreksiz kenarlarda

$$M_d = \alpha \cdot P_d \cdot \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,022 \cdot 13,27 \cdot 1,95^2 \quad M_d = 1,11 \text{ kNm}$$

➤ D 108 Döşemesi

Kısa kenar doğrultusu (x doğrultusu)

Sürekli kenarlarda

$$M_d = \alpha \cdot P_d \cdot \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,041 \cdot 13,02 \cdot 4,25^2 \quad M_d = 9,642 \text{ kNm}$$

Uzun kenar doğrultusu (y doğrultusu)

Sürekli kenarlarda

$$M_d = \alpha \cdot P_d \cdot \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,041 \cdot 13,02 \cdot 4,25^2 \quad M_d = 9,642 \text{ kNm}$$

Süreksiz kenarlarda

$$M_d = \alpha \cdot P_d \cdot \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,016 \cdot 13,02 \cdot 4,25^2 \quad M_d = 3,763 \text{ kNm}$$

➤ D 109 Döşemesi

Kısa kenar doğrultusu (x doğrultusu)

Sürekli kenarlarda

$$M_d = \alpha \cdot P_d \cdot \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,062 \cdot 13,36 \cdot 4,25^2 \quad M_d = 14,96 \text{ kNm}$$

Süreksiz kenarlarda

$$M_d = \alpha \cdot P_d \cdot \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,024 \cdot 13,36 \cdot 4,25^2 \quad M_d = 5,79 \text{ kNm}$$

Uzun kenar doğrultusu (y doğrultusu)

Sürekli kenarlarda

$$M_d = \alpha \cdot P_d \cdot \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,049 \cdot 13,36 \cdot 4,25^2 \quad M_d = 11,82 \text{ kNm}$$

Süreksiz kenarlarda

$$M_d = \alpha \cdot P_d \cdot \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,019 \cdot 13,36 \cdot 4,25^2 \quad M_d = 4,59 \text{ kNm}$$

➤ D 110 Döşemesi

Kısa kenar doğrultusu (y doğrultusu)

Sürekli kenarlarda

$$M_d = \alpha \cdot P_d \cdot \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,082 \cdot 10,96 \cdot 2,35^2 \quad M_d = 4,96 \text{ kNm}$$

Uzun kenar doğrultusu (x doğrultusu)

Sürekli kenarlarda

$$M_d = \alpha \cdot P_d \cdot \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,019 \cdot 10,96 \cdot 2,35^2 \quad M_d = 1,15 \text{ kNm}$$

➤ D 111 Döşemesi

Kısa kenar doğrultusu (y doğrultusu)

Sürekli kenarlarda

$$M_d = \alpha \cdot P_d \cdot \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,071 \cdot 13,02 \cdot 2,35^2 \quad M_d = 5,105 \text{ kNm}$$

Uzun kenar doğrultusu (x doğrultusu)

Sürekli kenarlarda

$$M_d = \alpha \cdot P_d \cdot \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,033 \cdot 13,02 \cdot 2,35^2 \quad M_d = 2,373 \text{ kNm}$$

➤ D 112 Döşemesi

Kısa kenar doğrultusu (y doğrultusu)

Sürekli kenarlarda

$$M_d = \alpha \cdot P_d \cdot \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,067 \cdot 10,62 \cdot 2,65^2 \quad M_d = 4,997 \text{ kNm}$$

Uzun kenar doğrultusu (x doğrultusu)

Sürekli kenarlarda

$$M_d = \alpha \cdot P_d \cdot \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,041 \cdot 10,62 \cdot 2,65^2 \quad M_d = 3,058 \text{ kNm}$$

Sürekli kenarlarda

$$M_d = \alpha \cdot P_d \cdot \ell_{sn}^2 \quad M_d = 0,016 \cdot 10,62 \cdot 2,65^2 \quad M_d = 1,193 \text{ kNm}$$

➤ BD 101, BD 102 Döşemesi

$$M_d = P_d \cdot \ell_{sn}^2 / 2 \quad M_d = 15,76 \cdot 1,375^2 / 2 \quad M_d = 14,90 \text{ kNm}$$

### 2.3.7. Döşeme Betonarme Hesapları

Döşeme faydalı yüksekliklerinin hesabı:

Mesnette	$d_m = h_f - c_c - \emptyset / 2$	$d_m = 150 - 15 - 8 / 2 = 131 \text{ mm}$
Kısa kenar doğrultusu	$d_s = h_f - c_c - \emptyset / 2$	$d_s = 150 - 15 - 8 / 2 = 131 \text{ mm}$
Uzun kenar doğrultusu	$d_\ell = h_f - c_c - \emptyset - \emptyset / 2$	$d_\ell = 150 - 15 - 8 - 8 / 2 = 123 \text{ mm}$

### 2.3.7.1. Açıklık Donatılarının Hesabı

Döşemelere ait açıklık donatılarının hesapları aşağıda verilmektedir.

➤ D101, D102, D103 Döşemesi

Kısa kenar doğrultusu (x doğrultusu)

$$\begin{aligned}
 k_m &= M_d / (b_w \cdot d^2) & k_m &= 5,95 \cdot 10^6 / (1000 \cdot 131^2) & k_m &= 0,347 \\
 \rho_s &= 0,00099 \text{ (Çizelge 2)} & \rho_s &= 0,00099 < \rho_{\min} = 0,0015 \\
 A_{ss} &= \rho_s \cdot b_w \cdot d_s & A_{ss} &= 0,0015 \cdot 1000 \cdot 131 & A_{ss} &= 196,50 \text{ mm}^2 \\
 A_{ss} & \text{ 1,0 m'lik döşeme şeridine yerleştirmek için gerekli aralık,} \\
 S_s &= 1000 \cdot A_{\emptyset} / A_s & S_s &= 1000 \cdot 50,26 / 196,5 & S_s &= 255,78 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$S_s \leq \begin{cases} 1,5h_f \\ 200 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{Seçilen donatı aralığı } S_s = 200 \text{ mm}$$

Bu durumda seçilen donatı aralığına göre yerleştirilen donatı alanı

$$\begin{aligned}
 A_{ss} &= 1000 \cdot A_{\emptyset} / S_s & A_{ss} &= 1000 \cdot 50,26 / 200 & A_{ss} &= 251,3 \text{ mm}^2 \\
 \rho_s &= A_{ss} / (b \cdot d_s) & \rho_s &= 251,3 / (1000 \cdot 131) & \rho_s &= 0,0019 \\
 \rho_s &= 0,0019 > \rho_{\min} = 0,0015 \text{ olduğundan dolayı;}
 \end{aligned}$$

TS500 koşulu sağlamıştır.

Seçilen donatı Ø8/200 (251,3 mm<sup>2</sup>)

Bu donatı döşemeye Ø8/400 (düz) + Ø8/400 (pilye) şeklinde yerleştirilecektir.

Uzun Kenar Doğrultusu (y doğrultusu)

$$\begin{aligned}
 k_m &= M_d / (b_w \cdot d^2) & k_m &= 5,95 \cdot 10^6 / (1000 \cdot 123^2) & k_m &= 0,393 \\
 \rho_{\ell} &= 0,0011 & \rho_{\ell} & < \rho_{\min} = 0,0015 \\
 A_{s\ell} &= \rho_{\ell} \cdot b_w \cdot d_{\ell} & A_{s\ell} &= 0,0015 \cdot 1000 \cdot 123 & A_{s\ell} &= 184,50 \text{ mm}^2 \\
 A_{s\ell} & \text{ 1,0 m'lik döşeme şeridine yerleştirmek için gerekli aralık,} \\
 S_{\ell} &= 1000 \cdot A_{\emptyset} / A_s & S_{\ell} &= 1000 \cdot 50,26 / 184,5 & S_{\ell} &= 272,41 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$S_{\ell} \leq \begin{cases} 1,5h_f \\ 250 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{Seçilen donatı aralığı } S_{\ell} = 200 \text{ mm}$$

Bu durumda seçilen donatı aralığına göre yerleştirilen donatı alanı,



$$A_{s\ell} = 1000.A_{\emptyset}/S_{\ell} = 1000.50,26 / 200 \quad A_{s\ell} = 251,3 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{\ell} = A_{s\ell} / (b_w.d_{\ell}) = 251,3 / (1000.123) = 0,0020$$

$$\rho_{\ell} = 0,0020 > \rho_{\min} = 0,0015 \text{ olduğundan dolayı;}$$

TS500 koşulu sağlamıştır.

Seçilen donatı Ø8/200 (251,3 mm<sup>2</sup>)

Bu donatı döşemeye Ø8/400 (düz) + Ø8/400 (pilye) şeklinde yerleştirilecektir.

Diğer döşemelere ait açıklık donatıları Çizelge 2.5 de gösterilmektedir.

Çizelge 2.5. Açıklık donatılarının belirlenmesi

Döşeme	Doğr.	M <sub>d</sub> .10 <sup>6</sup> Nmm	d mm	A <sub>s</sub> (mm <sup>2</sup> )	ρ ≥ 0,0015 olmalı	ρ <sub>s</sub> +ρ <sub>1</sub> ≥ 0,0035	Seçilen Donatı	
							Düz	Pilye
D 101	Kısa d.	5,95	131	251,3	0,0019	0,0039	Ø8/400	Ø8/400
D 101	Uzun d.	5,95	123	251,3	0,0020	0,0039	Ø8/400	Ø8/400
D 102	Kısa d.	5,95	131	251,3	0,0019	0,0039	Ø8/400	Ø8/400
D 102	Uzun d.	5,95	123	251,3	0,0020	0,0039	Ø8/400	Ø8/400
D 103	Kısa d.	5,95	131	251,3	0,0019	0,0039	Ø8/400	Ø8/400
D 103	Uzun d.	5,95	123	251,3	0,0020	0,0039	Ø8/400	Ø8/400
D 104	Kısa d.	8,44	131	251,3	0,0019	0,0039	Ø8/400	Ø8/400
D 104	Uzun d.	8,44	123	251,3	0,0020	0,0039	Ø8/400	Ø8/400
DD105	Kısa d.	4,63	101	251,3	0,0025	0,0052	Ø8/400	Ø8/400
DD105	Uzun d.	2,79	93	251,3	0,0027	0,0052	Ø8/400	Ø8/400
D 106	Kısa d.	0,91	131	251,3	0,0019	0,0039	Ø8/400	Ø8/400
D 106	Uzun d.	0,61	123	251,3	0,0020	0,0039	Ø8/400	Ø8/400
DD 107	Kısa d.	3,08	101	251,3	0,0025	0,0052	Ø8/400	Ø8/400
DD 107	Uzun d.	2,22	93	251,3	0,0027	0,0052	Ø8/400	Ø8/400
D 108	Kısa d.	7,29	131	251,3	0,0019	0,0039	Ø8/400	Ø8/400
D 108	Uzun d.	7,29	123	251,3	0,0020	0,0039	Ø8/400	Ø8/400
D 109	Kısa d.	11,49	131	251,3	0,0019	0,0039	Ø8/400	Ø8/400
D 109	Uzun d.	8,93	123	251,3	0,0020	0,0039	Ø8/400	Ø8/400
D 110	Kısa d.	4,66	131	251,3	0,0019	0,0039	Ø8/400	Ø8/400

Çizelge 2.5'in devamı

D 110	Uzun d.	2,66	123	251,3	0,0020	0,0039	Ø8/400	Ø8/400
D 111	Kısa d.	3,81	131	251,3	0,0019	0,0039	Ø8/400	Ø8/400
D 111	Uzun d.	1,80	123	251,3	0,0020	0,0039	Ø8/400	Ø8/400
D 112	Kısa d.	3,73	131	251,3	0,0019	0,0039	Ø8/400	Ø8/400
D 112	Uzun d.	2,31	123	251,3	0,0020	0,0039	Ø8/400	Ø8/400
BD 101	Açıklık donatısı hesaplanmaz							
BD 102	Açıklık donatısı hesaplanmaz							

### 2.3.7.2. Mesnet Donatılarının Hesabı

Mesnet donatılarına ilişkin hesaplar aşağıda verilmektedir.

- D 101 Döşemesi Süreksiz Kenarlar  
Basınç bloğu derinliği,

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_d}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b}} \quad a = 131 - \sqrt{131^2 - \frac{2 \cdot 3,069 \cdot 10^6}{0,85 \cdot 13,33 \cdot 1000}}$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - \frac{a}{2})} \quad A_s = \frac{3,069 \cdot 10^6}{365 \cdot (131 - \frac{2,08}{2})} \quad A_s = 64,70 \text{ mm}^2$$

D101 döşemesi süreksiz kenar için  $A_s = 64,70 \text{ mm}^2$  donatı alanı gerekmektedir. Ancak D101 döşemesinin açıklık donatılarının biri sürekli, biri pilye olarak yerleştirilecektir. Bu durumda mesnete açıklık donatısının yarısı Ø8/400 ( $251,3/2 = 125,65 \text{ mm}^2$ ) gelmektedir. Mevcut donatı alanı hesaplanan donatı alanından daha büyük olduğu için ek donatıya gerek yoktur.

- D101- D102 ortak mesneti  
Basınç bloğu derinliği,

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_d}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b}} \quad a = 131 - \sqrt{131^2 - \frac{2 \cdot 7,865 \cdot 10^6}{0,85 \cdot 13,33 \cdot 1000}}$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - \frac{a}{2})} \quad A_s = \frac{7,865 \cdot 10^6}{365 \cdot (131 - \frac{5,41}{2})} \quad A_s = 167,96 \text{ mm}^2$$

D101 döşemesinden gelen mevcut donatı  $\text{Ø}8/400$  (125,65 mm<sup>2</sup>)

D102 döşemesinden gelen mevcut donatı  $\text{Ø}8/400$  (125,65 mm<sup>2</sup>)

Toplam mevcut donatı alanı (251,3 mm<sup>2</sup>) gerekli donatı alanından büyük olduğu için ek donatıya gerek yoktur.

➤ D101-D104 Ortak mesneti

$M_{\text{küçük}} / M_{\text{büyük}} \geq 0,80$  ise büyük moment alınır.

$M_{\text{küçük}} / M_{\text{büyük}} < 0,80$  ise fark momentin 2/3'ü döşemelere rijitlikleri oranında dağıtılır.

$$M_{\text{küçük}} = 7,865 \text{ kNm} \quad M_{\text{büyük}} = 10,742 \text{ kNm} \quad 7,96 / 10,742 = 0,73 \quad 0,73 < 0,80$$

$$\Delta M = M_{\text{büyük}} - M_{\text{küçük}} \quad \Delta M = 10,742 - 7,865 \quad \Delta M = 2,88 \text{ kNm}$$

$$k_{D101} = h_f / \ell_s \quad k_{D101} = 150/4500 = 0,0333$$

$$k_{D104} = h_f / \ell_s \quad k_{D104} = 150/4500 = 0,0333$$

$$r_{D101} = \frac{k_{D101}}{k_{D101} + k_{D104}} \quad r_{D101} = \frac{0,0333}{0,0333 + 0,0333} \quad r_{D101} = 0,5$$

$$r_{D104} = 1 - r_{D101} \quad r_{D104} = 0,5$$

$$-M_{D101} = M_{\text{Büyük}} - r_{D101} \cdot 2/3 \cdot \Delta M$$

$$-M_{D101} = 10,87 - 0,5 \cdot 2/3 \cdot 2,88 \quad -M_{D101} = 9,782 \text{ kNm}$$

$$-M_{D104} = M_{\text{Küçük}} + r_{D104} \cdot 2/3 \cdot \Delta M$$

$$-M_{D104} = 7,865 + 0,5 \cdot 2/3 \cdot 2,88 \quad -M_{D104} = 8,825 \text{ kNm}$$

Büyük olan 9,782 kNm tasarım mesnet momenti olarak alınır.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_d}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b}} \quad a = 131 - \sqrt{131^2 - \frac{2 \cdot 9,782 \cdot 10^6}{0,85 \cdot 13,33 \cdot 1000}}$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - \frac{a}{2})} \quad A_s = \frac{9,782 \cdot 10^6}{365 \cdot (131 - \frac{6,77}{2})} \quad A_s = 210 \text{ mm}^2$$

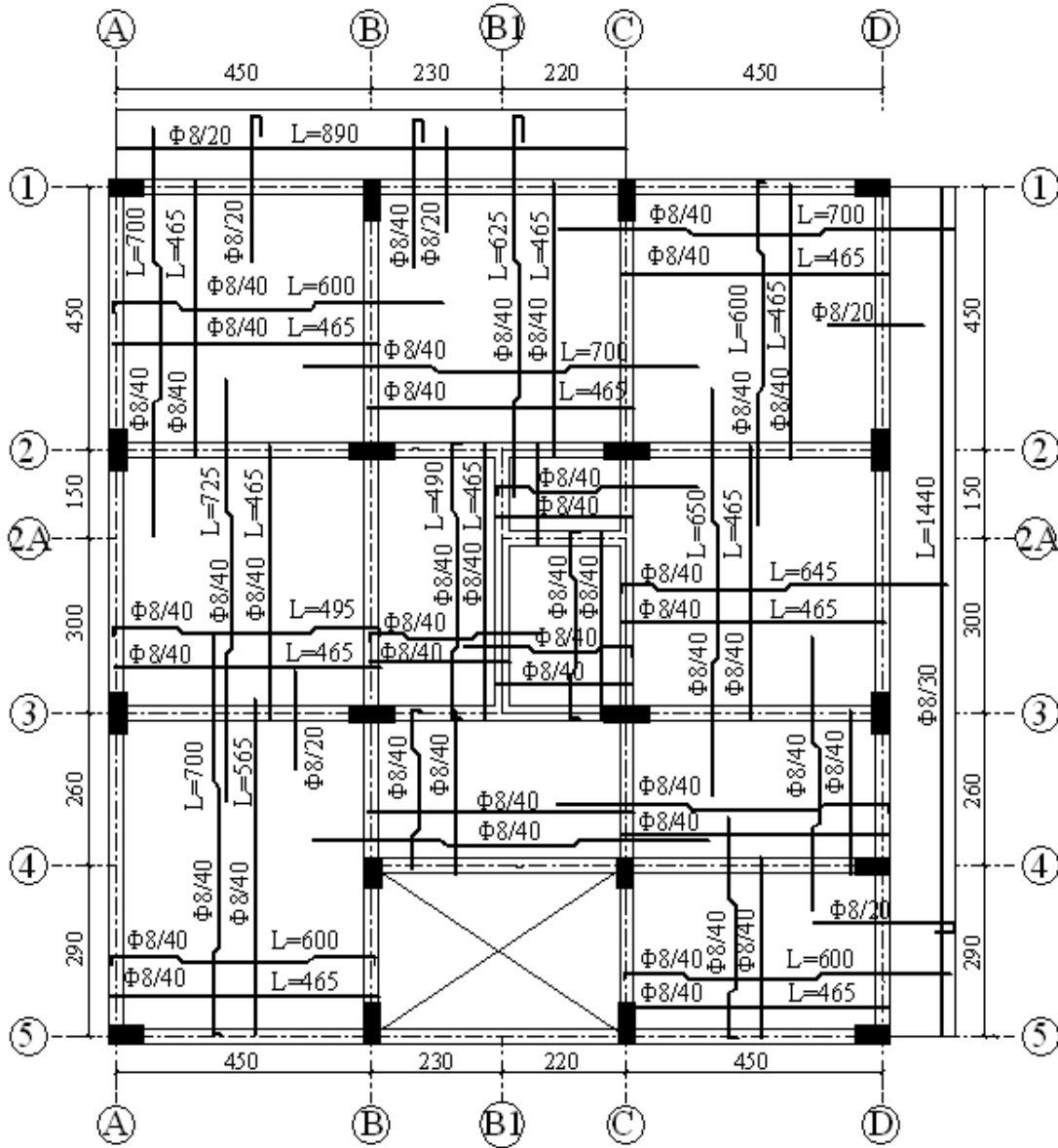
D 101 döşemesinden gelen mevcut donatı  $\text{Ø}8/400$  (125,65 mm<sup>2</sup>)

D 104 döşemesinden gelen mevcut donatı  $\text{Ø}8/400$  ( $125,65 \text{ mm}^2$ )

Toplam mevcut donatı alanı ( $251,3 \text{ mm}^2$ ) gerekli donatı alanından büyük olduğu için ek donatıya gerek yoktur.

Çizelge 2.6. Mesnet donatılarının belirlenmesi

Döşeme	$M_a \cdot 10^6$ Nmm	$A_s(\text{mm}^2)$	Seçilen Donatı	
			Mevcut Donatı	İlave Donatı
D 101(süreksiz k.)	3,069	64,70	$\text{Ø}8/400$ ( $125,65\text{mm}^2$ )	
D 101-D102	7,865	167,96	$\text{Ø}8/400 + \text{Ø}8/400$ ( $251,3\text{mm}^2$ )	
D 101-D104	9,782	210,00	$\text{Ø}8/400 + \text{Ø}8/400$ ( $251,3\text{mm}^2$ )	
D 101-BD101	14,898	324,52	$\text{Ø}8/400$ ( $125,65\text{mm}^2$ )	$\text{Ø}8/200$
D 102-BD 101	14,898	324,52	$\text{Ø}8/400$ ( $125,65\text{mm}^2$ )	$\text{Ø}8/200$
D 102-D103	7,865	167,96	$\text{Ø}8/400+\text{Ø}8/400$ ( $251,3\text{mm}^2$ )	
D 103 (süreksiz k.)	3,069	64,70	$\text{Ø}8/400$ ( $125,65\text{mm}^2$ )	
D 103-BD102	14,898	324,52	$\text{Ø}8/400$ ( $125,65\text{mm}^2$ )	$\text{Ø}8/200$
D 103-D108	9,642	206,92	$\text{Ø}8/400+\text{Ø}8/400$ ( $251,3\text{mm}^2$ )	
D104-D109	11,38	245,41	$\text{Ø}8/400+\text{Ø}8/400$ ( $251,3\text{mm}^2$ )	
D 104 (süreksiz k.)	4,220	89,23	$\text{Ø}8/400$ ( $125,65\text{mm}^2$ )	
DD105(kısa süreksiz k.)	2,342	64,19	$\text{Ø}8/400$ ( $125,65\text{mm}^2$ )	
DD105(uzun süreksiz k.)	1,394	38,00	$\text{Ø}8/400$ ( $125,65\text{mm}^2$ )	
D 106-D108	2,487	52,35	$\text{Ø}8/400+\text{Ø}8/400$ ( $251,3\text{mm}^2$ )	
D 109 (uzun süreksiz k.)	4,585	97,05	$\text{Ø}8/400$ ( $125,65\text{mm}^2$ )	
D 109 (kısa süreksiz k.)	5,79	122,60	$\text{Ø}8/400$ ( $125,65\text{mm}^2$ )	
D 109-D110	10,16	218,34	$\text{Ø}8/400+\text{Ø}8/400$ ( $251,3\text{mm}^2$ )	
D 110-D111	5,105	108,21	$\text{Ø}8/400+\text{Ø}8/400$ ( $251,3\text{mm}^2$ )	
D 111-D108	9,38	201,15	$\text{Ø}8/400+\text{Ø}8/400$ ( $251,3\text{mm}^2$ )	
D 111-D112	2,817	59,35	$\text{Ø}8/400+\text{Ø}8/400$ ( $251,3\text{mm}^2$ )	
D 112 (süreksiz k.)	1,193	25,07	$\text{Ø}8/400$ ( $125,65\text{mm}^2$ )	



Şekil 2.11. Normal kat döşeme donatı planı

## 2.4. Kiriş ve Kolonların Tasarımı

### 2.4.1. Kirişlerin Ön Boyutlandırması

Kirişlerin ön boyutlandırılması TS 500 ve Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik koşullarına göre yapılacaktır. Kiriş boyutlarına ilişkin yönetmelik koşulları Çizelge 2.7 de ve sehim hesabını zorunlu olmaktan çıkararak kiriş yükseklikleri Çizelge 2.8. de verilmektedir.

Çizelge 2.7. Kiriş boyutlarına ilişkin koşulları

Kiriş yüksekliği	$h_k$	$\geq$	300 mm
		$\geq$	$3h_f$
		$\leq$	$3,5b_w$
		$\leq$	$\ell_n/4$
Kiriş genişliği	$b_w$	$\geq$	250 mm
		$\leq$	Kolon genişliği + kiriş yüksekliği

Çizelge 2.8. Sehim hesabını zorunlu olmaktan çıkaran kiriş yükseklikleri

Kiriş yüksekliği	Bir açıklıklı basit mesnetli kiriş	Sürekli kirişlerin kenar açıklıkları	Sürekli kirişlerin iç açıklıkları	Konsol kiriş
$h_k \geq$	$\ell/10$	$\ell/12$	$\ell/15$	$\ell/5$
$\ell$ : mesnet ortasından mesnet ortasına kadar olan hesap açıklığını göstermektedir.				

En büyük açıklık kenar açıklık olup değeri 5,50 m'dir.

- $h_k \geq 300$  mm
- $h_k \geq 3.h_f$   $3.150 = 450$  mm
- $h_k \geq \ell/12$   $h_k \geq 550 / 12 = 458$  mm
- $b_w \geq 250$  mm

Seçilen kiriş boyutu:  $b_w = 250$  mm  $h_k = 500$  mm

#### 2.4.2. Kolonların Ön Boyutlandırması

Kolon ön boyutlandırması düşey yüklere göre yapılmış olup kolon etki alanlarındaki tüm ağırlıkları karşılayacak şekilde ön boyut seçilmiştir. Aşağıda A-A aksı kolonlarının ön boyutlandırması yapılmıştır.



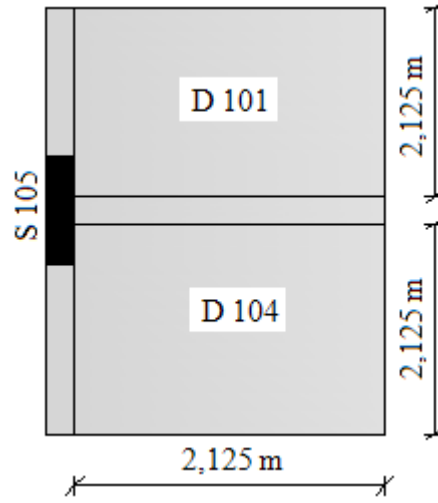
S 101 zemin kat kolonunda

$$A_c = b \cdot h \geq N_d / 0.5f_{ck} \text{ (Deprem yönetmeliği koşulu)} \quad A_c \geq \frac{954,08 \cdot 10^3}{0.5 \cdot 20} = 95408 \text{ mm}^2$$

b= 300 mm seçilirse h=318,03 mm olur.

Seçilen kesit: 300 mmx600 mm

➤ S 105 Kolonu



Şekil 2.13. S105 kolonu etki alanı

$N =$  Döşemelerden gelen tasarım yükü + 1,4 kiriş ağırlığı + 1,4 duvar ağırlığı + üst kolonun tasarım yükü

Döşemelerden gelen yük:

$$2,125 \cdot 2,125 \cdot 10,62 + 2,125 \cdot 2,125 \cdot 10,62 = 95,91 \text{ kN}$$

Kirişlerden gelen yük:

$$1,4 \cdot (2,125 + 2,125 + 2,125) \cdot 0,25 \cdot 0,50 \cdot 25 = 27,89 \text{ kN}$$

Duvarlardan gelen yük:

$$1,4 \cdot [(2,125 + 2,125) \cdot 0,19 \cdot (3 - 0,5) \cdot 16 + 2 \cdot 0,02 \cdot 2,5 \cdot 20] + 1,4 \cdot [(2,125 + 2,125) \cdot 0,19 \cdot (3 - 0,5) \cdot 16 + 2 \cdot 0,02 \cdot 2,5 \cdot 20] = 63,53 \text{ kN}$$



Çizelge 2.10. S 105 kolonuna etki eden düşey yükler

Kat no	S 105 KOLONU					
	Zemin	1	2	3	4	5
Üst kat (kN)	961,32	751,94	542,56	333,18	123,8	-
Döşeme (kN)	95,91	95,91	95,91	95,91	95,91	95,91
Kiriş (kN)	27,89	27,89	27,89	27,89	27,89	27,89
Duvar + sıva (kN)	63,53	63,53	63,53	63,53	63,53	-
Kolon	22,05	22,05	22,05	22,05	22,05	-
$N_d$ (kN)	1170,7	961,32	751,94	542,56	333,18	123,8
Seçilen kesit(mm)	300x700	300x700	300x700	300x600	300x700	300x700

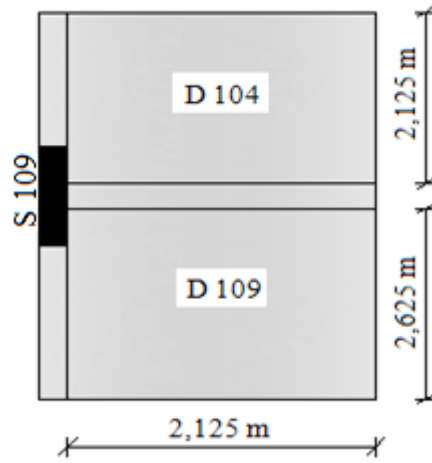
S 105 zemin kat kolonunda

$$A_c = b \cdot h \geq N_d / 0.5f_{ck} \text{ (Deprem yönetmeliği koşulu)} \quad A_c \geq \frac{1170,7 \cdot 10^3}{0.5 \cdot 20} = 117070 \text{ mm}^2$$

$b = 300$  mm seçilirse  $h = 390,23$  mm olur.

Seçilen kesit: 300 mm x 700 mm

➤ S 109 Kolonu



Şekil 2.14. S109 kolonu etki alanı

$N =$  Döşemelerden gelen tasarım yükü + 1,4 kiriş ağırlığı + 1,4 duvar ağırlığı + üst kolonun tasarım yükü

Döşemelerden gelen yük:

$$2,125 \cdot 2,125 \cdot 10,62 + 2,125 \cdot 2,625 \cdot 13,36 = 122,48 \text{ kN}$$

Kirişlerden gelen yük:

$$1,4 \cdot (2,125 + 2,625 + 2,125) \cdot 0,25 \cdot 0,50 \cdot 25 = 30,08 \text{ kN}$$

Duvarlardan gelen yük:

$$1,4 \cdot [(2,125 + 2,625) \cdot 0,19 \cdot (3 - 0,5) \cdot 16 + 2,125 \cdot 0,135 \cdot (3 - 0,5) \cdot 16] = 66,61 \text{ kN}$$

Çizelge 2.11. S 109 kolonuna etki eden düşey yükler

Kat no	S 109 KOLONU					
	Zemin	1	2	3	4	5
Üst kat (kN)	1092,24	857,32	622,40	387,48	152,56	-
Döşeme (kN)	122,48	122,48	122,48	122,48	122,48	122,48
Kiriş (kN)	30,08	30,08	30,08	30,08	30,08	30,08
Duvar+sıva (kN)	66,61	66,61	66,61	66,61	66,61	-
Kolon	15,75	15,75	15,75	15,75	15,75	-
$N_d$ (kN)	1327,16	1092,24	857,32	622,4	387,48	152,56
Seçilen kesit(mm)	300x700	300x700	300x700	300x700	300x700	300x700

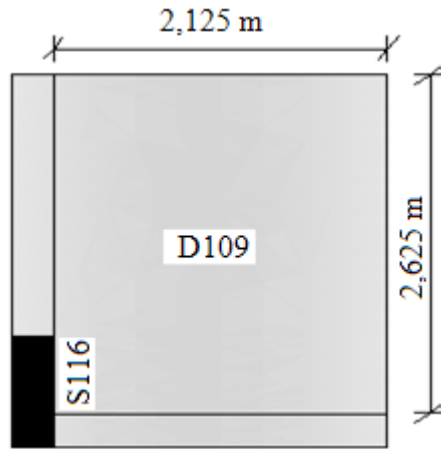
S 109 zemin kat kolonunda

$$A_c = b \cdot h \geq N_d / 0,5f_{ck} \text{ (Deprem yönetmeliği koşulu)} \quad A_c \geq \frac{1327,16 \cdot 10^3}{0,5 \cdot 20} = 132716 \text{ mm}^2$$

$b = 300 \text{ mm}$  seçilirse  $h = 442,39 \text{ mm}$  olur.

Seçilen kesit:  $300 \text{ mm} \times 700 \text{ mm}$

➤ S 116 Kolonu



Şekil 2.15. S116 kolonu etki alanı

$N = \text{Döşemelerden gelen tasarım yükü} + 1,4 \text{ kiriş ağırlığı} + 1,4 \text{ duvar ağırlığı} + \text{üst kolonun tasarım yükü}$

Döşemelerden gelen yük:

$$2,125 \cdot 2,625 \cdot 13,36 = 74,52 \text{ kN}$$

Kirişlerden gelen yük:

$$1,4 \cdot [(2,125 + 2,625) \cdot 0,25 \cdot 0,50 \cdot 25] = 20,78 \text{ kN}$$

Duvarlardan gelen yük:

$$1,4 \cdot [(2,125 + 2,625) \cdot 0,19 \cdot (3 - 0,5) \cdot 16] = 50,54 \text{ kN}$$

Çizelge 2.12. S 116 kolonuna etki eden düşey yükler

Kat no	S 116 KOLONU					
	Zemin	1	2	3	4	5
Üst kat(kN)	732,66	573,32	413,98	254,64	95,30	-
Döşeme(kN)	74,52	74,52	74,52	74,52	74,52	74,52
Kiriş(kN)	20,78	20,78	20,78	20,78	20,78	20,78
Duvar + sıva(kN)	50,54	50,54	50,54	50,54	50,54	-
Kolon	13,50	13,50	13,50	13,50	13,50	-
$N_d$ (kN)	892,0	573,32	413,98	413,98	254,64	95,30
Seçilen kesit(mm)	300x600	300x600	300x600	300x600	300x600	300x600

S 116 zemin kat kolonunda

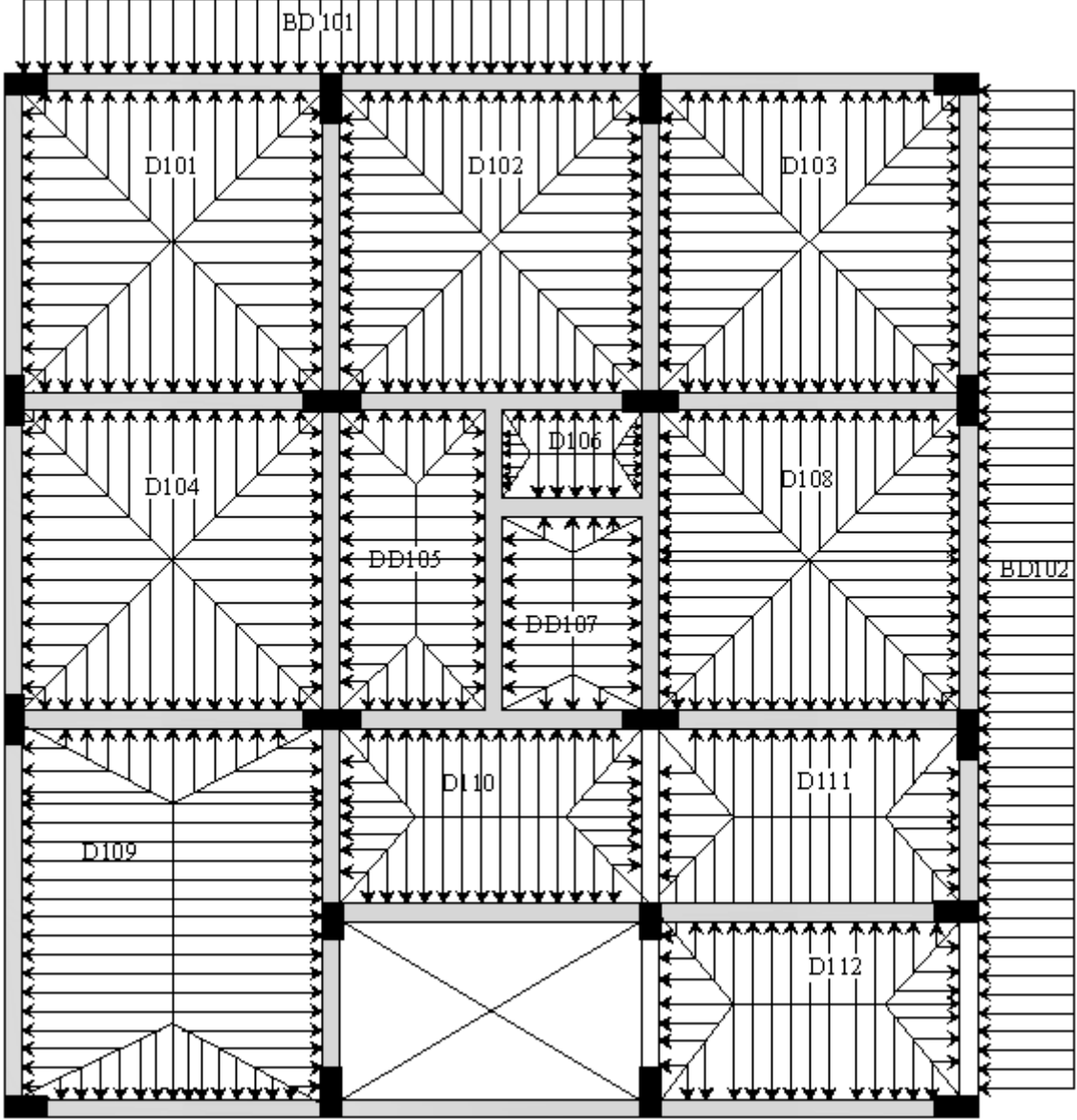
$$A_c = b \cdot h \geq N_d / 0,5f_{ck} \text{ (Deprem yönetmeliği koşulu)} \quad A_c \geq \frac{892 \cdot 10^3}{0,5 \cdot 20} = 89200 \text{ mm}^2$$

$b = 300 \text{ mm}$  seçilirse  $h = 297,33 \text{ mm}$  olur.

Seçilen kesit:  $300 \text{ mm} \times 600 \text{ mm}$

### 2.4.3. Kiriş Düşey Yüklerinin Belirlenmesi

Döşemelerden kirişlere yük aktarımı şekil 2.16 da gösterilmektedir.



Şekil 2.16. Döşemelerden kirişlere yük aktarımı

➤ Döşemelerden kirişlere aktarılan yükler

Döşeme yükleri bölüm 2.3.4. de belirlenmiştir. Döşemelerden kirişlere aktarılan yükleri düzgün yayılı yüke dönüştürürken kullanılan n katsayıları aşağıda verilmektedir.

$$D101, D102, D103, D104, D108 \quad m = 1,00 \quad n = \frac{3m^2 - 1}{6m^2} \quad n = \frac{3 \cdot 1^2 - 1}{6 \cdot 1^2} = 0,333$$

$$DD105 \quad m = 1,96 \quad n = 0,457$$

$$D106 \quad m = 1,47 \quad n = 0,423$$

$$DD107 \quad m = 1,36 \quad n = 0,411$$

$$D109 \quad m = 1,22 \quad n = 0,388$$

$$D110, D111 \quad m = 1,73 \quad n = 0,444$$

$$D112 \quad m = 1,55 \quad n = 0,431$$

➤ Duvarlardan kirişlere aktarılan yükler

Dış duvarlar:

$$\text{Dış duvarlar (0,19 m)} \dots\dots\dots 0,19 \cdot (3-0,5) \cdot 16 = 7,6 \text{ kN/m}$$

$$\text{Sıva ağırlığı (0,02m)} \dots\dots\dots 0,02 \cdot (3-0,5) \cdot 20 = 2,0 \text{ kN/m}$$

$$g = 9,6 \text{ kN/m}$$

İç duvarlar:

$$\text{İç duvarlar (0,135 m)} \dots\dots\dots 0,135 \cdot (3-0,5) \cdot 16 = 5,4 \text{ kN/m}$$

$$\text{Sıva ağırlığı (0,02 m)} \dots\dots\dots 2 \cdot 0,02 \cdot (3-0,5) \cdot 20 = 2,0 \text{ kN/m}$$

$$g = 7,4 \text{ kN/m}$$

K 101 kirişinde sabit yük:

$$D 101 \text{ döşemesinden} \quad 0,333 \cdot 5,299 \cdot 4,25 \quad = 7,50 \text{ kN/m}$$

$$BD 101 \text{ döşemesinden} \quad 1,5 \cdot 540 \cdot 1,30 \quad = 7,20 \text{ kN/m}$$

$$\text{Duvarдан} \quad = 9,60 \text{ kN/m}$$

$$\text{Kiriş özağırlığı} \quad 0,25 \cdot 0,50 \cdot 25 \quad = 3,125 \text{ kN/m}$$

$$g = 27,43 \text{ kN/m}$$

K 101 kirişinde hareketli yük:

$$D 101 \text{ döşemesinden} \quad 0,333 \cdot 2 \cdot 4,25 \quad = 2,83 \text{ kN/m}$$

$$BD 101 \text{ döşemesinden} \quad 1,5 \cdot 1,30 \quad = 6,50 \text{ kN/m}$$

$$q = 9,33 \text{ kN/m}$$

Çizelge 2.13. Kiriş yükleri

Kiriş No	Döşemeden gelen sabit yük (kN/m)	Duvar yükü (kN/m)	Kiriş özağırlığı (kN/m)	$\Sigma g$	$\Sigma q$
K101,K102	14,70	9,60	3,125	27,43	9,33
K103	7,50	9,60	3,125	20,23	2,83
K104	15,00	7,40	3,125	25,53	5,66
K105	15,21	7,40	3,125	25,74	5,26
K106	15,00	7,40	3,125	25,53	5,66
K107	7,47	7,40	3,125	18,00	2,36
K108	15,78	7,40	3,125	26,31	5,66
K109	15,36	7,40	3,125	25,89	4,76
K110	13,03	7,40	3,125	23,56	4,92
K111	5,78	7,40	3,125	16,31	2,09
K112	11,58	7,40	3,125	22,11	4,37
K113	9,14	7,40	3,125	19,67	3,30
K114	-	9,60	3,125	12,73	-
K115	6,05	9,60	3,125	18,78	2,28
K116	7,50	9,60	3,125	20,23	2,83
K117	15,03	9,60	3,125	20,23	2,83
K118	9,14	9,60	3,125	21,87	3,30
K119	15,00	7,40	3,125	25,53	5,66
K120	14,24	7,40	3,125	24,77	4,70
K121	13,48	7,40	3,125	24,00	4,87
K122	5,70	7,40	3,125	16,23	2,06
K123	14,71	7,40	3,125	25,24	4,30
K124	15,00	7,40	3,125	25,53	5,66
K125	15,47	7,40	3,125	26,00	5,26
K126	8,49	7,40	3,125	19,02	3,14
K127	4,68	7,40	3,125	15,21	1,76
K128	14,7	9,60	3,125	27,43	9,33
K129	14,7	9,60	3,125	27,43	9,33
K130	11,35	9,60	3,125	24,08	8,07
K131	11,88	9,60	3,125	24,61	8,26

## 2.5. Depremden Doğan Yatay Yüklerin Belirlenmesi

### 2.5.1. Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ile Belirleme

Yapı toplam yüksekliğinin 40 m den küçük olması ve yapının 3. derece deprem bölgesinde olmasından dolayı deprem hesabının Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ile yapılması uygun olmaktadır.

Deprem Bölgesi	: 3
Etkin Yer İvmesi Katsayısı ( $A_0$ )	: 0.2
Bina Önem Katsayısı (I)	: 1
Yerel Zemin Sınıfı	: Z2 ( $T_A = 0.15$ , $T_B = 0.40$ )
Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı (R)	: 4.00
Deprem yükü azaltma katsayısı ( $R_a$ )	: 4,00
Hareketli Yük Katılım Katsayısı (n)	: 0.30

#### ➤ Yapı Ağırlığının Belirlenmesi:

$$1) W = g_i + n.q_i$$

Kat Ağırlıklarının Belirlenmesi:

Kiriş birim boy ağırlığı	: $0,25 \cdot 0,50 \cdot 25 = 3,125 \text{ kN/m}$
Bir kattaki toplam kiriş uzunluğu	: $4 \cdot 13,5 + 2 \cdot 4,5 + 2,20 + 4 \cdot 14,5 + 4,5 = 127,7 \text{ m}$
Laminant kaplı döşeme ( $\text{m}^2$ ) ağırlığı	: $5,299 \text{ kN/m}^2$
Bir kattaki laminant kaplı döşeme alanı	: $5 \cdot 4,5 \cdot 4,5 + 2,20 \cdot 1,50 + 2,60 \cdot 4,50 + 2,90 \cdot 4,50$ = $129,3 \text{ m}^2$
Seramik kaplı döşeme ( $\text{m}^2$ ) ağırlığı	: $5,540 \text{ kN/m}^2$
Bir kattaki seramik kaplı döşeme alanı	: $5,50 \cdot 4,50 + 2,60 \cdot 4,50 = 36,45 \text{ m}^2$
Düşük döşeme ( $\text{m}^2$ ) ağırlığı	: $7,190 \text{ kN/m}^2$
Bir kattaki düşük döşeme alanı	: $2,30 \cdot 4,50 + 3 \cdot 2,20 = 16,95 \text{ kN/m}^2$
Balkon döşeme ( $\text{m}^2$ ) ağırlığı	: $5,540 \text{ kN/m}^2$
Bir kattaki balkon döşeme alanı	: $1,50 \cdot 9 + 1,50 \cdot 14,5 = 35,25 \text{ m}^2$
Dış duvar birim boy ağırlığı	: $9,6 \text{ kN/m}$
Dış kırıslara oturan toplam duvar uzunluğu	: $6 \cdot 4,50 + 5 \cdot 4,5 + 2,60 + 2,90 = 55 \text{ m}$
İç duvar birim boy ağırlığı	: $7,4 \text{ kN/m}$
İç kırıslara oturan toplam duvar uzunluğu	: $13 \cdot 4,50 + 2 \cdot 2,60 + 2 \cdot 2,90 + 2,20 = 71,7 \text{ m}$
60 cm x 30 cm'lik kolonların birim boy ağırlığı	: $0,60 \cdot 0,30 \cdot 25 = 4,50 \text{ kN/m}$

70 cm x 30 cm'lik kolonların birim boy ağırlığı : $0,70.0,30.25 = 5,25$  kN/m

80 cm x 30 cm'lik kolonların birim boy ağırlığı : $0,80.0,30.25 = 6,00$  kN/m

50 cm x 30 cm'lik kolonların birim boy ağırlığı : $0,50.0,30.25 = 3,75$  kN/m

$$W_6 = [ 129,3.5,299 + 0,3.129,3.2 + 36,45.5,54 + 0,3.36,45.2 + 16,95.7,19 + 0,3.16,95.2 + 35,25.5,54 + 0,3.35,25.5 + 127,7.3,125 + 0,5.\{2.(2,5 / 2).3,75 + 5.(2,5 / 2).4,5 + 8.(2,5 / 2).5,25 + 4.(2,5/2)\}] = 1825,8 \text{ kN}$$

$$W_5 = 55.9,6 + 71,7.7,4 + 129,3.5,299 + 36,45.5,54 + 16,95.7,19 + 35,25.5,54 + 0,3.(129,3.2 + 36,45.2 + 16,95.2 + 35,25.5) + 127,7.3,125 + [2.0,5.\{2.(2,5 / 2).3,75 + 5.(2,5 / 2).4,5 + 8.(2,5/2).5,25 + 4.(2,5/2).6\}] = 2944,4 \text{ kN}$$

$$W_5 = W_4 = W_3 = W_2 = W_1$$

$$W_{\text{toplam}} = 16547,8 \text{ kN}$$

$$\sum_{j=1}^N w_j \cdot H_j = 1825,8.18 + 2944,4.15 + 2944,4.12 + 2944,4.9 + 2944,4.6 + 2944,4.3$$

$$= 165362,4 \text{ kN}$$

### 2.5.2. Yapı Doğal Periyodunun Belirlenmesi

TDY 2007 deprem yönetmeliğine göre yapının 1. doğal titreşim periyodu,

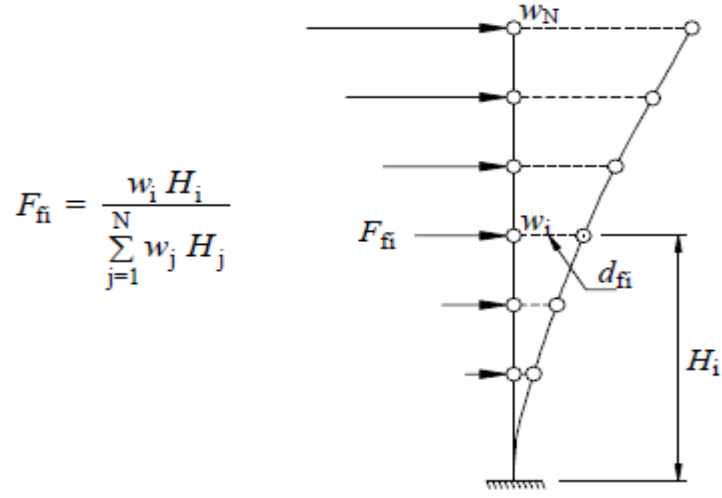
$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot d_{fi}^2}{\sum_{i=1}^N F_{fi} \cdot d_{fi}}} \quad (2.2.)$$

bağıntısı ile hesaplanmaktadır.

Yapının periyodunu belirleyebilmek için fiktif ( $F_{fi}$ ) yüklerin ve kat ötelenmelerinin ( $d_{fi}$ ) belirlenmesi gerekmektedir.



- Fiktif yüklerin belirlenmesi



Şekil 2.17. Kurgusal (fiktif) yük ve etkime yüksekliği

$F_{f6} = \frac{1825,8.18}{165362,4}$	$F_{f6} = 0,199$
$F_{f5} = \frac{2944,4.15}{165362,4}$	$F_{f5} = 0,267$
$F_{f4} = \frac{2944,4.12}{165362,4}$	$F_{f4} = 0,214$
$F_{f3} = \frac{2944,4.9}{165362,4}$	$F_{f3} = 0,160$
$F_{f2} = \frac{2944,4.6}{165362,4}$	$F_{f2} = 0,107$
$F_{f1} = \frac{2944,4.3}{165362,4}$	$F_{f1} = 0,053$
+	+
<hr style="width: 100%;"/>	<hr style="width: 100%;"/>
1,000	1,000

Fiktif yükler altındaki deplasmanlar Etabs 9.2.0 programından yararlanılarak bulunmuş olup periyot hesabı Çizelge 2.14 ve Çizelge 2.15 de gösterilmektedir.

Çizelge 2.14. x doğrultusunda periyot hesabı

Kat	m (kN)	F <sub>fi</sub> (kN)	d <sub>fi</sub>	m <sub>i</sub> .d <sub>fi</sub> <sup>2</sup>	F <sub>fi</sub> .d <sub>fi</sub>
6	186,116	0,199	0,0169	0,0532	3,3631
5	300,143	0,267	0,0155	0,0721	4,1385
4	300,143	0,214	0,0133	0,0531	2,8462
3	300,143	0,160	0,0101	0,0306	1,6160
2	300,143	0,107	0,0062	0,0115	0,6634
1	300,143	0,053	0,0023	0,0016	0,1219
		1,000		0,2221	12,7491

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot d_{fi}^2}{\sum_{i=1}^N F_{fi} \cdot d_{fi}}} \quad T_{1x} = 2\pi \sqrt{\frac{0,2221}{12,7491}} \quad T_{1x} = 0,829 \text{ s}$$

Çizelge 2.15. y doğrultusunda periyot hesabı

Kat	m (kN)	F <sub>fi</sub> (kN)	d <sub>fi</sub>	m <sub>i</sub> .d <sub>fi</sub> <sup>2</sup>	F <sub>fi</sub> .d <sub>fi</sub>
6	186,116	0,199	0,0149	0,0413	2,9651
5	300,143	0,267	0,0137	0,0563	3,6579
4	300,143	0,214	0,0117	0,0411	2,5038
3	300,143	0,160	0,0090	0,0243	1,4400
2	300,143	0,107	0,0056	0,0094	0,5992
1	300,143	0,053	0,0022	0,0015	0,1166
		1,000		0,1739	11,2826

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot d_{fi}^2}{\sum_{i=1}^N F_{fi} \cdot d_{fi}}} \quad T_{1y} = 2\pi \sqrt{\frac{0,1739}{11,2826}} \quad T_{1y} = 0,780 \text{ s}$$

Spektrum Katsayısı S(T)

$$S(T_{1x}) = 2,5 \cdot (T_B / T_{1x})^{0,8}$$

$$S(T_{1x}) = 2,5 \cdot (0,40 / 0,829)^{0,8} = 1,396$$

$$S(T_{1y}) = 2,5 \cdot (0,40 / 0,780)^{0,8} = 1,465$$

$$A(T_{1x}) = A_0 \cdot I \cdot S(T_{1x})$$

$$A(T_{1x}) = 0,20 \cdot 1 \cdot 1,396$$

$$A(T_{1x}) = 0,2792$$

$$A(T_{1y}) = A_0 \cdot I \cdot S(T_{1y})$$

$$A(T_{1y}) = 0,20 \cdot 1 \cdot 1,465$$

$$A(T_{1y}) = 0,2930$$

Toplam taban kesme kuvveti,

$$V_t = \frac{A(T_1)}{R_A(T_1)} W$$

$$V_{tx} = \frac{A(T_{1x})}{R_A(T_{1x})} W \quad V_{tx} = \frac{0,2792}{4} 16547,8 \quad V_{tx} = 1155,04 \text{ kN}$$

$$V_{ty} = \frac{A(T_{1y})}{R_A(T_{1y})} W \quad V_{ty} = \frac{0,2930}{4} 16547,8 \quad V_{ty} = 1212,13 \text{ kN}$$

Üst kata etkiyen ek yük,

$$\Delta F_N = 0,0075 \cdot N \cdot V_t$$

$$\Delta F_{Nx} = 0,0075 \cdot 6 \cdot 1155,04$$

$$\Delta F_{Nx} = 51,98 \text{ kN}$$

$$\Delta F_{Ny} = 0,0075 \cdot 6 \cdot 1212,3$$

$$\Delta F_{Ny} = 54,55 \text{ kN}$$

Her kata etkiyen kesme kuvvetleri aşağıdaki bağıntı ile hesaplanır.

$$F_i = (V_t - \Delta F_N) \cdot \frac{W_i \cdot H_i}{\sum_{j=1}^N W_j \cdot H_j} \quad (2.3)$$

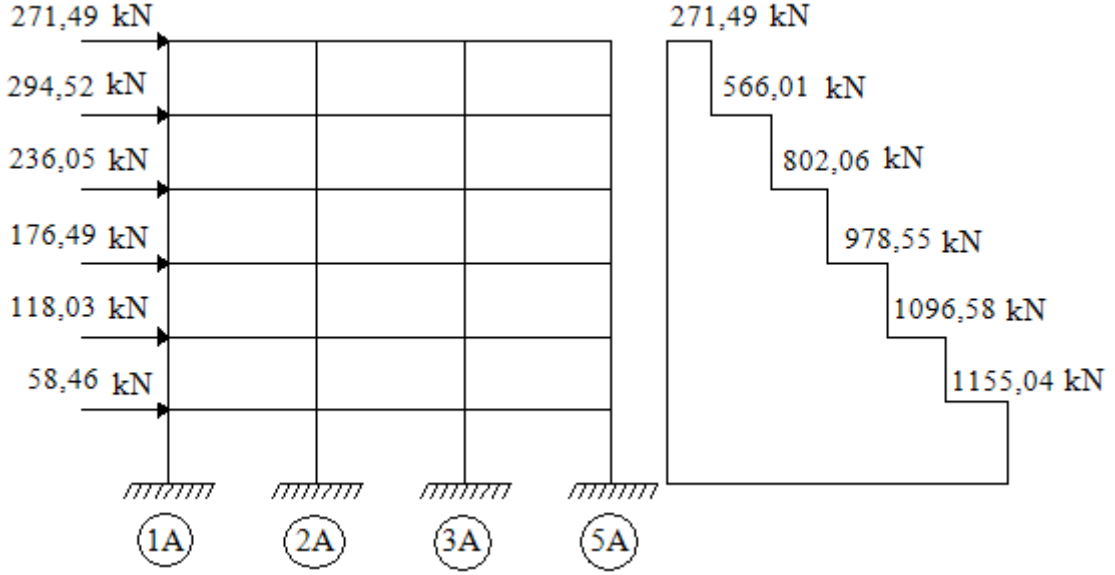
Katlara etkiyen deprem yükleri Çizelge 2.16 da gösterilmektedir.

Çizelge 2.16. Katlara etkiyen deprem yükleri

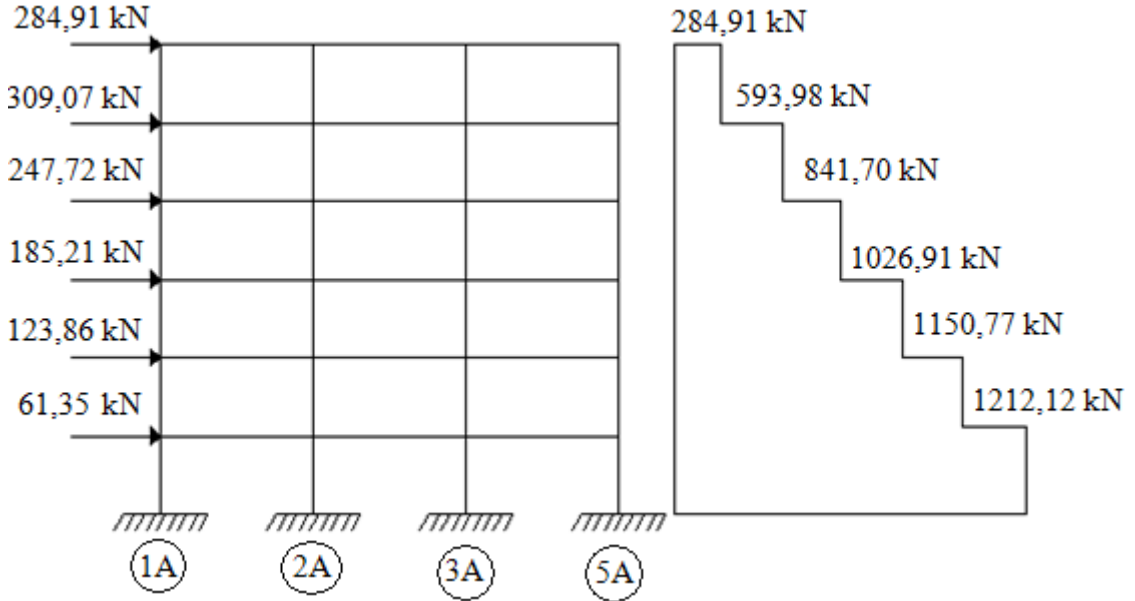
Kat	$h_i$	$H_i$	$W_i$	$W_i \cdot H_i$	oran	$V_{tx} - \Delta F_{Nx}$	$V_{ty} - \Delta F_{Ny}$	$F_{ix}$	$F_{iy}$	$F_{ix} + \Delta F_{Nx}$	$F_{iy} + \Delta F_{Ny}$
6	3	18	1825,8	32864,4	0,199	1103,06	1157,58	219,51	230,36	271,49	284,91
5	3	15	2944,4	44166,0	0,267	1103,06	1157,58	294,52	309,07	294,52	309,07
4	3	12	2944,4	35332,8	0,214	1103,06	1157,58	236,05	247,72	236,05	247,72

Çizelge 2.16'nın devamı

3	3	9	2944,4	26499,6	0,160	1103,06	1157,58	176,49	185,21	176,49	185,21
2	3	6	2944,4	17666,4	0,107	1103,06	1157,58	118,03	123,86	118,03	123,86
1	3	3	2944,4	8833,2	0,053	1103,06	1157,58	58,46	61,35	58,46	61,35



Şekil 2.18. x doğrultusunda katlara etkiyen deprem yükleri ve toplam kesme kuvveti diyagramı



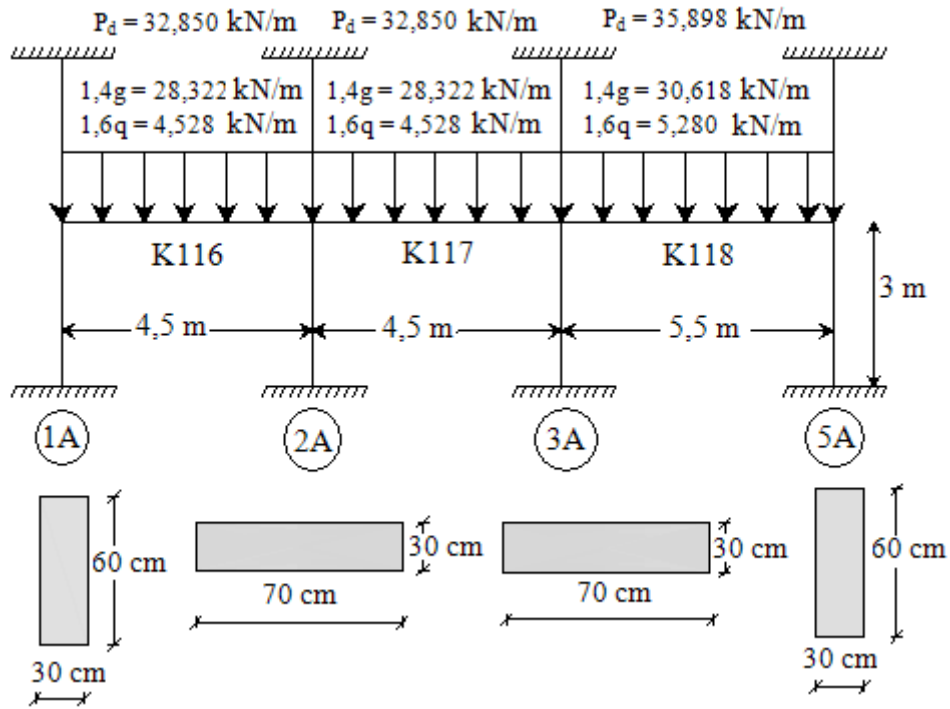
Şekil 2.19. y doğrultusunda katlara etkiyen deprem yükleri ve toplam kesme kuvveti diyagramı

## 2.6. Yapısal Çözümleme

Yapısal çözümleme yapılırken dikkate alınacak yük birleşimleri  $F_d = 1,4G + 1,6Q$ ,  $F_d = G + Q + E$ ,  $F_d = G + Q - E$ . Bu üç yük birleşiminden sabit yük (G), hareketli yük (Q) ve deprem yükünün ( $\pm E$ ) belirlenmesi gerekmektedir. Düşey yüklere göre yapısal çözümleme BİRO yöntemi ile, yatay yüklere göre yapısal çözümleme ise MUTO yöntemi ile yapılmıştır.

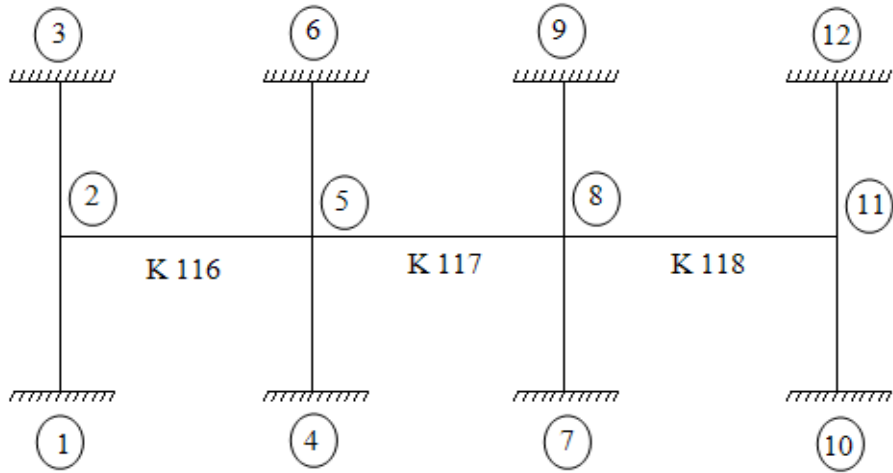
### 2.6.1. Düşey Yüklere Göre Yapısal Çözümleme

Zemin kat A-A aksı kirişlerinin düşey yüklere göre çözümlemesi aşağıda verilmektedir.



Şekil 2.20. Zemin kat A-A aksı kiriş tasarım yükleri

Elemanların düğüm noktaları Şekil 2.21 de gösterilmektedir.



Şekil 2.21. A-A aksı kiriş düğüm noktaları

## 1. Eylemsizlik (atalet) momentlerinin hesabı:

K116, K117, K118 kirişleri	$I = b_w h^3 / 12$	$I = 0,25 \cdot 0,50^3 / 12$	$I = 2,6 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$
1-2, 2-3, 10-11, 11-12 kolonları	$I = b_w h^3 / 12$	$I = 0,60 \cdot 0,30^3 / 12$	$I = 1,35 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$
4-5, 5-6, 7-8, 8-9, kolonları	$I = b_w h^3 / 12$	$I = 0,30 \cdot 0,70^3 / 12$	$I = 8,58 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$

## 2. Redörlerin belirlenmesi:

K116, K117 kirişleri:	$R = I / \ell$	$R = 2,6 \cdot 10^{-3} / 4,5$	$R = 5,78 \cdot 10^{-4}$
K118 kirişi:	$R = I / \ell$	$R = 2,6 \cdot 10^{-3} / 5,5$	$R = 4,73 \cdot 10^{-4}$
1-2, 2-3, 10-11, 11-12 kolonları:	$R = I / \ell$	$R = 1,35 \cdot 10^{-3} / 3$	$R = 4,5 \cdot 10^{-4}$
4-5, 5-6, 7-8, 8-9, kolonları:	$R = I / \ell$	$R = 8,58 \cdot 10^{-3} / 3$	$R = 2,86 \cdot 10^{-3}$

## 3. Dağıtma katsayılarının hesaplanması:

$$a_1 = R_{25} / ( R_{21} + R_{23} + R_{25} )$$

$$a_2 = R_{52} / ( R_{54} + R_{58} + R_{56} + R_{52} )$$

$$a_3 = R_{58} / ( R_{54} + R_{58} + R_{56} + R_{52} )$$

$$a_4 = R_{85} / ( R_{85} + R_{87} + R_{89} + R_{811} )$$

$$a_5 = R_{811} / ( R_{87} + R_{85} + R_{89} + R_{811} )$$

$$a_6 = R_{118} / ( R_{1110} + R_{1112} + R_{118} )$$

$$a_1 = 5,78 \cdot 10^{-4} / ( 4,5 \cdot 10^{-4} + 4,5 \cdot 10^{-4} + 5,78 \cdot 10^{-4} ) = 0,391$$

$$a_2 = 5,78 \cdot 10^{-4} / ( 2,86 \cdot 10^{-3} + 5,78 \cdot 10^{-4} + 2,86 \cdot 10^{-3} + 5,78 \cdot 10^{-4} ) = 0,084$$

$$a_3 = 5,78 \cdot 10^{-4} / ( 2,86 \cdot 10^{-3} + 5,78 \cdot 10^{-4} + 2,86 \cdot 10^{-3} + 5,78 \cdot 10^{-4} ) = 0,084$$

$$a_4 = 5,78 \cdot 10^{-4} / ( 5,78 \cdot 10^{-4} + 2,86 \cdot 10^{-3} + 2,86 \cdot 10^{-3} + 4,73 \cdot 10^{-4} ) = 0,085$$

$$a_5 = 4,73 \cdot 10^{-4} / ( 2,86 \cdot 10^{-3} + 5,78 \cdot 10^{-4} + 2,86 \cdot 10^{-3} + 4,73 \cdot 10^{-4} ) = 0,070$$

$$a_6 = 4,73 \cdot 10^{-4} / (4,5 \cdot 10^{-4} + 4,5 \cdot 10^{-4} + 4,73 \cdot 10^{-4}) = 0,345$$

4. Ankastrelik mesnet momenti ve açıklık momentlerinin hesaplanması:

1,4g için ankastrelik mesnet momentleri

$$\begin{aligned} b_1 = b_2 &= 1,4g \ell^2 / 12 & b_1 = b_2 &= 28,322 \cdot 4,5^2 / 12 & b_1 = b_2 &= 47,79 \text{ kNm} \\ b_3 &= 1,4g \ell^2 / 12 & b_3 &= 30,618 \cdot 5,5^2 / 12 & b_3 &= 77,18 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$P_d$  için ankastrelik mesnet momentleri

$$\begin{aligned} c_1 = c_2 &= P_d \ell^2 / 12 & c_1 = c_2 &= 32,85 \cdot 4,5^2 / 12 & c_1 = c_2 &= 55,43 \text{ kNm} \\ c_3 &= P_d \ell^2 / 12 & c_3 &= 35,898 \cdot 5,5^2 / 12 & c_3 &= 90,49 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$P_d$  için açıklık momentleri

$$\begin{aligned} d_1 = d_2 &= P_d \ell^2 / 24 & d_1 = d_2 &= 32,85 \cdot 4,5^2 / 24 & d_1 = d_2 &= 27,72 \text{ kNm} \\ d_3 &= P_d \ell^2 / 24 & d_3 &= 35,898 \cdot 5,5^2 / 24 & d_3 &= 45,25 \text{ kNm} \end{aligned}$$

5. Momentlerin dağıtılması

$$\begin{aligned} e_1 &= -0,5 \cdot (b_2 - c_1) \cdot a_2 & e_1 &= -0,5 \cdot (47,79 - 55,43) \cdot 0,084 = 0,321 \text{ kNm} \\ e_2 &= -0,5 \cdot (c_1 - 0,0) \cdot a_1 & e_2 &= -0,5 \cdot (55,43 - 0,0) \cdot 0,391 = -10,84 \text{ kNm} \\ e_3 &= -0,5 \cdot (-b_1 + c_2) \cdot a_3 & e_3 &= -0,5 \cdot (-47,79 + 55,43) \cdot 0,084 = -0,321 \text{ kNm} \\ e_4 &= -0,5 \cdot (b_3 - c_2) \cdot a_4 & e_4 &= -0,5 \cdot (77,18 - 55,43) \cdot 0,085 = -0,924 \text{ kNm} \\ e_5 &= -0,5 \cdot (-b_2 + c_3) \cdot a_5 & e_5 &= -0,5 \cdot (-47,79 + 90,49) \cdot 0,070 = -1,49 \text{ kNm} \\ e_6 &= -0,5 \cdot (-c_3 + 0,0) \cdot a_6 & e_6 &= -0,5 \cdot (-90,49) \cdot 0,345 = 15,61 \text{ kNm} \end{aligned}$$

6. Momentlerin toplanması ve dengelenmesi:

Momentlerin toplanması

$$\begin{aligned} f_1 &= c_1 + e_1 & f_1 &= 55,43 + 0,321 = 55,751 \\ f_2 &= -c_1 + e_2 & f_2 &= -55,43 + (-10,84) = -66,270 \\ f_3 &= c_2 + e_4 & f_3 &= 55,43 + (-0,924) = 54,510 \\ f_4 &= -c_2 + e_3 & f_4 &= -55,43 + (-0,321) = -55,751 \\ f_5 &= c_3 + e_6 & f_5 &= 90,49 + 15,61 = 106,10 \\ f_6 &= -c_3 + e_5 & f_6 &= -90,49 + (-1,49) = -91,98 \end{aligned}$$

Momentlerin Dengelenmesi

$$\begin{aligned} \pm g_1 &= |f_1| \cdot (a_1) & \pm g_1 &= 55,751 \cdot 0,391 = 21,80 \text{ kNm} \\ \pm g_2 &= \{|f_2| - |f_3|\} \cdot (a_2) & \pm g_2 &= \{66,270 - 54,51\} \cdot 0,084 = 0,99 \text{ kNm} \\ \pm g_3 &= \{|f_2| - |f_3|\} \cdot (a_3) & \pm g_3 &= \{66,270 - 54,51\} \cdot 0,084 = 0,99 \text{ kNm} \\ \pm g_4 &= \{|f_4| - |f_5|\} \cdot (a_4) & \pm g_4 &= \{55,751 - 106,10\} \cdot 0,085 = -4,28 \text{ kNm} \\ \pm g_5 &= \{|f_4| - |f_5|\} \cdot (a_5) & \pm g_5 &= \{55,751 - 106,10\} \cdot 0,07 = -3,52 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\pm g_6 = \{ |f_6| \} (a_6) \quad \pm g_6 = \{ 91,98 \} \cdot 0,345 = 31,73 \text{ kNm}$$

### 7. Maksimum mesnet momentlerinin hesaplanması

$$\begin{aligned} h_1 &= f_1 + g_1 & h_1 &= 55,751 + 21,80 & h_1 &= 77,55 \text{ kNm} \\ h_2 &= f_2 + g_2 & h_2 &= -66,27 + 0,99 & h_2 &= -65,28 \text{ kNm} \\ h_3 &= f_3 + g_3 & h_3 &= 54,51 + 0,99 & h_3 &= 55,5 \text{ kNm} \\ h_4 &= f_4 + g_4 & h_4 &= -55,751 + (-4,28) & h_4 &= -60,03 \text{ kNm} \\ h_5 &= f_5 + g_5 & h_5 &= 106,10 + (-3,52) & h_5 &= 102,58 \text{ kNm} \\ h_6 &= f_6 + g_6 & h_6 &= -91,98 + 31,73 & h_6 &= -60,25 \text{ kNm} \end{aligned}$$

### 8. Maksimum açıklık momentlerinin hesaplanması:

$$i_1 = d_1 \pm 0,5 \cdot e_1 \cdot (1 + a_1) \pm 0,5 \cdot e_2 \cdot (1 + a_2)$$

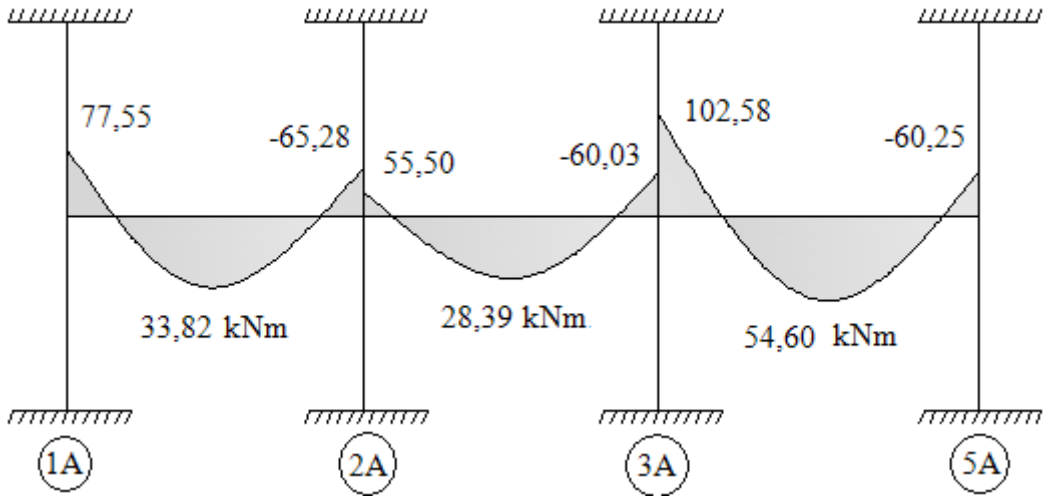
$$i_2 = d_2 \pm 0,5 \cdot e_4 \cdot (1 + a_3) \pm 0,5 \cdot e_3 \cdot (1 + a_4)$$

$$i_3 = d_3 \pm 0,5 \cdot e_6 \cdot (1 + a_5) \pm 0,5 \cdot e_5 \cdot (1 + a_6)$$

$$i_1 = 27,72 + 0,5 \cdot 0,321 \cdot (1 + 0,391) - 0,5 \cdot (-10,84) \cdot (1 + 0,084) = 33,82 \text{ kNm}$$

$$i_2 = 27,72 - 0,5 \cdot (-0,924) \cdot (1 + 0,084) - 0,5 \cdot (-0,321) \cdot (1 + 0,085) = 28,39 \text{ kNm}$$

$$i_3 = 45,25 + 0,5 \cdot 15,61 \cdot (1 + 0,07) - 0,5 \cdot (-1,49) \cdot (1 + 0,345) = 54,60 \text{ kNm}$$



Şekil 2.22. Zemin kat A-A aksı moment diyagramı

$$V_d = \frac{P_d \cdot l}{2} \mp \frac{(M_2 - M_1)}{l}$$

$$V_d = \frac{32,85 \cdot 4,5}{2} \mp \frac{(65,28 - 77,55)}{4,5}$$

$$V_d = 71,19 \text{ kN}$$

$$V_d = 76,63 \text{ kN}$$

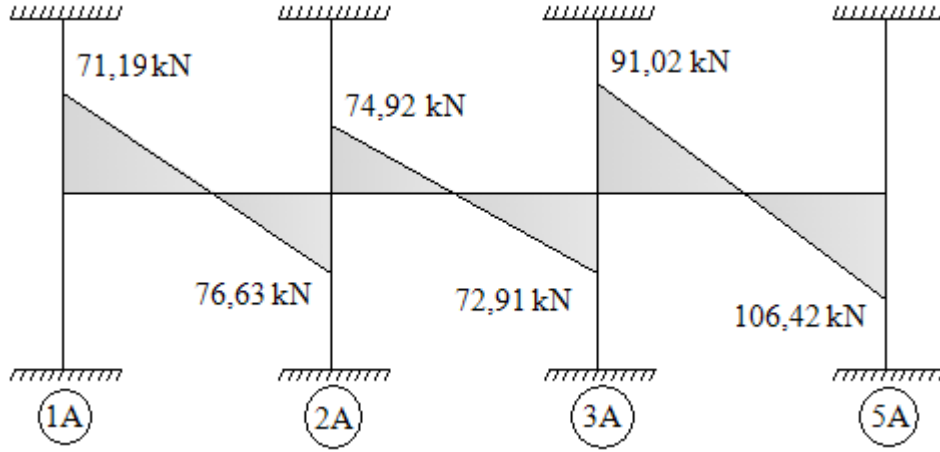


$$V_d = \frac{32,85 \cdot 4,5}{2} \mp \frac{(60,03 - 55,5)}{4,5}$$

$$V_d = 74,92 \text{ kN} \quad V_d = 72,91 \text{ kN}$$

$$V_d = \frac{32,898 \cdot 5,5}{2} \mp \frac{(60,25 - 102,58)}{5,5}$$

$$V_d = 91,02 \text{ kN} \quad V_d = 106,42 \text{ kN}$$



Şekil 2.23. A-A aksı kesme kuvveti diyagramı

## 2.6.2. Yatay Yüklere Göre Yapısal Çözümleme

Aşağıda A-A aksı çerçevesi MUTO yöntemiyle çözülmüştür.

- Aksa gelen yatay yüklerin belirlenmesi

A-A aksının toplam deprem kuvvetinden aldığı payı belirleyebilmek için A-A aksının yatay rijitliğinin A-A, B-B, C-C, D-D akslarının toplam rijitliğine oranının bulunması gerekmektedir.

- Kolon eylemsizlik momentleri

$$I_{30 \times 70} = (0,30 \cdot 0,70^3) / 12$$

$$I_{30 \times 70} = 8,58 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_{80 \times 30} = (0,80 \cdot 0,30^3) / 12$$

$$I_{80 \times 30} = 1,80 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_{60 \times 30} = (0,60 \cdot 0,30^3) / 12$$

$$I_{60 \times 30} = 1,35 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_{30 \times 50} = (0,30 \cdot 0,50^3) / 12$$

$$I_{30 \times 50} = 3,13 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

- Aksların eylemsizlik momentleri

$$I_{A-A} = 6 \cdot (2,1,35 \cdot 10^{-3} + 2,8,58 \cdot 10^{-3}) = 0,119 \text{ m}^4$$

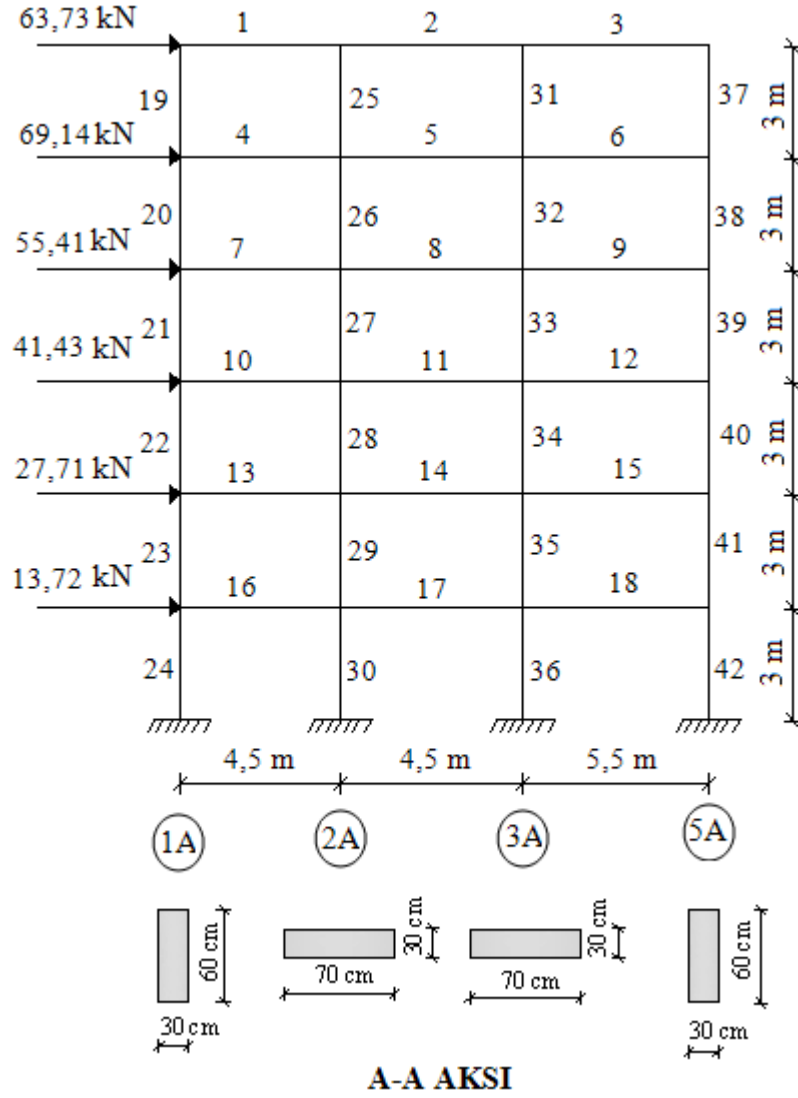
$$I_{B-B} = 6 \cdot (2,8,58 \cdot 10^{-3} + 2,1,80 \cdot 10^{-3} + 3,13 \cdot 10^{-3}) = 0,143 \text{ m}^4$$

$$I_{C-C} = 6 \cdot (2,8,58 \cdot 10^{-3} + 2,1,80 \cdot 10^{-3} + 3,13 \cdot 10^{-3}) = 0,143 \text{ m}^4$$

$$I_{D-D} = 6 \cdot (3,1,35 \cdot 10^{-3} + 2,8,58 \cdot 10^{-3}) = 0,127 \text{ m}^4$$

➤ A-A aksına düşen kesme kuvveti oranı

$$0,119 / (0,119 + 0,143 + 0,143 + 0,127) = 0,2237$$



Şekil 2.24. A-A aksına gelen yatay yükler

➤ Kiriş Eşdeğer Rijitlikleri

$$I_{\text{kiriş}} = (0,25 \cdot 0,50^3) / 12$$

$$I_{\text{kiriş}} = 2,6 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$k_{4,5 \text{ m}} = (2,6 \cdot 10^{-3}) / 4,5$$

$$k_{4,5 \text{ m}} = 5,78 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$k_{5,5 \text{ m}} = (2,6 \cdot 10^{-3}) / 5,5$$

$$k_{5,5 \text{ m}} = 4,73 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

➤ Kolon Eşdeğer Rijitlikleri

9, 20, 21, 22, 23, 24, 37, 38,39, 40, 41, 42 kolonları

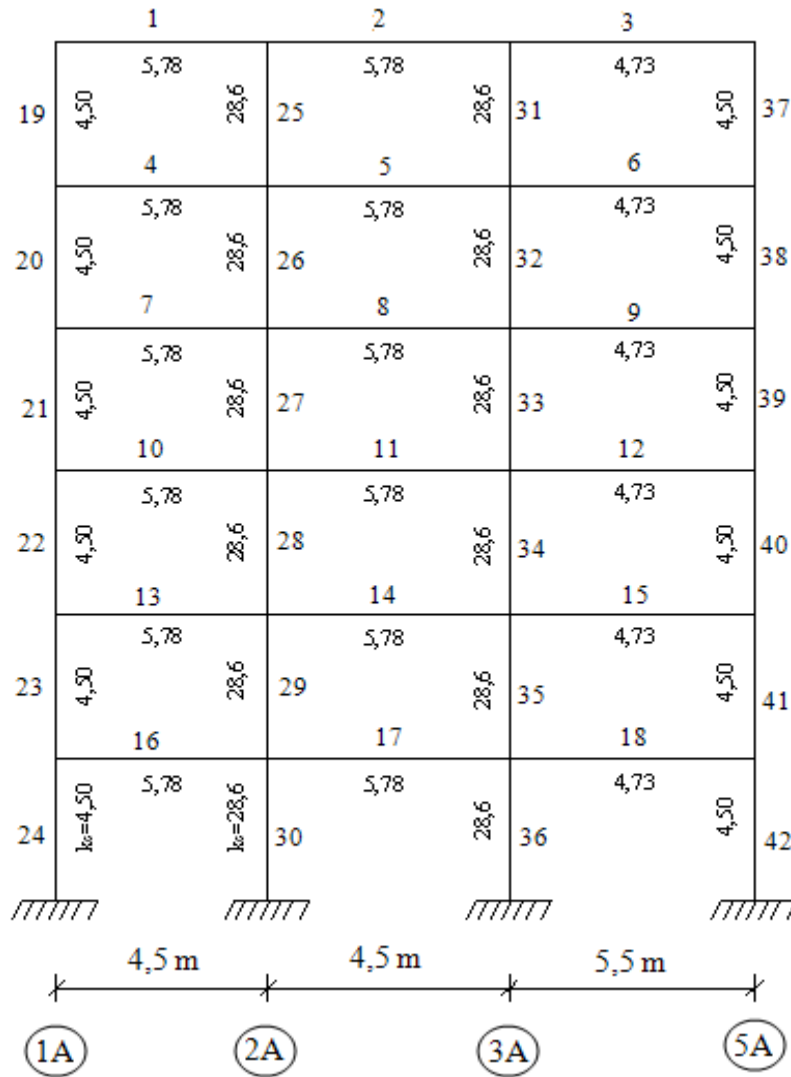
$$I_{30 \times 60} = (0.60.030^3) / 12 \quad I_{30 \times 60} = 1,35.10^{-3} \text{ m}^4$$

$$k_c = I / l \quad k_c = 1,35.10^{-3} / 3 \quad k_c = 4,5.10^{-4} \text{ m}^3$$

25, 26, 27, 28, 29, 30, 31, 32, 33, 34, 35, 36 kolonları

$$I_{70 \times 30} = (0,30.0,70^3) / 12 \quad I_{70 \times 30} = 8,58.10^{-3} \text{ m}^4$$

$$k_c = I / l \quad k_c = 8,58.10^{-3} / 3 \quad k_c = 28,6.10^{-4} \text{ m}^4$$



Şekil 2.25. A-A aksı çerçevesi eleman rijitlikleri

➤ Kolonların  $k, y, a, D$  değerleri:

6.katta

Bu çerçevede kat yükseklikleri eşit ve kolon başlıklarındaki rijitliklerin toplamı da eşit olduğundan  $y_1 = y_2 = y_3 = 0$ , dolayısıyla da  $y = y_0$

19 kolonu:

$$\bar{k} = 2.5,78 / 2.4,5 = 1,29$$

$$y_0 = 0,365$$

$$a = 1,29 / (2 + 1,29) = 0,392$$

$$D = a.k_c \quad D = 0,392.4,5 = 1,76$$

25 kolonu:

$$\bar{k} = 4.5,78 / 2.28,6 = 0,40$$

$$y_0 = 0,20$$

$$a = 0,40 / (2 + 0,40) = 0,167$$

$$D = a.k_c \quad D = 0,167.28,6 = 4,78$$

31 kolonu:

$$\bar{k} = (2.5,78 + 2.4,73) / 2.28,6 = 0,367$$

$$y_0 = 0,184$$

$$a = 0,367 / (2 + 0,367) = 0,155$$

$$D = a.k_c \quad D = 0,155.28,6 = 4,43$$

37 kolonu:

$$\bar{k} = 2.4,73 / 2.4,5 = 1,05$$

$$y_0 = 0,35$$

$$a = 1,05 / (2 + 1,05) = 0,344$$

$$D = a.k_c \quad D = 0,344.4,5 = 1,55$$

5.katta

20 kolonu:

$$\bar{k} = 2.5,78 / 2.4,5 = 1,28$$

$$y_0 = 0,45$$

$$a = 1,28 / (2 + 1,28) = 0,390$$

$$D = a.k_c \quad D = 0,390.4,5 = 1,76$$

26 kolonu:

$$\bar{k} = 4.5,78 / 2.28,6 = 0,40$$

$$y_0 = 0,35$$

$$a = 0,40 / (2 + 0,040) = 0,167$$

$$D = a.k_c \quad D = 0,167.28,6 = 4,78$$

32 kolonu:

$$\bar{k} = (2.5,78 + 2.4,73) / 2.28,6 = 0,616$$

$$y_0 = 0,40$$

$$a = 0,616 / (2 + 0,0616) = 0,235$$

$$D = a.k_c \quad D = 0,235.28,6 = 6,721$$

38 kolonu:

$$\bar{k} = (2.4,73) / 2.4,5 = 1,05$$

$$y_0 = 0,45$$

$$a = 1,05 / (2 + 1,05) = 0,344$$

$$D = a.k_c \quad D = 0,344.4,5 = 1,548$$

4.katta

21 kolonu:

$$\bar{k} = (2.5,78) / 2.4,5 = 1,284$$

$$y_0 = 0,464$$

$$a = 1,284 / (2 + 1,284) = 0,391$$

$$D = a.k_c \quad D = 0,391.4,5 = 1,760$$

27 kolonu:

$$\bar{k} = 4.5,78 / 2.28,6 = 0,40$$

$$y_0 = 0,40$$

$$a = 0,40 / (2 + 0,40) = 0,167$$

$$D = 0,167.28,6 = 4,78$$

33 kolonu:

$$\bar{k} = (2.5,78 + 2.4,73) / 2.28,6 = 0,367$$

$$y_0 = 0,40$$

$$a = 0,367 / (2 + 0,367) = 0,155$$

$$D = a.k_c \quad D = 0,155.28,6 = 4,433$$

39 kolonu:

$$\bar{k} = 2.4,73 / 2.4,5 = 1,05$$

$$y_0 = 0,45$$

$$a = 1,05 / (2+1,05) = 0,344$$

$$D = a.k_c \quad D = 0,344.4,5 = 1,548$$

3.katta

22 kolonu:

$$\bar{k} = 2.5,78 / 2.4,5 = 1,284$$

$$y_0 = 0,50$$

$$a = 1,284 / (2 + 1,284) = 0,391$$

$$D = a.k_c \quad D = 0,391.4,5 = 1,76$$

28 kolonu:

$$\bar{k} = 4.5,78 / 2.28,6 = 0,4$$

$$y_0 = 0,45$$

$$a = 0,4 / (2 + 0,4) = 0,167$$

$$D = a.k_c \quad D = 0,167.28,6 = 4,776$$

34 kolonu:

$$\bar{k} = (2.5,78 + 2.4,73) / 2.28,6 = 0,367$$

$$y_0 = 0,45$$

$$a = 0,367 / (2 + 0,367) = 0,155$$

$$D = a.k_c \quad D = 0,155.28,6 = 4,433$$

40 kolonu:

$$\bar{k} = (2.4,73) / 4,5 = 1,08$$

$$y_0 = 0,50$$

$$a = 1,05 / (2 + 1,05) = 0,344$$

$$D = a.k_c \quad D = 0,344.4,5 = 1,548$$

2.katta

23 kolonu:

$$\bar{k} = ( 2.5,78 ) / 4,5 = 1,284$$

$$y_0 = 0,50$$

$$a = 1,284 / (2 + 1,284) = 0,391$$

$$D = a.k_c \quad D = 0,391.4,5 = 1,76$$

29 kolonu:

$$\bar{k} = 4.5,78/2.28,6 = 0,40$$

$$y_0 = 0,55$$

$$a = 0,40 / ( 2 + 0,40) = 0,167$$

$$D = a.k_c \quad D = 0,167.28,6 = 4,78$$

35 kolonu:

$$\bar{k} = (2.5,78 + 2.4,73) / 2.28,6 = 0,367$$

$$y_0 = 0,55$$

$$a = 0,367 / (2 + 0,367) = 0,155$$

$$D = a.k_c \quad D = 0,155.28,6 = 4,433$$

41 kolonu:

$$\bar{k} = (2.4,73) / 2.4,5 = 1,05$$

$$y_0 = 0,50$$

$$a = 1,05 / (2 + 1,05) = 0,344$$

$$D = a.k_c \quad D = 0,344.4,5 = 1,548$$

1.katta

24 kolonu:

$$\bar{k} = 5,78 / 4,5 = 1,284$$

$$y_0 = 0,64$$

$$a = (0,5 + 1,284) / (2 + 1,284) = 0,543$$

$$D = a.k_c \quad D = 0,543.4,5 = 2,444$$

30 kolonu:

$$\bar{k} = 2.5,78 / 28,6 = 0,404$$

$$y_0 = 0,80$$

$$a = (0,5 + 0,404) / (2 + 0,404) = 0,376$$

$$D = a.k_c \quad D = 0,376.28,6 = 10,754$$

36 kolonu:

$$\bar{k} = (5,78 + 4,73) / 28,6 = 0,367$$

$$y_0 = 0,78$$

$$a = (0,5 + 0,367) / (2 + 0,367) = 0,366$$

$$D = a.k_c \quad D = 0,366.28,6 = 10,468$$

42 kolonu:

$$\bar{k} = 4,73 / 4,5 = 1,05$$

$$y_0 = 0,65$$

$$a = (0,5 + 1,05) / (2 + 1,05) = 0,508$$

$$D = a.k_c \quad D = 0,508.4,5 = 2,286$$

➤ Kolon Kesme Kuvvetleri

6.katta

19 kolonu:

$$V_c = \frac{D}{\Sigma D} V_6 \quad V_c = 1,76 / ( 1,76 + 4,78 + 4,43 + 1,548 ).67,73 = 9,52 \text{ kN}$$

25 kolonu:

$$V_c = \frac{D}{\Sigma D} V_6 \quad V_c = 4,78 / ( 1,76 + 4,78 + 4,43 + 1,548 ).67,73 = 25,86 \text{ kN}$$

31 kolonu:

$$V_c = \frac{D}{\Sigma D} V_6 \quad V_c = 4,43 / ( 1,76 + 4,78 + 4,43 + 1,548 ).67,73 = 23,97 \text{ kN}$$

37 kolonu:

$$V_c = \frac{D}{\Sigma D} V_6 \quad V_c = 1,548 / ( 1,76 + 4,78 + 4,43 + 1,548 ).67,73 = 8,38 \text{ kN}$$

5. katta

20 kolonu:

$$V_c = \frac{D}{\Sigma D} V_5 \quad V_c = 1,755 / ( 1,75 + 4,78 + 6,72 + 1,548 ).136,87 = 16,23 \text{ kN}$$

26 kolonu:

$$V_c = \frac{D}{\Sigma D} V_5 \quad V_c = 4,78 / ( 1,755 + 4,78 + 6,72 + 1,548 ).136,87 = 44,19 \text{ kN}$$

32 kolonu:

$$V_c = \frac{D}{\Sigma D} V_5 \quad V_c = 6,721 / ( 1,755 + 4,78 + 6,721 + 1,548 ).136,87 = 62,14 \text{ kN}$$

38 kolonu:

$$V_c = \frac{D}{\Sigma D} V_5 \quad V_c = 1,548 / ( 1,755 + 4,78 + 6,721 + 1,548 ).136,87 = 14,31 \text{ kN}$$

4. katta

21 kolonu:

$$V_c = \frac{D}{\Sigma D} V_4 \quad V_c = 1,76 / ( 1,76 + 4,78 + 4,433 + 1,548 ).192,28 = 27,03 \text{ kN}$$

27 kolonu:

$$V_c = \frac{D}{\Sigma D} V_4 \quad V_c = 4,78 / ( 1,76 + 4,78 + 4,433 + 1,548 ).192,28 = 73,40 \text{ kN}$$



33 kolonu:

$$V_c = \frac{D}{\Sigma D} V_4 \quad V_c = 4,433 / (1,76 + 4,78 + 4,433 + 1,548) \cdot 192,28 = 68,08 \text{ kN}$$

39 kolonu:

$$V_c = \frac{D}{\Sigma D} V_4 \quad V_c = 1,548 / (1,76 + 4,78 + 4,433 + 1,548) \cdot 192,28 = 23,77 \text{ kN}$$

3. katta

22 kolonu:

$$V_c = \frac{D}{\Sigma D} V_3 \quad V_c = 1,76 / (1,76 + 4,776 + 4,433 + 1,548) \cdot 233,71 = 32,86 \text{ kN}$$

28 kolonu:

$$V_c = \frac{D}{\Sigma D} V_3 \quad V_c = 4,776 / (1,76 + 4,776 + 4,433 + 1,548) \cdot 233,71 = 89,17 \text{ kN}$$

34 kolonu:

$$V_c = \frac{D}{\Sigma D} V_3 \quad V_c = 4,433 / (1,76 + 4,776 + 4,433 + 1,548) \cdot 233,71 = 82,77 \text{ kN}$$

40 kolonu:

$$V_c = \frac{D}{\Sigma D} V_3 \quad V_c = 1,548 / (1,76 + 4,776 + 4,433 + 1,548) \cdot 233,71 = 28,90 \text{ kN}$$

2. katta

23 kolonu:

$$V_c = \frac{D}{\Sigma D} V_2 \quad V_c = 1,76 / (1,76 + 4,78 + 4,433 + 1,548) \cdot 261,42 = 36,75 \text{ kN}$$

29 kolonu:

$$V_c = \frac{D}{\Sigma D} V_2 \quad V_c = 4,78 / (1,76 + 4,78 + 4,433 + 1,548) \cdot 261,42 = 99,80 \text{ kN}$$

35 kolonu:

$$V_c = \frac{D}{\Sigma D} V_2 \quad V_c = 4,433 / (1,76 + 4,78 + 4,433 + 1,548) \cdot 261,42 = 92,49 \text{ kN}$$

41 kolonu:

$$V_c = \frac{D}{\Sigma D} V_2 \quad V_c = 1,548 / (1,76 + 4,78 + 4,433 + 1,548) \cdot 261,42 = 32,32 \text{ kN}$$

1. katta

24 kolonu:

$$V_c = \frac{D}{\Sigma D} V_1 \quad V_c = 2,444 / ( 2,444 + 10,754 + 10,468 + 2,286 ).275,14 = 25,91 \text{ kN}$$

30 kolonu:

$$V_c = \frac{D}{\Sigma D} V_1 \quad V_c = 10,75 / ( 2,444 + 10,754 + 10,468 + 2,286 ).275,14 = 113,97 \text{ kN}$$

36 kolonu:

$$V_c = \frac{D}{\Sigma D} V_1 \quad V_c = 10,468 / ( 2,444 + 10,754 + 10,468 + 2,286 ).275,14 = 111 \text{ kN}$$

42 kolonu:

$$V_c = \frac{D}{\Sigma D} V_1 \quad V_c = 2,286 / ( 2,444 + 10,75 + 10,468 + 2,286 ).275,14 = 24,24 \text{ kN}$$

➤ Kolon Uç Momentleri

$$M_{\bar{u}} = V_c \cdot (1-y) \cdot h \quad M_a = V_c \cdot y \cdot h$$

6. katta

19 kolonu:

$$M_{\bar{u}} = 9,52 \cdot (1-0,365) \cdot 3 \quad M_{\bar{u}} = 18,14 \text{ kNm}$$

$$M_a = 9,52 \cdot 0,365 \cdot 3 \quad M_a = 10,42 \text{ kNm}$$

25 kolonu:

$$M_{\bar{u}} = 25,86 \cdot (1-0,20) \cdot 3 \quad M_{\bar{u}} = 62,06 \text{ kNm}$$

$$M_a = 25,86 \cdot 0,20 \cdot 3 \quad M_a = 15,52 \text{ kNm}$$

31 kolonu:

$$M_{\bar{u}} = 23,97 \cdot (1-0,184) \cdot 3 \quad M_{\bar{u}} = 58,68 \text{ kNm}$$

$$M_a = 23,97 \cdot 0,184 \cdot 3 \quad M_a = 13,23 \text{ kNm}$$

37 kolonu:

$$M_{\bar{u}} = 8,38 \cdot (1-0,35) \cdot 3 \quad M_{\bar{u}} = 16,34 \text{ kNm}$$

$$M_a = 8,38 \cdot 0,35 \cdot 3 \quad M_a = 8,80 \text{ kNm}$$

5. katta

20 kolonu:

$$M_{\bar{u}} = 16,23 \cdot (1-0,45) \cdot 3 \quad M_{\bar{u}} = 26,78 \text{ kNm}$$

$$M_a = 16,23 \cdot 0,45 \cdot 3 \quad M_a = 21,91 \text{ kNm}$$

26 kolonu:

$$M_{\bar{u}} = 44,19 \cdot (1-0,35) \cdot 3 \quad M_{\bar{u}} = 86,17 \text{ kNm}$$

$$M_a = 44,19 \cdot 0,35 \cdot 3 \quad M_a = 46,40 \text{ kNm}$$

32 kolonu:

$$M_{\bar{u}} = 62,14 \cdot (1-0,40) \cdot 3 \quad M_{\bar{u}} = 111,85 \text{ kNm}$$

$$M_a = 62,14 \cdot 0,40 \cdot 3 \quad M_a = 74,57 \text{ kNm}$$

38 kolonu:

$$M_{\bar{u}} = 14,31 \cdot (1-0,45) \cdot 3 \quad M_{\bar{u}} = 23,61 \text{ kNm}$$

$$M_a = 14,31 \cdot 0,45 \cdot 3 \quad M_a = 19,32 \text{ kNm}$$

4. katta

21 kolonu:

$$M_{\bar{u}} = 27,03 \cdot (1-0,464) \cdot 3 \quad M_{\bar{u}} = 43,46 \text{ kNm}$$

$$M_a = 27,03 \cdot 0,464 \cdot 3 \quad M_a = 37,63 \text{ kNm}$$

27 kolonu:

$$M_{\bar{u}} = 73,40 \cdot (1-0,40) \cdot 3 \quad M_{\bar{u}} = 132,12 \text{ kNm}$$

$$M_a = 73,40 \cdot 0,40 \cdot 3 \quad M_a = 88,08 \text{ kNm}$$

33 kolonu:

$$M_{\bar{u}} = 68,08 \cdot (1-0,40) \cdot 3 \quad M_{\bar{u}} = 122,54 \text{ kNm}$$

$$M_a = 68,08 \cdot 0,40 \cdot 3 \quad M_a = 81,70 \text{ kNm}$$

39 kolonu:

$$M_{\bar{u}} = 23,77 \cdot (1-0,45) \cdot 3 \quad M_{\bar{u}} = 39,22 \text{ kNm}$$

$$M_a = 23,77 \cdot 0,45 \cdot 3 \quad M_a = 32,09 \text{ kNm}$$

3. katta

22 kolonu:

$$M_{\bar{u}} = 32,86 \cdot (1-0,50) \cdot 3 \quad M_{\bar{u}} = 49,29 \text{ kNm}$$

$$M_a = 32,86 \cdot 0,50 \cdot 3 \quad M_a = 49,29 \text{ kNm}$$

28 kolonu:

$$M_{\bar{u}} = 89,17 \cdot (1-0,45) \cdot 3 \quad M_{\bar{u}} = 147,13 \text{ kNm}$$

$$M_a = 89,17 \cdot 0,45 \cdot 3 \quad M_a = 120,38 \text{ kNm}$$

34 kolonu:

$$M_{\bar{u}} = 82,77 \cdot (1-0,45) \cdot 3 \quad M_{\bar{u}} = 136,57 \text{ kNm}$$

$$M_a = 82,77 \cdot 0,45 \cdot 3 \quad M_a = 111,74 \text{ kNm}$$

40 kolonu:

$$M_{\bar{u}} = 28,90 \cdot (1-0,50) \cdot 3 \quad M_{\bar{u}} = 43,35 \text{ kNm}$$

$$M_a = 28,90 \cdot 0,50 \cdot 3 \quad M_a = 43,35 \text{ kNm}$$

2. katta

23 kolonu:

$$M_{\bar{u}} = 36,75 \cdot (1 - 0,50) \cdot 3 \quad M_{\bar{u}} = 55,13 \text{ kNm}$$

$$M_a = 36,75 \cdot 0,50 \cdot 3 \quad M_a = 55,13 \text{ kNm}$$

29 kolonu:

$$M_{\bar{u}} = 99,80 \cdot (1 - 0,55) \cdot 3 \quad M_{\bar{u}} = 134,73 \text{ kNm}$$

$$M_a = 99,80 \cdot 0,55 \cdot 3 \quad M_a = 164,67 \text{ kNm}$$

35 kolonu:

$$M_{\bar{u}} = 92,49 \cdot (1 - 0,55) \cdot 3 \quad M_{\bar{u}} = 124,86 \text{ kNm}$$

$$M_a = 92,49 \cdot 0,55 \cdot 3 \quad M_a = 152,61 \text{ kNm}$$

41 kolonu:

$$M_{\bar{u}} = 32,32 \cdot (1 - 0,50) \cdot 3 \quad M_{\bar{u}} = 48,48 \text{ kNm}$$

$$M_a = 32,32 \cdot 0,50 \cdot 3 \quad M_a = 48,48 \text{ kNm}$$

1. katta

24 kolonu:

$$M_{\bar{u}} = 25,91 \cdot (1 - 0,64) \cdot 3 \quad M_{\bar{u}} = 27,98 \text{ kNm}$$

$$M_a = 25,91 \cdot 0,64 \cdot 3 \quad M_a = 49,75 \text{ kNm}$$

30 kolonu.

$$M_{\bar{u}} = 113,97 \cdot (1 - 0,80) \cdot 3 \quad M_{\bar{u}} = 68,38 \text{ kNm}$$

$$M_a = 113,97 \cdot 0,80 \cdot 3 \quad M_a = 273,53 \text{ kNm}$$

36 kolonu:

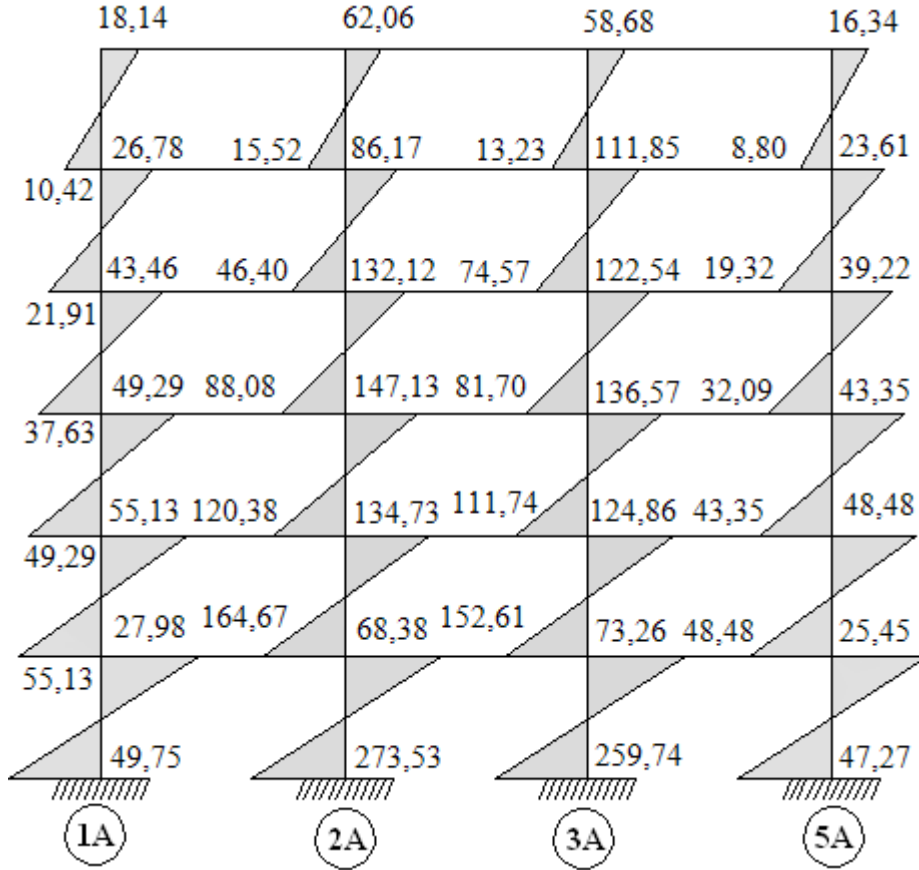
$$M_{\bar{u}} = 111 \cdot (1 - 0,78) \cdot 3 \quad M_{\bar{u}} = 73,26 \text{ kNm}$$

$$M_a = 111 \cdot 0,78 \cdot 3 \quad M_a = 259,74 \text{ kNm}$$

42 kolonu:

$$M_{\bar{u}} = 24,24 \cdot (1 - 0,65) \cdot 3 \quad M_{\bar{u}} = 25,45 \text{ kNm}$$

$$M_a = 24,24 \cdot 0,65 \cdot 3 \quad M_a = 47,27 \text{ kNm}$$



Şekil 2.26. Kolon moment diyagramı

Çizelge 2.17. Kolon kesme kuvvetleri ve kolon uç momentleri

Kat	$V_{kat}$ (kN)	Kolon	$\sum D_i$	$D_i$	$y_0$	$V_i$ (kN)	$M_{alt}$	$M_{üst}$
6. kat	67,73	19	12,52	1,76	0,365	9,52	10,42	18,14
		25		4,78	0,200	25,86	15,52	62,06
		31		4,43	0,184	23,97	13,23	58,68
		37		1,55	0,350	8,38	8,80	16,34
5. kat	136,87	20	14,81	1,76	0,45	16,23	21,91	26,78
		26		4,78	0,35	44,19	46,40	86,17
		32		6,72	0,40	62,14	74,57	111,85
		38		1,55	0,45	14,31	19,32	23,61
4. kat	192,28	21	12,52	1,76	0,46	27,03	37,63	43,46
		27		4,78	0,40	73,40	88,08	132,12
		33		4,43	0,40	68,08	81,70	122,54
		39		1,55	0,45	23,77	32,09	39,22
3. kat	233,71	22	12,52	1,76	0,50	32,86	49,29	49,29
		28		4,78	0,45	89,17	120,38	147,13
		34		4,43	0,45	82,77	111,74	136,57
		40		1,55	0,50	28,90	43,35	43,35

Çizelge 2.17'nin devamı

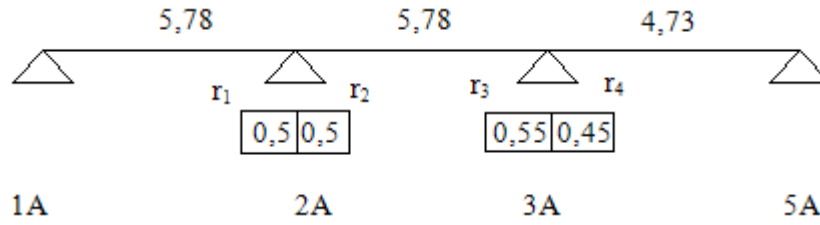
2. kat	261,42	23	12,52	1,76	0,50	36,75	55,13	55,13
		29		4,78	0,55	99,80	164,67	134,73
		35		4,43	0,55	92,49	152,61	124,86
		41		1,55	0,50	32,32	48,48	48,48
1. kat	275,14	24	25,95	2,44	0,64	25,91	49,75	27,98
		30		10,75	0,80	113,97	273,53	68,38
		36		10,47	0,78	111,00	259,74	73,26
		42		2,29	0,65	24,24	47,27	25,45

➤ Kiriş Uç Momentleri

M herhangi bir düğüm noktasındaki kolon uç momentlerinin toplamını,  $M_i$  ve  $M_j$  bu kolona sağından ve solundan birleşen kirişlerin uç momentlerini göstermek üzere kiriş uç momentleri;

$$M_i = r_i \cdot M \text{ ve } M_j = M - M_i \quad (2.4)$$

bağıntısı ile belirlenir.

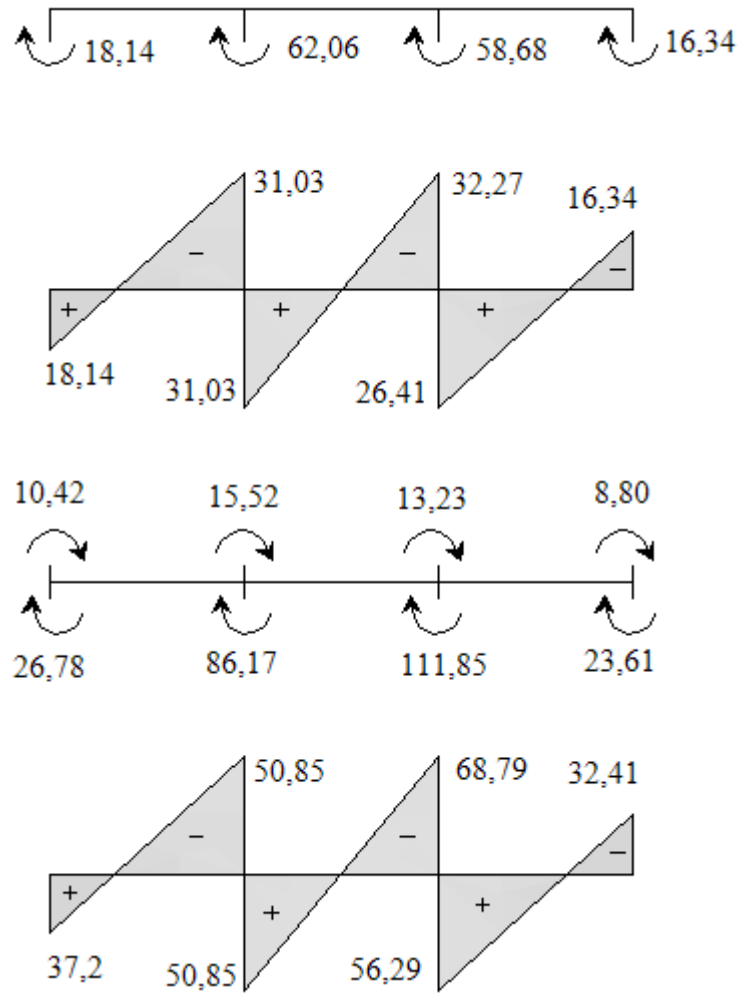


Şekil 2.27. Kiriş uç momentlerinin belirlenmesi

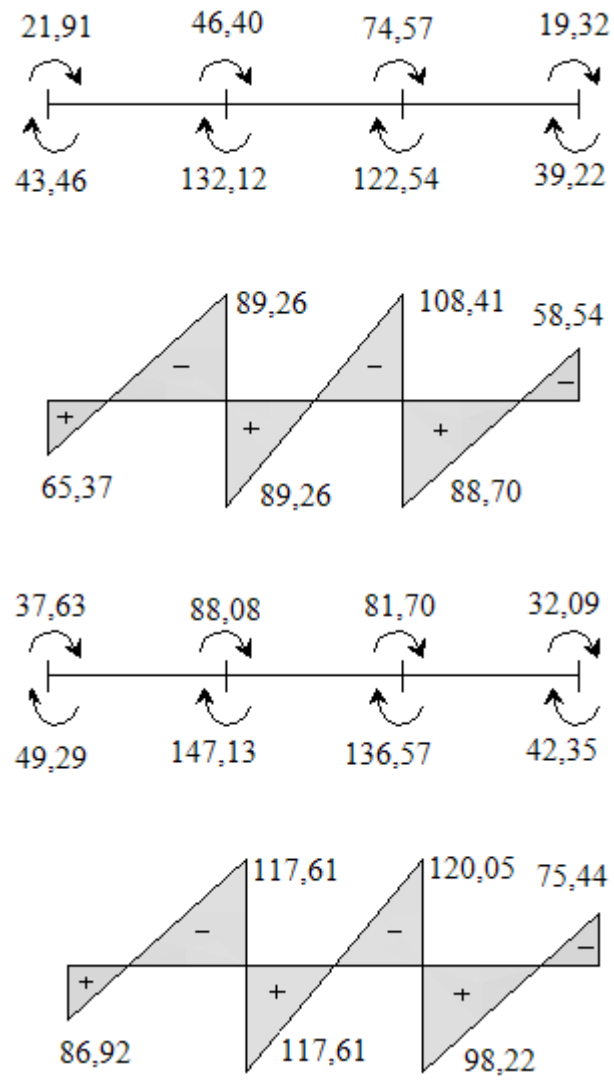
$$r_1 = r_2 = 5,78 / (2 \cdot 5,78) = 0,5$$

$$r_3 = 5,78 / (5,78 + 4,73) = 0,55$$

$$r_4 = 4,73 / (4,73 + 5,78) = 0,45$$

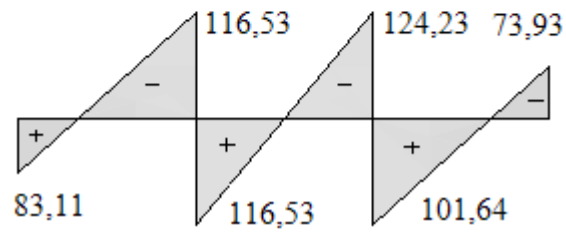
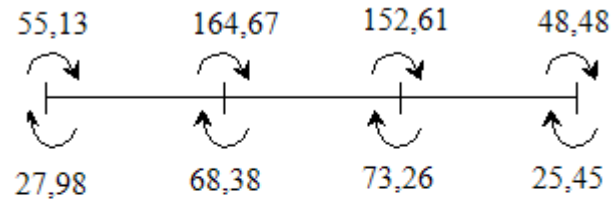
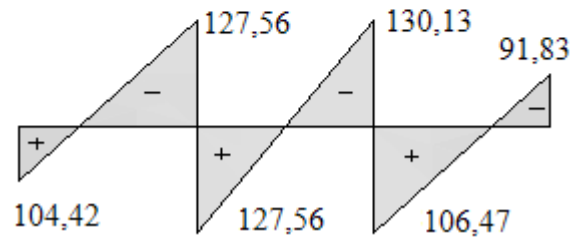
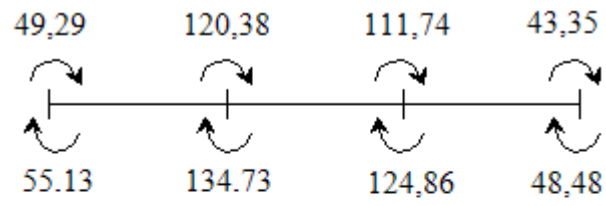


Şekil 2.28. 5. ve 6. kat kiriş moment diyagramı

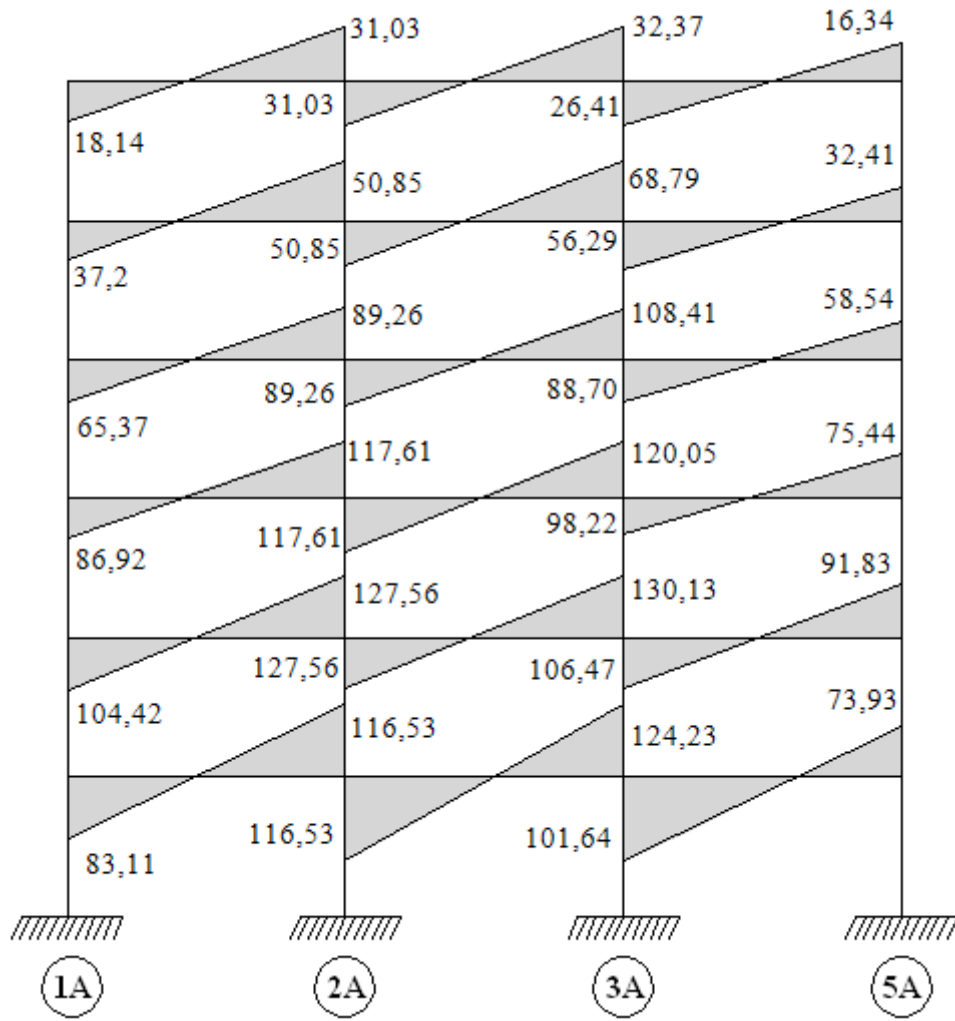


Şekil 2.29. 3. ve 4. kat kiriş moment diyagramı



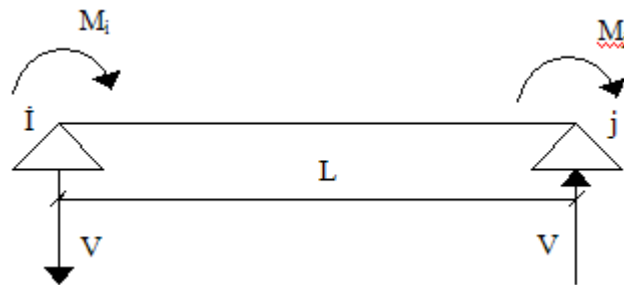


Şekil 2.30. 1. ve 2. kat kiriş moment diyagramı



Şekil 2.31. A-A aksı kiriş moment diyagramı

➤ Kiriş Kesme Kuvvetleri



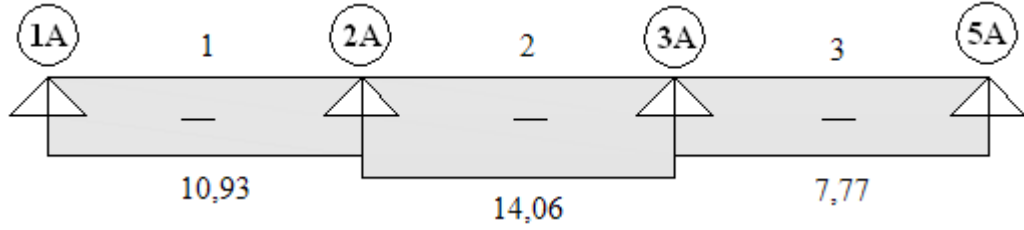
Şekil 2.32. Kiriş kesme kuvvetlerinin belirlenmesi

Kiriş kesme kuvvetleri  $V = (M_i + M_j) / L$  bağıntısı ile hesaplanır.

$$1 \text{ kirişinde: } V_1 = (18,14 + 31,03) / 4,5 = 10,93 \text{ kN}$$

$$2 \text{ kirişinde: } V_2 = (31,03 + 32,27) / 4,5 = 14,06 \text{ kN}$$

$$3 \text{ kirişinde: } V_3 = (26,41 + 16,34) / 5,5 = 7,77 \text{ kN}$$

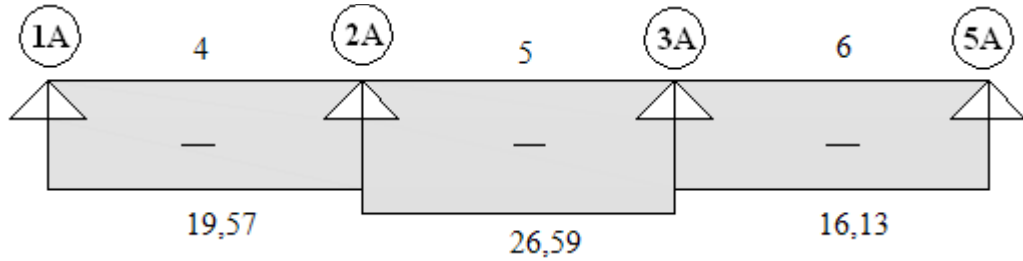


Şekil 2.33. 6. Kat kesme kuvveti diyagramı

$$4 \text{ kirişinde: } V_4 = (37,20 + 50,85) / 4,5 = 19,57 \text{ kN}$$

$$5 \text{ kirişinde: } V_5 = (50,85 + 68,79) / 4,5 = 26,59 \text{ kN}$$

$$6 \text{ kirişinde: } V_6 = (56,29 + 32,41) / 5,5 = 16,13 \text{ kN}$$

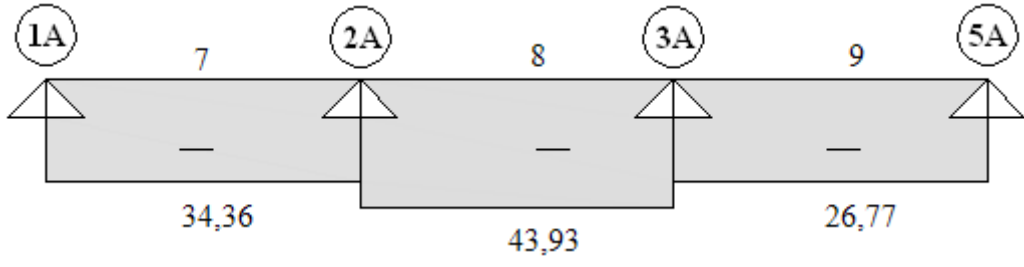


Şekil 2.34. 5. kat kesme kuvveti diyagramı

$$7 \text{ kirişinde: } V_7 = (65,37 + 89,26) / 4,5 = 34,36 \text{ kN}$$

$$8 \text{ kirişinde: } V_8 = (89,26 + 108,41) / 4,5 = 43,93 \text{ kN}$$

$$9 \text{ kirişinde: } V_9 = (88,7 + 58,54) / 5,5 = 26,77 \text{ kN}$$

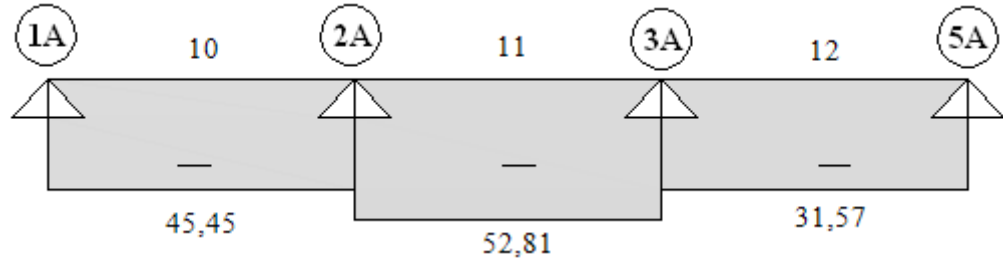


Şekil 2.35. 4. kat kesme kuvveti diyagramı

$$10 \text{ kirişinde: } V_{10} = (86,92 + 117,61) / 4,5 = 45,45 \text{ kN}$$

$$11 \text{ kirişinde: } V_{11} = (117,61 + 120,05) / 4,5 = 52,81 \text{ kN}$$

$$12 \text{ kirişinde: } V_{12} = (98,22 + 75,44) / 5,5 = 31,57 \text{ kN}$$

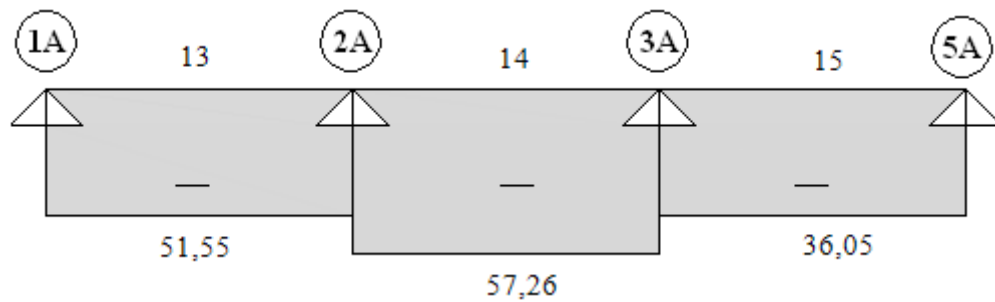


Şekil 2.36. 3. kat kesme kuvveti diyagramı

$$13 \text{ kirişinde: } V_{13} = (104,42 + 127,56) / 4,5 = 51,55 \text{ kN}$$

$$14 \text{ kirişinde: } V_{14} = (127,56 + 130,13) / 4,5 = 57,26 \text{ kN}$$

$$15 \text{ kirişinde: } V_{15} = (106,47 + 91,83) / 5,5 = 36,05 \text{ kN}$$

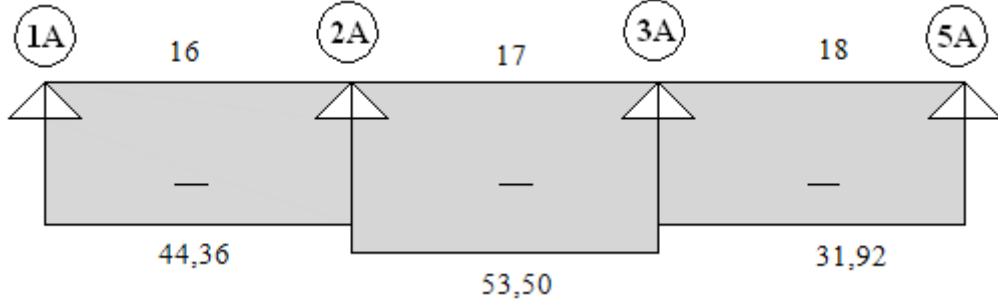


Şekil 2.37. 2. kat kesme kuvveti diyagramı

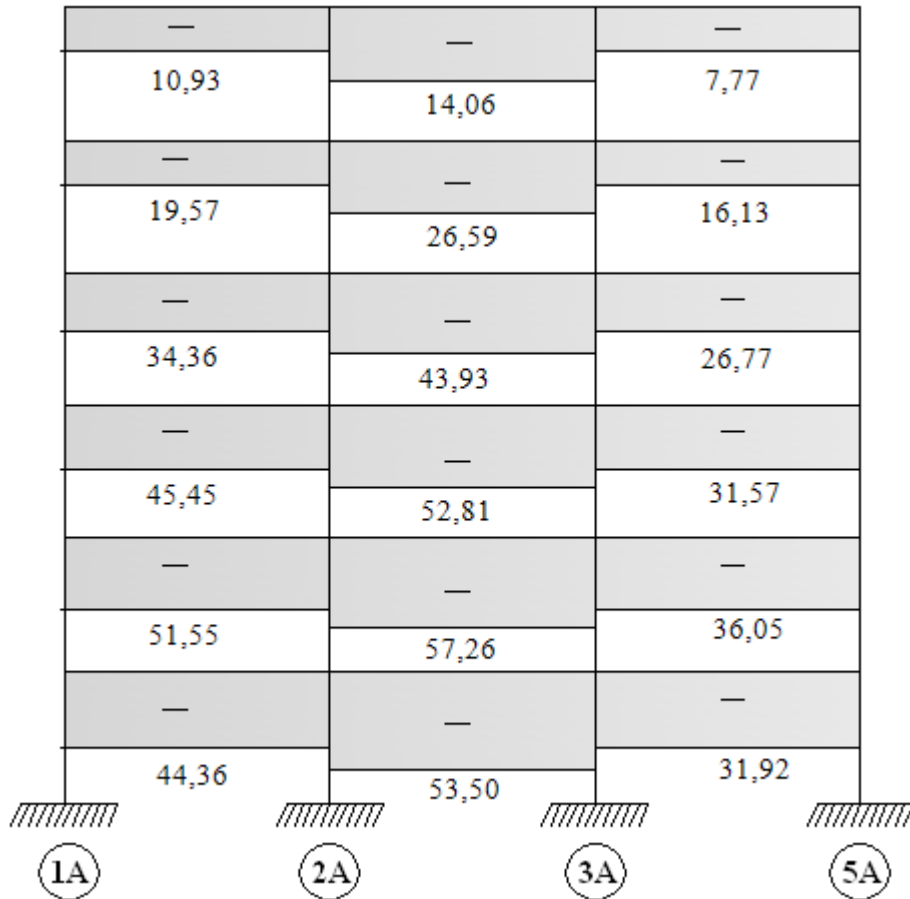
16 kirişinde:  $V_{16} = (83,11 + 116,53) / 4,5 = 44,36$  kN

17 kirişinde:  $V_{17} = (116,53 + 124,23) / 4,5 = 53,50$  kN

18 kirişinde:  $V_{18} = (101,64 + 73,93) / 5,5 = 31,92$  kN

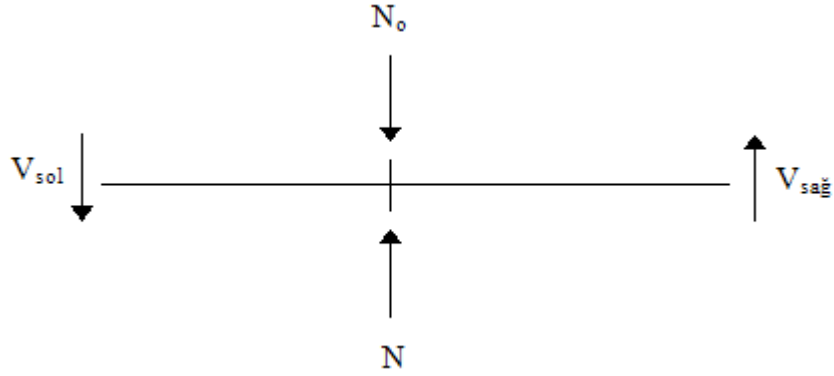


Şekil 2.38. 1. kat kesme kuvveti diyagramı



Şekil 2.39. A-A aksı kiriş kesme kuvveti diyagramı

➤ Kolon Normal Kuvvetleri



Şekil 2.40. Kolon normal kuvvetlerinin belirlenmesi

$$N = N_o + V_{sol} + V_{sağ}$$

1A aksı kolonlarında:

$$N_{19} = 0 + 0 - 10,93 = -10,93 \text{ kN}$$

$$N_{20} = -10,93 + 0 - 19,57 = -30,05 \text{ kN}$$

$$N_{21} = -30,5 + 0 - 34,36 = -64,86 \text{ kN}$$

$$N_{22} = -64,86 + 0 - 45,45 = -110,31 \text{ kN}$$

$$N_{23} = -110,31 + 0 - 51,55 = -161,86 \text{ kN}$$

$$N_{24} = -161,86 + 0 - 44,36 = -206,22 \text{ kN}$$

3A aksı kolonlarında:

$$N_{31} = 6,29 \text{ kN}$$

$$N_{32} = 16,75 \text{ kN}$$

$$N_{33} = 87,45 \text{ kN}$$

$$N_{34} = 108,69 \text{ kN}$$

$$N_{35} = 129,9 \text{ kN}$$

$$N_{36} = 151,48 \text{ kN}$$

2A aksı kolonlarında:

$$N_{25} = -3,13 \text{ kN}$$

$$N_{26} = -10,15 \text{ kN}$$

$$N_{27} = -19,72 \text{ kN}$$

$$N_{28} = -27,08 \text{ kN}$$

$$N_{29} = -32,79 \text{ kN}$$

$$N_{30} = -41,93 \text{ kN}$$

5A aksı kolonlarında:

$$N_{37} = 7,77 \text{ kN}$$

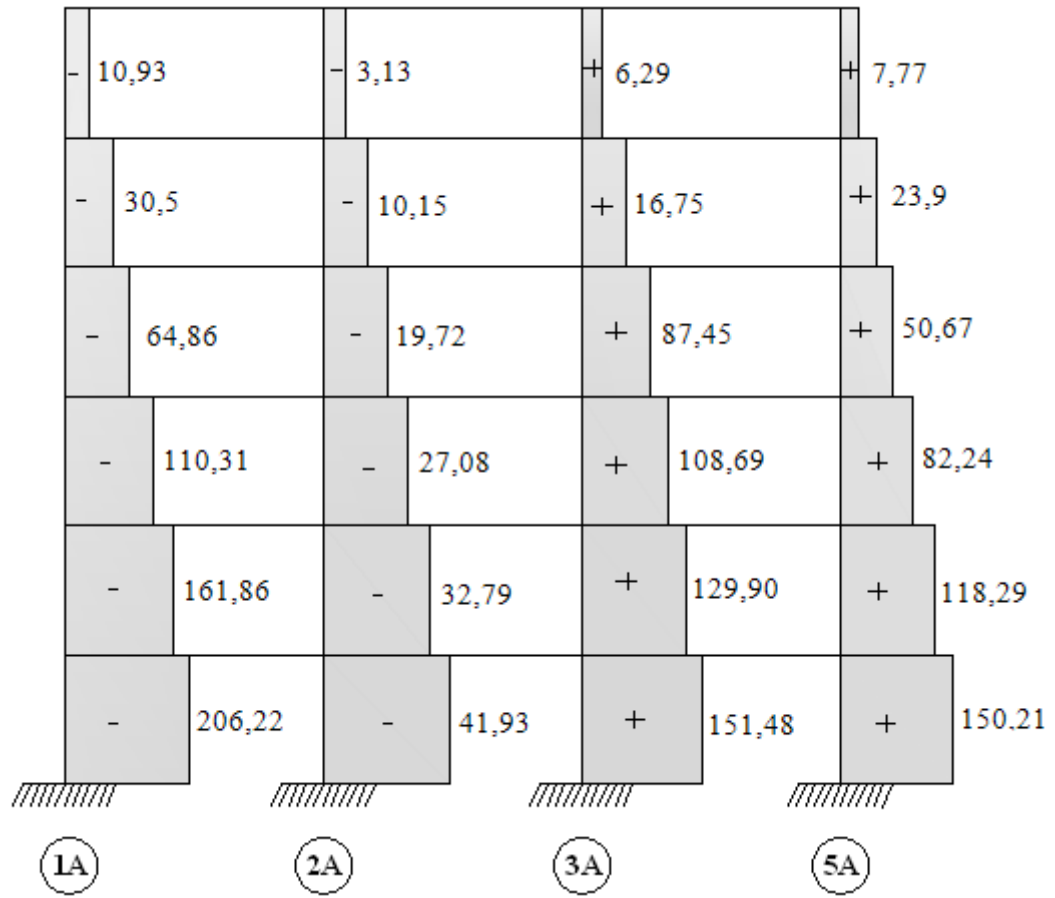
$$N_{38} = 23,99 \text{ kN}$$

$$N_{39} = 50,67 \text{ kN}$$

$$N_{40} = 82,24 \text{ kN}$$

$$N_{41} = 118,29 \text{ kN}$$

$$N_{42} = 150,21 \text{ kN}$$



Şekil 2.41. Kolon normal kuvvet diyagramı

## 2.7. Yapısal Düzensizliklerin Denetimi

### 2.7.1. A Türü Düzensizlikler

#### 2.7.1.1. A1 Burulma Düzensizliği Denetimi

Çizelge 2.18 ve 2.19 da x ve y doğrultularına ait A1 burulma düzensizliği kontrolü gösterilmektedir.

Çizelge 2.18. x doğrultusunda A1 burulma düzensizliği kontrolü

	$d_i$ min(m)	$d_i$ maks (m)	$(\Delta_i)_{min}$	$(\Delta_i)_{maks}$	$(\Delta_i)_{ort}$	$\eta_{bi}$
6	0,01710	0,02289	0,00146	0,00190	0,00168	1,13
5	0,01564	0,02098	0,00239	0,00317	0,00278	1,14
4	0,01325	0,01781	0,00324	0,00434	0,00379	1,15
3	0,01001	0,01347	0,00384	0,00514	0,00449	1,14
2	0,00617	0,00833	0,00387	0,00521	0,00454	1,15
1	0,00230	0,00312	0,00230	0,00312	0,00271	1,15

Tablo 2.19. y doğrultusunda A1 burulma düzensizliği kontrolü

	$d_i$ min(m)	$d_i$ maks (m)	$(\Delta_i)_{min}$	$(\Delta_i)_{maks}$	$(\Delta_i)_{ort}$	$\eta_{bi}$
6	0,01687	0,02014	0,0015	0,0017	0,0016	1,06
5	0,01542	0,01849	0,0024	0,0028	0,0026	1,08
4	0,01306	0,01572	0,0032	0,0038	0,0035	1,09
3	0,00987	0,01196	0,0037	0,0045	0,0041	1,10
2	0,00613	0,00750	0,0038	0,0046	0,0042	1,10
1	0,00233	0,00290	0,0023	0,0029	0,0026	1,12

Binada her iki doğrultuda da  $\eta_{bi}$  katsayısı 1,20 değerini aşmadığından A1 düzensizliği bulunmamaktadır.



### 2.7.1.2. A2 Döşeme Süreksizliği Denetimi

Çizelge 2.20 de A2 döşeme süreksizliği kontrolü gösterilmektedir.

Çizelge 2.20. A2 Döşeme süreksizliği kontrolü

Kat	Kat Alanı (m <sup>2</sup> )	Boşluk Alanı (m <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> /A <sub>b</sub>	Kontrol
6	195,75	13,05	0,07	0,07 < 0,33 ✓
5	195,75	13,05	0,07	0,07 < 0,33 ✓
4	195,75	13,05	0,07	0,07 < 0,33 ✓
3	195,75	13,05	0,07	0,07 < 0,33 ✓
2	195,75	13,05	0,07	0,07 < 0,33 ✓
1	195,75	13,05	0,07	0,07 < 0,33 ✓

Binada A2 döşeme süreksizliği bulunmamaktadır.

### 2.7.1.3. A3 Planda Çıkıntı Durumunun Denetimi

Bina kat planlarında çıkıntı yapan kısımların birbirine dik iki doğrultudaki boyutlarının her ikisinin de, binanın o katının aynı doğrultudaki toplam plan boyutlarının %20'sinden daha büyük olması durumu bulunmamaktadır.

## 2.7.2. B Türü Düzensizlikler

### 2.7.2.1. B1 Komşu Katlar Arası Dayanım Düzensizliği Denetimi

Çizelge 2.21 ve Çizelge 2.22 de x ve y doğrultularına ait B1 düzensizliği kontrolü gösterilmektedir.

Çizelge 2.21. x doğrultusunda B1 düzensizliği

	A-Kolon (m <sup>2</sup> )	A-Perde (m <sup>2</sup> )	A-Duvar (m <sup>2</sup> )	Etkili Kesme Alanı (m <sup>2</sup> )	$\eta_{ci}$
Kat	$\sum A_w$	$\sum A_g$	$\sum A_k$	$\sum A_e = \sum A_w + \sum A_g + 0,15 \sum A_k$	$(\sum A_e) / (\sum A_e)_{i+1}$
6	3,84	0,00	10,287	6,89	
5	3,84	0,00	10,287	6,89	1,0
4	3,84	0,00	10,287	6,89	1,0
3	3,84	0,00	10,287	6,89	1,0
2	3,84	0,00	10,287	6,89	1,0
1	3,84	0,00	10,287	6,89	1,0

Çizelge 2.22. y doğrultusunda B1 düzensizliği

	A-Kolon (m <sup>2</sup> )	A-Perde (m <sup>2</sup> )	A-Duvar (m <sup>2</sup> )	Etkili Kesme Alanı (m <sup>2</sup> )	$\eta_{ci}$
Kat	$\sum A_w$	$\sum A_g$	$\sum A_k$	$\sum A_e = \sum A_w + \sum A_g + 0,15 \sum A_k$	$(\sum A_e) / (\sum A_e)_{i+1}$
6	3,84	0,00	10,03	5,38	
5	3,84	0,00	10,03	5,38	1,0
4	3,84	0,00	10,03	5,38	1,0
3	3,84	0,00	10,03	5,38	1,0
2	3,84	0,00	10,03	5,38	1,0
1	3,84	0,00	10,03	5,38	1,0

Binada her iki doğrultuda da  $\eta_{ci}$  katsayısı 0,80 değerinin altına düşmediğinden binada B1 düzensizliği bulunmamaktadır.

### 2.7.2.2. B2 Komşu Katlar Arası Rijitlik Düzensizliğinin Denetimi

Çizelge 2.23. x doğrultusunda B2 düzensizliği

	$h_i$ (m)	$d_i$ (m)	$\Delta_i$	$(\Delta_i / h_i)_{ort}$	$\eta_{ki}$ $(\Delta_i / h_i)_{ort} / (\Delta_{i+1} / h_{i+1})_{ort}$
6	3	0,0200	0,0017	0,00057	-
5	3	0,0183	0,0027	0,00090	1,5789
4	3	0,0156	0,0038	0,00127	1,4111
3	3	0,0118	0,0045	0,00150	1,1811
2	3	0,0073	0,0046	0,00153	1,0200
1	3	0,0027	0,0027	0,0009	0,5882

Çizelge 2.24. y doğrultusunda B2 düzensizliği

	$h_i$ (m)	$d_i$ (m)	$\Delta_i$	$(\Delta_i/h_i)_{ort}$	$\eta_{ki}$ $(\Delta_i/h_i)_{ort}/(\Delta_{i+1}/h_{i+1})_{ort}$
6	3	0,0188	0,0016	0,00053	-
5	3	0,0172	0,0027	0,00090	1,6981
4	3	0,0145	0,0035	0,00117	1,3000
3	3	0,0110	0,0041	0,00137	1,1709
2	3	0,0069	0,0043	0,00140	1,0219
1	3	0,0026	0,0026	0,00087	0,6214

Binada her iki doğrultuda da  $\eta_{ki}$  katsayısı 2,0 değerinin altında kaldığından binada B2 düzensizliği bulunmamaktadır.

### 2.7.2.3. B3 Taşıyıcı Sistemin Düşey Eleman Süreksizliğinin Denetimi

Taşıyıcı sistemin düşey elemanlarının (kolon veya perdelerin) bazı katlarda kaldırılarak kirişlerin veya guseli kolonların üstüne veya ucuna oturtulması ya da üst kattaki perdelerin altta kolonlara oturtulması durumu bulunmamaktadır.

### 2.7.3. Bağlı Kat Ötelenmelerinin Kontrolü

Çizelge 2.25. x doğrultusunda görel kat ötelenmesi

Kat	$h_i$ (m)	$d_{imaks}$ (m)	$(\Delta_i)_{maks}$ (m)	$(\delta_i)_{maks} = R. \Delta_i$ (m)	$(\delta_i)_{maks}/h_i$
6	3	0,02289	0,00190	0,0076	0,0025
5	3	0,2098	0,00317	0,0127	0,0042
4	3	0,01781	0,00434	0,0174	0,0058
3	3	0,01347	0,00514	0,0206	0,0069
2	3	0,00833	0,00521	0,0208	0,0070
1	3	0,00312	0,00312	0,0125	0,0042

Çizelge 2.26. y doğrultusunda görelî kat ötelenmesi

Kat	$h_i$ (m)	$d_{\text{maks}}$ (m)	$(\Delta_i)_{\text{maks}}$ (m)	$(\delta_i)_{\text{maks}} = R \cdot \Delta_i$ (m)	$(\delta_i)_{\text{maks}} / h_i$
6	3	0,02014	0,00170	0,0068	0,0023
5	3	0,01849	0,00278	0,0111	0,0037
4	3	0,01572	0,00380	0,0152	0,0051
3	3	0,01196	0,00450	0,0180	0,0060
2	3	0,00750	0,00460	0,0184	0,0061
1	3	0,00290	0,00290	0,0116	0,0039

Hesaplanan görelî kat ötelenmeleri  $(\delta_i)_{\text{maks}} / h_i < 0,02$  koşulunu sağlamaktadır.

## 2.8. Kirişlerin Betonarme Hesabı

Bu bölümde zemin kat A-A aksı çerçeve kirişlerinin betonarme hesapları verilmiştir.

### 2.8.1. Tasarım Eğilme Momentleri

#### ➤ Açıklıklarda

K 116 kirişi

$$M_{d1} = 1,4G + 1,6Q$$

$$M_{d1} = 33,82 \text{ kNm}$$

$$M_{d2} = G + Q + E$$

$$M_{d2} = 22,55 + 16,84 = 39,39 \text{ kNm}$$

$$M_{d3} = G + Q - E$$

$$M_{d3} = 22,55 - 16,84 = 5,71 \text{ kNm}$$

K 117 kirişi

$$M_{d1} = 1,4G + 1,6Q$$

$$M_{d1} = 28,39 \text{ kNm}$$

$$M_{d2} = G + Q + E$$

$$M_{d2} = 18,93 + 3,75 = 22,68 \text{ kNm}$$

$$M_{d3} = G + Q - E$$

$$M_{d3} = 18,93 - 3,75 = 15,18 \text{ kNm}$$

K 118 kirişi

$$M_{d1} = 1,4G + 1,6Q$$

$$M_{d1} = 54,60 \text{ kNm}$$

$$M_{d2} = G + Q + E$$

$$M_{d2} = 36,4 + 13,74 = 50,14 \text{ kNm}$$

$$M_{d3} = G + Q - E$$

$$M_{d3} = 36,4 - 13,74 = 22,66 \text{ kNm}$$

#### ➤ Mesnetlerde

1A Mesneti

$$M_{d1} = 1,4G + 1,6Q$$

$$M_{d1} = 77,55 \text{ kNm}$$

$$M_{d2} = G + Q + E \quad M_{d2} = 51,7 + 83,11 = 134,81 \text{ kNm}$$

$$M_{d3} = G + Q - E \quad M_{d3} = 51,7 - 83,11 = -31,41 \text{ kNm}$$

## 2A Mesneti

$$M_{d1} = 1,4G + 1,6Q \quad M_{d1} = 65,28 \text{ kNm}$$

$$M_{d2} = G + Q + E \quad M_{d2} = 43,52 + 116,53 = 160,05 \text{ kNm}$$

$$M_{d3} = G + Q - E \quad M_{d3} = 43,52 - 116,53 = -73,01 \text{ kNm}$$

## 3A Mesneti

$$M_{d1} = 1,4G + 1,6Q \quad M_{d1} = 102,58 \text{ kNm}$$

$$M_{d2} = G + Q + E \quad M_{d2} = 68,39 + 124,23 = 192,62 \text{ kNm}$$

$$M_{d3} = G + Q - E \quad M_{d3} = 68,39 - 124,23 = -55,84 \text{ kNm}$$

## 5A Mesneti

$$M_{d1} = 1,4G + 1,6Q \quad M_{d1} = 60,25 \text{ kNm}$$

$$M_{d2} = G + Q + E \quad M_{d2} = 40,17 + 73,93 = 114,1 \text{ kNm}$$

$$M_{d3} = G + Q - E \quad M_{d3} = 40,17 - 73,93 = -33,76 \text{ kNm}$$

### 2.8.2. Tasarım Kesme Kuvvetleri

➤ Temel Yük Kombinasyonuna Göre

## K 116 kirişi

$$V_{sol} = 1,4G + 1,6Q \quad V_{sol} = 71,19 \text{ kN}$$

$$V_{sağ} = 1,4G + 1,6Q \quad V_{sağ} = 76,63 \text{ kN}$$

## K 117 kirişi

$$V_{sol} = 1,4G + 1,6Q \quad V_{sol} = 74,92 \text{ kN}$$

$$V_{sağ} = 1,4G + 1,6Q \quad V_{sağ} = 72,91 \text{ kN}$$

## K 118 kirişi

$$V_{sol} = 1,4G + 1,6Q \quad V_{sol} = 91,02 \text{ kN}$$

$$V_{sağ} = 1,4G + 1,6Q \quad V_{sağ} = 106,42 \text{ kN}$$

➤ Deprem Yükü Kombinasyonuna Göre

## K 116 kirişi

$$V_{sol} = G + Q + E \quad V_{sol} = 47,46 + 44,36 \quad V_{sol} = 91,82 \text{ kN}$$

$$V_{sağ} = G + Q + E \quad V_{sağ} = 51,09 + 44,36 \quad V_{sağ} = 95,45 \text{ kN}$$

## K 117 kirişi

$$V_{sol} = G + Q + E \quad V_{sol} = 49,95 + 53,50 = 103,45 \text{ kN}$$

$$V_{\text{sağ}} = G + Q + E$$

$$V_{\text{sağ}} = 48,61 + 53,50 = 102,11 \text{ kN}$$

K 118 kirişi

$$V_{\text{sol}} = G + Q + E$$

$$V_{\text{sol}} = 60,68 + 31,92 \quad V_{\text{sol}} = 92,6 \text{ kN}$$

$$V_{\text{sağ}} = G + Q + E$$

$$V_{\text{sağ}} = 70,95 + 31,92 \quad V_{\text{sağ}} = 102,87 \text{ kN}$$

Hesaplarda tasarım kesme kuvvetinin ve tasarım eğilme momentinin en büyük olduğu yük birleşimleri kullanılmaktadır.

### 2.8.3. Açıklık Donatılarının Belirlenmesi

➤ K 116 kirişi

Boyutları  $h_f \cdot b$  olan dikdörtgen kısmın taşıma gücü momenti ( $M_r$ ):

$$M_r = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h_f \cdot (d - h_f / 2)$$

$$M_r = 0,85 \cdot 13,33 \cdot 610 \cdot 150 \cdot (460 - 150 / 2)$$

$$M_r = 399,15 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$M_r = 399,15 \text{ kNm}$$

Basınç bloğunun şeklinin belirlenmesi

$M_r = 399,15 \text{ kNm} > M_d = 39,39 \text{ kNm}$  olduğundan basınç bloğu dikdörtgendir.

$$\rho = 0,85 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_d / bd^2}{0,85 \cdot f_{cd}}} \right] \quad \rho = 0,85 \cdot \frac{13,33}{365} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 39,39 \cdot 10^6 / (610 \cdot 460^2)}{0,85 \cdot 13,33}} \right]$$

Çekme donatısı oranı:

$$\rho = 0,00085$$

Çekme donatısı alanı:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$A_s = 0,00085 \cdot 610 \cdot 460$$

$$A_s = 238,51 \text{ mm}^2$$

Donatı çapı 12 mm seçilirse  $238,51 / (\pi \cdot 12^2 / 4) = 2,11$  adet donatıya gerek duyulmaktadır.

Yerleştirilen çekme donatısı:

$$3 \text{ } \emptyset 12 (A_s = 339,29 \text{ mm}^2)$$

$$\rho = \frac{339,29}{250 \cdot 460}$$

$$\rho = 0,003$$

$$\rho_{\min} = 0,8 \cdot \frac{f_{ctd}}{f_{yd}}$$

$$\rho_{\min} = 0,8 \cdot \frac{1,00}{365}$$

$$\rho_{\min} = 0,0022$$

$$\rho \geq \rho_{\min} \checkmark$$

Dengeli donatı oranı:

$$\rho_b = 0,85 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \left[ k_1 \cdot \frac{600}{600 + f_{yd}} + \left( \frac{b}{b_w} - 1 \right) \cdot \left( \frac{h}{h_d} \right) \right]$$

$$\rho_b = 0,85 \cdot \frac{13,33}{365} \cdot \left[ 0,85 \cdot \frac{600}{600 + 365} + \left( \frac{610}{250} - 1 \right) \cdot \left( \frac{150}{460} \right) \right] \quad \rho_b = 0,031$$

$$\rho \leq \begin{cases} 0,85\rho_b \\ 0,02 \\ 0,235 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \end{cases} \quad \rho = 0,003 < \begin{cases} 0,85 \cdot 0,031 = 0,026 \\ 0,02 \\ 0,235 \cdot \frac{13,33}{365} = 0,008 \end{cases}$$

➤ K 117 kirişi

Boyutları  $h_f, b$  olan dikdörtgen kısmın taşıma gücü momenti ( $M_r$ ):

$$M_r = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h_f \cdot (d - h_f / 2) \quad M_r = 0,85 \cdot 13,33 \cdot 610 \cdot 150 \cdot (460 - 150 / 2)$$

$$M_r = 399,15 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \quad M_r = 399,15 \text{ kNm}$$

Basınç bloğunun şeklinin belirlenmesi

$$M_r = 399,15 \text{ kNm} > M_d = 28,39 \text{ kNm} \quad \text{olduğundan basınç bloğu dikdörtgendir.}$$

Çekme donatısı oranı:

$$\rho = 0,85 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_d / bd^2}{0,85 \cdot f_{cd}}} \right] \quad \rho = 0,85 \cdot \frac{13,33}{365} \cdot \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 28,39 \cdot 10^6 / (610 \cdot 460^2)}{0,85 \cdot 13,33}} \right]$$

$$\rho = 0,0006$$

Çekme donatısı alanı:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d \quad A_s = 0,0006 \cdot 610 \cdot 460 \quad A_s = 168,36 \text{ mm}^2$$

Donatı çapı 12 mm seçilirse  $168,36 / (\pi \cdot 12^2 / 4) = 1,48$  adet donatıya gerek duyulmaktadır.

Yerleştirilen çekme donatısı:

$$3 \text{ } \emptyset 12 (A_s = 339,29 \text{ mm}^2) \quad \rho = \frac{339,29}{250 \cdot 460} \quad \rho = 0,003$$

$$\rho_{\min} = 0,8 \cdot \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \quad \rho_{\min} = 0,8 \cdot \frac{1,00}{365} \quad \rho_{\min} = 0,0022 \quad \rho \geq \rho_{\min} \checkmark$$

Dengeli donatı oranı:

$$\rho_b = 0,85 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \left[ k_1 \cdot \frac{600}{600 + f_{yd}} + \left( \frac{b}{b_w} - 1 \right) \cdot \left( \frac{h}{h_d} \right) \right]$$

$$\rho_b = 0,85 \cdot \frac{13,33}{365} \cdot \left[ 0,85 \cdot \frac{600}{600 + 365} + \left( \frac{610}{250} - 1 \right) \cdot \left( \frac{150}{460} \right) \right] \quad \rho_b = 0,031$$

$$\rho \leq \begin{cases} 0,85\rho_b \\ 0,02 \\ 0,235 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \end{cases} \quad \rho = 0,003 < \begin{cases} 0,85 \cdot 0,031 = 0,026 \\ 0,02 \\ 0,235 \cdot \frac{13,33}{365} = 0,008 \end{cases}$$

➤ K 118 kirişi

Boyutları  $h_f, b$  olan dikdörtgen kısmın taşıma gücü momenti ( $M_r$ ):

$$M_r = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h_f \cdot (d - h_f / 2) \quad M_r = 0,85 \cdot 13,33 \cdot 610 \cdot 150 \cdot (460 - 150 / 2)$$

$$M_r = 399,15 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \quad M_r = 399,15 \text{ kNm}$$

Basınç bloğunun şeklinin belirlenmesi

$$M_r = 399,15 \text{ kNm} > M_d = 54,60 \text{ kNm} \quad \text{olduğundan basınç bloğu dikdörtgendir.}$$

Çekme donatısı oranı:

$$\rho = 0,85 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_d / bd^2}{0,85 \cdot f_{cd}}} \right] \quad \rho = 0,85 \cdot \frac{13,33}{365} \cdot \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 54,60 \cdot 10^6 / (610 \cdot 460^2)}{0,85 \cdot 13,33}} \right]$$

$$\rho = 0,0012$$

Çekme donatısı alanı:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d \quad A_s = 0,0012 \cdot 610 \cdot 460 \quad A_s = 336,72 \text{ mm}^2$$

Donatı çapı 12 mm seçilirse  $336,72 / (\pi \cdot 12^2 / 4) = 2,98$  adet donatıya gerek duyulmaktadır.

Yerleştirilen çekme donatısı:

$$3\emptyset 12 (A_s = 339,29 \text{ mm}^2) \quad \rho = \frac{339,29}{250 \cdot 460} \quad \rho = 0,003$$



$$\rho_{\min} = 0,8 \cdot \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \quad \rho_{\min} = 0,8 \cdot \frac{1,00}{365} \quad \rho_{\min} = 0,0022 \quad \rho \geq \rho_{\min} \checkmark$$

Dengeli donatı oranı:

$$\rho_b = 0,85 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \left[ k_1 \cdot \frac{600}{600 + f_{yd}} + \left( \frac{b}{b_w} - 1 \right) \cdot \left( \frac{h}{h_d} \right) \right]$$

$$\rho_b = 0,85 \cdot \frac{13,33}{365} \cdot \left[ 0,85 \cdot \frac{600}{600 + 365} + \left( \frac{610}{250} - 1 \right) \cdot \left( \frac{150}{460} \right) \right] \quad \rho_b = 0,031$$

$$\rho \leq \begin{cases} 0,85\rho_b \\ 0,02 \\ 0,235 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \end{cases} \quad \rho = 0,003 < \begin{cases} 0,85 \cdot 0,031 = 0,026 \\ 0,02 \\ 0,235 \cdot \frac{13,33}{365} = 0,008 \end{cases}$$

Çizelge 2.27. Zemin kat A-A aksı kiriş açıklık donatısı alanları

Kirişler	Tasarım Açıklık Momenti (kNm)	Gerekli donatı alanı (mm <sup>2</sup> )	Donatı oranı	Yerleştirilen donatı
K116	39,39	238,51	0,003	3 Ø 12 (339,29 mm <sup>2</sup> )
K117	28,39	168,36	0,003	3 Ø 12 (339,29 mm <sup>2</sup> )
K118	54,60	336,72	0,003	3 Ø 12 (339,29 mm <sup>2</sup> )

#### 2.8.4. Mesnet Donatılarının Belirlenmesi

➤ 1A Mesneti

Tasarım mesnet momenti: M-ΔM

$$M = 134,81 \quad \Delta M = V_a / 3 \quad \Delta M = 91,82 \cdot 0,3/3 \quad \Delta M = 9,18 \text{ kNm}$$

Tasarım mesnet momenti: 125,63 kNm

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2.M_d}{0,85.f_{cd}.b}}$$

$$a = 460 - \sqrt{460^2 - \frac{2.125,63.10^6}{0,85.13,33.250}}$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - \frac{a}{2})}$$

$$A_s = \frac{125,63.10^6}{365 \cdot (460 - \frac{109,43}{2})}$$

$$A_s = 846,26 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 3 \text{ } \emptyset 12 + 4 \text{ } \emptyset 14 (955,04 \text{ mm}^2)$$

Kesitteki donatı oranı:

$$\rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

$$\rho = \frac{955,88}{250 \cdot 460}$$

$$\rho = 0,0087$$

$$\rho_{\min} = 0,8 \cdot \frac{f_{ctd}}{f_{yd}}$$

$$\rho_{\min} = 0,8 \cdot \frac{1,00}{365}$$

$$\rho_{\min} = 0,0022$$

$$\rho \geq \rho_{\min} \checkmark$$

Dengeli donatı oranı:

$$\rho_b = 0,85 \cdot k_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \left( \frac{600}{600 + f_{yd}} \right)$$

$$\rho_b = 0,85 \cdot 0,85 \cdot \frac{13,33}{365} \cdot \left( \frac{600}{600 + 365} \right)$$

$$\rho_b = 0,016$$

$$\rho \leq \begin{cases} 0,85 \cdot \rho_b \\ 0,02 \end{cases}$$

$$\rho = 0,0087 < \begin{cases} 0,85 \cdot 0,016 = 0,014 \\ 0,02 \end{cases}$$

➤ 2A Mesneti

Tasarım mesnet momenti: M-ΔM

$$M = 160,05$$

$$\Delta M = Va/3$$

$$\Delta M = 103,45 \cdot 0,7/3$$

$$\Delta M = 24,14 \text{ kNm}$$

Tasarım mesnet momenti: 135,91 kNm

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2.M_d}{0,85.f_{cd}.b}}$$

$$a = 460 - \sqrt{460^2 - \frac{2.135,91.10^6}{0,85.13,33.250}}$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - \frac{a}{2})} \quad A_s = \frac{135,91 \cdot 10^6}{365 \cdot (460 - \frac{119,94}{2})}$$

$$A_s = 930,82 \text{ mm}^2 \quad A_s = 2 \text{ } \emptyset 12 + 4 \text{ } \emptyset 16 (1030,44 \text{ mm}^2)$$

Kesitteki donatı oranı:

$$\rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d} \quad \rho = \frac{1030,44}{250 \cdot 460} \quad \rho = 0,009$$

$$\rho_{\min} = 0,8 \cdot \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \quad \rho_{\min} = 0,8 \cdot \frac{1,00}{365} \quad \rho_{\min} = 0,0022 \quad \rho \geq \rho_{\min} \checkmark$$

Dengeli donatı oranı:

$$\rho_b = 0,85 \cdot k_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \left( \frac{600}{600 + f_{yd}} \right)$$

$$\rho_b = 0,85 \cdot 0,85 \cdot \frac{13,33}{365} \cdot \left( \frac{600}{600 + 365} \right) \quad \rho_b = 0,016$$

$$\rho \leq \begin{cases} 0,85 \cdot \rho_b \\ 0,02 \end{cases} \quad \rho = 0,009 < \begin{cases} 0,85 \cdot 0,016 = 0,014 \\ 0,02 \end{cases}$$

➤ 3A Mesneti

Tasarım mesnet momenti: M-ΔM

$$M = 192,62 \quad \Delta M = Va/3 \quad \Delta M = 102,11 \cdot 0,7/3 \quad \Delta M = 23,83 \text{ kNm}$$

Tasarım mesnet momenti: 168,79 kNm

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_d}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b}} \quad a = 460 - \sqrt{460^2 - \frac{2 \cdot 168,79 \cdot 10^6}{0,85 \cdot 13,33 \cdot 250}}$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - \frac{a}{2})} \quad A_s = \frac{168,79 \cdot 10^6}{365 \cdot (460 - \frac{155,99}{2})}$$

$$A_s = 1210,56 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 2 \text{ } \varnothing 12 + 5 \text{ } \varnothing 16 \text{ (1231,50 mm}^2\text{)}$$

Kesitteki donatı oranı:

$$\rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d} \quad \rho = \frac{1313,19}{250.460} \quad \rho = 0,011$$

$$\rho_{\min} = 0,8 \cdot \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \quad \rho_{\min} = 0,8 \cdot \frac{1,00}{365} \quad \rho_{\min} = 0,0022 \quad \rho \geq \rho_{\min} \checkmark$$

Dengeli donatı oranı:

$$\rho_b = 0,85 \cdot k_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \left( \frac{600}{600 + f_{yd}} \right)$$

$$\rho_b = 0,85 \cdot 0,85 \cdot \frac{13,33}{365} \cdot \left( \frac{600}{600 + 365} \right) \quad \rho_b = 0,016$$

$$\rho \leq \begin{cases} 0,85 \cdot \rho_b \\ 0,02 \end{cases} \quad \rho = 0,011 < \begin{cases} 0,85 \cdot 0,016 = 0,014 \\ 0,02 \end{cases}$$

➤ 5A Mesneti

Tasarım mesnet momenti: M-ΔM

$$M = 114,10 \quad \Delta M = Va/3 \quad \Delta M = 102,87 \cdot 0,3/3 \quad \Delta M = 10,29 \text{ kNm}$$

Tasarım mesnet momenti: 103,81 kNm

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_d}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b}} \quad a = 460 - \sqrt{460^2 - \frac{2 \cdot 103,81 \cdot 10^6}{0,85 \cdot 13,33 \cdot 250}}$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)} \quad A_s = \frac{103,81 \cdot 10^6}{365 \cdot \left( 460 - \frac{88,11}{2} \right)}$$

$$A_s = 683,76 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 2 \text{ } \varnothing 12 + 4 \text{ } \varnothing 14 \text{ (841,94 mm}^2\text{)}$$

Kesitteki donatı oranı:

$$\rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d} \quad \rho = \frac{841,94}{250.460} \quad \rho = 0,0073$$

$$\rho_{\min} = 0,8 \cdot \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \quad \rho_{\min} = 0,8 \cdot \frac{1,00}{365} \quad \rho_{\min} = 0,0022 \quad \rho \geq \rho_{\min} \checkmark$$

Dengeli donatı oranı:

$$\rho_b = 0,85 \cdot k_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \left( \frac{600}{600 + f_{yd}} \right)$$

$$\rho_b = 0,85 \cdot 0,85 \cdot \frac{13,33}{365} \cdot \left( \frac{600}{600 + 365} \right) \quad \rho_b = 0,016$$

$$\rho \leq \begin{cases} 0,85 \cdot \rho_b \\ 0,02 \end{cases} \quad \rho = 0,0073 < \begin{cases} 0,85 \cdot 0,016 = 0,014 \\ 0,02 \end{cases}$$

Çizelge 2.28. Zemin kat A-A aksı kiriş mesnet donatısı alanları

Kiriş Mesneti	Tasarım Mesnet Momenti (kNm)	Gerekli donatı alanı (mm <sup>2</sup> )	Mevcut donatı	Mesnete yerleştirilen donatı alanı
K116 sol	125,63	846,26	3 Ø12	3Ø12+4Ø14 (955,04 mm <sup>2</sup> )
K116-K117	135,91	930,82	6 Ø12	6Ø12+2Ø14 (986,46 mm <sup>2</sup> )
K117-K118	168,79	1210,56	4 Ø12	4Ø12+4Ø16 (1256,64 mm <sup>2</sup> )
K118 sağ	103,81	683,76	3 Ø12	3Ø12+3Ø14 (801,11 mm <sup>2</sup> )

### 2.8.5. Kiriş Kesme Donatısının Belirlenmesi

➤ K 116 kirişi

Sarıma Bölgesi İçin Kesme Donatısı Hesabı

Tasarım kesme kuvveti

$$V_d = V - P_d \cdot (a/2 + d) \quad V_d = 95,45 - 32,85 \cdot (0,3 / 2 + 0,46) \quad V_d = 75,41 \text{ kN}$$

Kesmede çatlama dayanımı

$$V_{cr} = 0,65 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad V_{cr} = 0,65 \cdot 1,00 \cdot 250 \cdot 460 \quad V_{cr} = 74,75 \text{ kN}$$

Kesme dayanımına betonun katkısı

$$V_c = 0,8.V_{cr} \quad V_c = 0,8. 74,75 \quad V_c = 59,8 \text{ kN}$$

Etriyenin karşılamak zorunda olduğu kesme kuvveti

$$V_w = V_d - V_c \quad V_w = 74,75 - 59,8 \quad V_w = 14,95 \text{ kN}$$

Etriye olarak 8 mm çapında iki kollu etriye seçilmiştir.

$A_{sw}$ : Kesme donatısı toplam kesit alanı

n: Etriye kol sayısı

$A_o$ : Kesme donatısının bir kolunun en kesit alanını göstermek üzere;

$$A_{sw} = n. A_o \quad A_{sw} = n. (\Pi. \varnothing_w^2) / 4 \quad A_{sw} = 100,53 \text{ mm}^2$$

Sarıma bölgesindeki etriye aralığı,

$$S_k = \frac{A_{sw}.f_{yd}.d}{V_w} \quad S_k = \frac{100,53.365.460}{14,95.10^3} \quad S_k = 1129,02 \text{ mm}$$

Sınır değerler:

$$S_k \leq \begin{cases} h_k / 3 = 500 / 3 = 166 \text{ mm} \\ 10 \varnothing_{\min} = 10.12 = 120 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \end{cases}$$

Seçilen etriye aralığı  $S_k = 100 \text{ mm}$

Seçilen etriye aralığı TS500 deki koşulu sağlamaktadır.

$$\frac{A_{sw}}{S_k} \geq 0,3. \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}}. b_w \quad \frac{100,53}{100} \geq 0,3. \frac{1}{365}. 250 \quad 1 \geq 0,24 \checkmark$$

Kiriş Orta Bölgesi İçin Etriye Hesabı:

$$V_d = 75,41 \text{ kN} < 3V_{cr} = 3.74,75 = 224,25 \text{ kN} \quad \longrightarrow \quad S_o \leq \left\{ d/2 = 460/2 = 230 \right.$$

Seçilen etriye aralığı  $S_o = 200 \text{ mm}$

Seçilen etriye aralığı TS500 deki koşulu sağlamaktadır.

$$\frac{A_{sw}}{S_o} \geq 0,3. \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}}. b_w \quad \frac{100,53}{100} \geq 0,3. \frac{1}{365}. 250 \quad 1 \geq 0,24 \checkmark$$

➤ K 117 kirişi

Tasarım kesme kuvveti

$$V_d = V - P_d . (a/2 + d) \quad V_d = 103,45 - 32,85 . (0,7 / 2 + 0,46) \quad V_d = 76,84 \text{ kN}$$

Kesmede çatlama dayanımı

$$V_{cr} = 0,65.f_{ctd}.b_w.d \quad V_{cr} = 0,65.1,00.250.460 \quad V_{cr} = 74,75 \text{ kN}$$

Kesme dayanımına betonun katkısı

$$V_c = 0,8.V_{cr} \quad V_c = 0,8.74,75 \quad V_c = 59,8 \text{ kN}$$

Etriyenin karşılamak zorunda olduğu kesme kuvveti

$$V_w = V_d - V_c \quad V_w = 76,84 - 59,8 \quad V_w = 17,04 \text{ kN}$$

Etriye olarak 8 mm çapında iki kollu etriye seçilmiştir.

$A_{sw}$ : Kesme donatısı toplam kesit alanı

n: Etriye kol sayısı

$A_o$ : Kesme donatısının bir kolunun en kesit alanını göstermek üzere;

$$A_{sw} = n. A_o \quad A_{sw} = n.(\Pi.\phi_w^2) / 4 \quad A_{sw} = 100,53 \text{ mm}^2$$

Sarıma bölgesindeki etriye aralığı

$$S_k = \frac{A_{sw}.f_{yd}.d}{V_w} \quad S_k = \frac{100,53.365.460}{17,04.10^3} \quad S_k = 2284,04 \text{ mm}$$

Sınır değerler:

$$S_k \leq \begin{cases} h_k / 3 = 500 / 3 = 166 \text{ mm} \\ 10 \phi_{\min} = 10.12 = 120 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{Seçilen etriye aralığı} \quad S_k = 100 \text{ mm}$$

Seçilen etriye aralığı TS500 deki koşulu sağlamaktadır.

$$\frac{A_{sw}}{S_k} \geq 0,3 \cdot \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} \cdot b_w \quad \frac{100,53}{100} \geq 0,3 \cdot \frac{1}{365} \cdot 250 \quad 1 \geq 0,24 \quad \checkmark$$

Kiriş Orta Bölgesi İçin Etriye Hesabı:

$$V_d = 76,84 \text{ kN} < 3V_{cr} = 3.74,75 = 224,25 \text{ kN} \quad \longrightarrow \quad S_o \leq \left\{ d/2 = 460/2 = 230 \right.$$

Seçilen etriye aralığı  $S_o = 200 \text{ mm}$

Seçilen etriye aralığı TS500 deki koşulu sağlamaktadır.

$$\frac{A_{sw}}{S_o} \geq 0,3 \cdot \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} \cdot b_w \quad \frac{100,53}{100} \geq 0,3 \cdot \frac{1}{365} \cdot 250 \quad 1 \geq 0,24 \quad \checkmark$$

➤ K 118 kirişi

$$V_d = V - P_d \cdot (a/2 + d) \quad V_d = 102,87 - 35,80 \cdot (0,7/2 + 0,46) \quad V_d = 73,87 \text{ kN}$$

Kesmede çatlama dayanımı

$$V_{cr} = 0,65.f_{ctd}.b_w.d \quad V_{cr} = 0,65.1,00.250.460 \quad V_{cr} = 74,75 \text{ kN}$$

Kesme dayanımına betonun katkısı

$$V_c = 0,8.V_{cr} \quad V_c = 0,8.74,75 \quad V_c = 59,8 \text{ kN}$$

Etriyenin karşılamak zorunda olduğu kesme kuvveti

$$V_w = V_d - V_c \quad V_w = 73,87 - 59,8 \quad V_w = 14,07 \text{ kN}$$

Etriye olarak 8 mm çapında iki kollu etriye seçilmiştir.

$A_{sw}$ : Kesme donatısı toplam kesit alanı

n: Etriye kol sayısı

$A_o$ : Kesme donatısının bir kolunun en kesit alanını göstermek üzere;

$$A_{sw} = n \cdot A_o \quad A_{sw} = n \cdot (\Pi \cdot \varnothing_w^2) / 4 \quad A_{sw} = 100,53 \text{ mm}^2$$

Sarıma bölgesindeki etriye aralığı

$$S_k = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot d}{V_w} \quad S_k = \frac{100,53 \cdot 365 \cdot 460}{14,07 \cdot 10^3} \quad S_k = 1199,64 \text{ mm}$$

Sınır değerler:

$$S_k \leq \begin{cases} h_k / 3 = 500 / 3 = 166 \text{ mm} \\ 10 \varnothing_{\min} = 10 \cdot 12 = 120 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{Seçilen etriye aralığı} \quad S_k = 100 \text{ mm}$$

Seçilen etriye aralığı TS500 deki koşulu sağlamaktadır.

$$\frac{A_{sw}}{S_k} \geq 0,3 \cdot \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} \cdot b_w \quad \frac{100,53}{100} \geq 0,3 \cdot \frac{1}{365} \cdot 250 \quad 1 \geq 0,24 \quad \checkmark$$

Kiriş Orta Bölgesi İçin Etriye Hesabı:

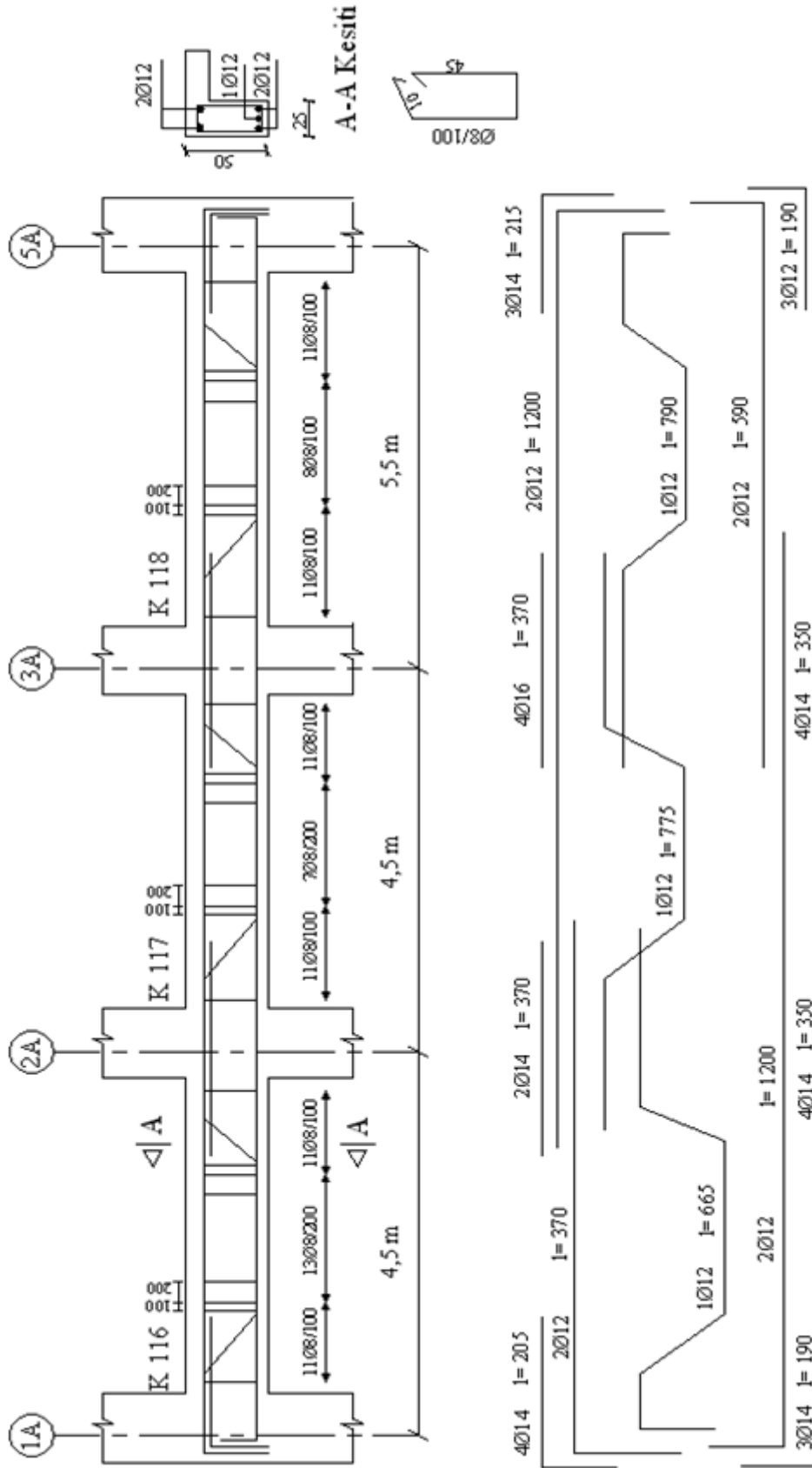
$$V_d = 73,87 \text{ kN} < 3V_{cr} = 3 \cdot 74,75 = 224,25 \text{ kN} \quad \longrightarrow \quad S_o \leq \left\{ d/2 = 460/2 = 230 \right.$$

Seçilen etriye aralığı  $S_o = 200 \text{ mm}$

Seçilen etriye aralığı TS500 deki koşulu sağlamaktadır.

$$\frac{A_{sw}}{S_o} \geq 0,3 \cdot \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} \cdot b_w \quad \frac{100,53}{100} \geq 0,3 \cdot \frac{1}{365} \cdot 250 \quad 1 \geq 0,24$$





Şekil 2.42. Kiriş donatı düzeni

## 2.9. Kolonların Betonarme Hesabı

Kolonlarda dikkate alınacak tasarım kesme kuvveti için en büyük değeri veren yük birleşimi dikkate alınacaktır. Ancak eğilme momenti için durum böyle değildir. Eğilme momenti ve normal kuvvet çiftinin birlikte dikkate alınması gerekmektedir. N-M etkileşim diyagramlarında yük birleşimlerinden hangisi daha elverişsiz durum oluşturuyorsa (büyük donatı alanı) bu yük birleşiminin dikkate alınması gerekmektedir.

A-A aksı zemin kolonlarına ait en elverişsiz yük birleşimini veren kesit etkileri Etabs 9.2.0 programı yardımıyla belirlenmiştir.

### 2.9.1. Kolon Boyuna Donatısının Belirlenmesi

A-A aksı zemin kat kolonlarının boyuna donatı hesabı aşağıda verilmektedir.

#### ➤ S 101 Kolonu

Tasarım aksel kuvvet ve eğilme momenti çiftleri

$$N_d = N_g + N_q - N_E \quad N_d = 1000,68 \text{ kN}$$

$$M_d = M_g + M_q - M_E \quad M_d = 188,64 \text{ kNm} \quad \longrightarrow \quad \Psi = 0,1$$

$$b = 300 \text{ mm} \quad h = 600 \text{ mm} \quad d'' = 560 \text{ mm} \quad d''/h = 560 / 600 = 0,93$$

$$\rho_t = \psi \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad \rho_t = 0,1 \cdot \frac{13,33}{365} \quad \rho_t = 0,004$$

$$\rho_t = 0,004 < \rho_{\min} = 0,01$$

$$A_{st} = \rho_{\min} \cdot b \cdot h \quad A_{st} = 0,01 \cdot 300 \cdot 600 \quad A_{st} = 1800 \text{ mm}^2$$

Seçilen donatı: 10 Ø16 (2010,6 mm<sup>2</sup>)

$$\rho_t = 2010,6 / (300 \cdot 600) \quad \rho_t = 0,011$$

Maksimum donatı oranı kontrolü:

$$\rho_t = 0,011 \leq \begin{cases} 0,04 \text{ (Bindirme bölgesi dışında)} \\ 0,06 \text{ (Bindirmeli ek bölgesinde)} \end{cases}$$

➤ S 105 Kolonu

S 105 kolonu için en elverişsiz kesit etkileri

$$N_d = N_g + N_q - N_E \quad N_d = 986,94 \text{ kN}$$

$$M_d = M_g + M_q - M_E \quad M_d = 11,17 \text{ kNm}$$

eğilme momenti normal kuvvet çiftinde oluşmaktadır.

$$b = 300 \text{ mm} \quad d''/h = 660 / 700 = 0,94 \quad h = 700 \text{ mm} \quad d'' = 660 \text{ mm}$$

$$\frac{N_{dl}}{bh f_{cd}} = \frac{986,94 \cdot 10^3}{300 \cdot 700 \cdot 13,33} = 0,353$$

$$\longrightarrow \Psi = 0,1$$

$$\frac{M_{dl}}{bh^2 f_{cd}} = \frac{11,17 \cdot 10^6}{300 \cdot 700^2 \cdot 13,33} = 0,006$$

$$A_{st} = \rho_{\min} \cdot b \cdot h \quad A_{st} = 0,01 \cdot 300 \cdot 700 \quad A_{st} = 2100 \text{ mm}^2$$

Seçilen donatı: 12 Ø16 (2412,74 mm<sup>2</sup>)

$$\rho_t = 2412,74 / (300 \cdot 700) \quad \rho_t = 0,011$$

Maksimum donatı oranı kontrolü:

$$\rho_t = 0,011 \leq \begin{cases} 0,04 \text{ (Bindirme bölgesi dışında)} \\ 0,06 \text{ (Bindirmeli ek bölgesinde)} \end{cases}$$

➤ S 109 Kolonu

S 109 kolonu için en elverişsiz kesit etkileri

$$N_d = N_g + N_q - N_E \quad N_d = 1186,61 \text{ kN}$$

$$M_d = M_g + M_q - M_E \quad M_d = 210,463 \text{ kNm}$$

eğilme momenti normal kuvvet çiftinde oluşmaktadır.

$$b = 300 \text{ mm} \quad d'' = 660 \text{ mm} \quad d''/h = 660 / 700 = 0,94 \quad h = 700 \text{ mm}$$

$$\frac{N_{dl}}{bh f_{cd}} = \frac{1186,61 \cdot 10^3}{300 \cdot 700 \cdot 13,33} = 0,42$$

$$\longrightarrow \Psi = 0,1$$

$$\frac{M_{dl}}{bh^2 f_{cd}} = \frac{210,463 \cdot 10^6}{300 \cdot 700^2 \cdot 13,33} = 0,11$$

$$\rho_t = \psi \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad \rho_t = 0,1 \cdot \frac{13,33}{365} \quad \rho_t = 0,004$$

$$\rho_t = 0,004 < \rho_{\min} = 0,01$$

$$A_{st} = \rho_{\min} \cdot b \cdot h \quad A_{st} = 0,01 \cdot 300 \cdot 700 \quad A_{st} = 2100 \text{ mm}^2$$

Seçilen donatı: 12 Ø16 (2412,74 mm<sup>2</sup>)

$$\rho_t = 2412,74 / (300 \cdot 700) \quad \rho_t = 0,011$$

Maksimum donatı oranı kontrolü:

$$\rho_t = 0,011 \leq \begin{cases} 0,04 \text{ (Bindirme bölgesi dışında)} \\ 0,06 \text{ (Bindirmeli ek bölgesinde)} \end{cases}$$

#### ➤ S 116 Kolonu

S 116 kolonu için en elverişsiz kesit etkileri

$$N_d = N_g + N_q - N_E \quad N_d = 847,711 \text{ kN}$$

$$M_d = M_g + M_q - M_E \quad M_d = 26,477 \text{ kNm}$$

eğilme momenti normal kuvvet çiftinde oluşmaktadır.

$$b = 300 \text{ mm} \quad d''/h = 560 / 600 = 0,93 \quad h = 600 \text{ mm} \quad d'' = 560 \text{ mm}$$

$$\frac{N_{dI}}{b h f_{cd}} = \frac{847,711 \cdot 10^3}{300 \cdot 600 \cdot 13,33} = 0,46$$

$$\longrightarrow \Psi = 0,1$$

$$\frac{M_{dI}}{b h^2 f_{cd}} = \frac{26,477 \cdot 10^6}{300 \cdot 600^2 \cdot 13,33} = 0,018$$

$$\rho_t = \psi \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad \rho_t = 0,1 \cdot \frac{13,33}{365} \quad \rho_t = 0,004$$

$$\rho_t = 0,004 < \rho_{\min} = 0,01$$

$$A_{st} = \rho_{\min} \cdot b \cdot h \quad A_{st} = 0,01 \cdot 300 \cdot 600 \quad A_{st} = 1800 \text{ mm}^2$$

Seçilen donatı: 10 Ø16 (2010,16 mm<sup>2</sup>)

$$\rho_t = 2010,16 / (300.600) \quad \rho_t = 0,011$$

Maksimum donatı oranı kontrolü:

$$\rho_t = 0,011 \leq \begin{cases} 0,04 \text{ (Bindirme bölgesi dışında)} \\ 0,06 \text{ (Bindirmeli ek bölgesinde)} \end{cases}$$

### 2.9.2. Kolon Enine Donatısının Belirlenmesi

A-A aksı zemin kat kolonlarının enine donatı hesabı aşağıda verilmektedir.

#### ➤ S 101 Kolonu

Sarılma Bölgesi İçin Kesme Donatısı Hesabı

S101 kolonu için yapısal çözümlenmeden elde edilen değerler aşağıda verilmektedir.

$$V_d = 80,30 \text{ kN} \quad N_d = 1000,68 \text{ kN}$$

Kolon için kesmede çatlama dayanımı;

$$V_{cr} = 0,65 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d \cdot (1 + 0,007 N_d / A_c)$$

$$V_{cr} = 0,65 \cdot 1,00 \cdot 300 \cdot 575 \cdot [1 + 0,007 \cdot (1000,68 \cdot 10^3) / (300 \cdot 600)] = 116,49 \text{ kN}$$

$V_d < V_{cr}$  kesme donatısı hesabına gerek yoktur.

Kolon sarılma bölgesindeki sınır koşulları

$$S_c \leq \begin{cases} b/3 \\ 8\phi_{\min} \\ 150 \text{ mm} \end{cases} \quad S_c \leq \begin{cases} 300 / 3 = 100 \text{ mm} \\ 8 \cdot 16 = 128 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{Seçilen etriye aralığı: 100 mm}$$

Kolon orta bölgesindeki sınır koşulları

$$S_o \leq \begin{cases} b/2 \\ 12\phi_{\min} \\ 200 \text{ mm} \end{cases} \quad S_c \leq \begin{cases} 300 / 2 = 150 \text{ mm} \\ 12 \cdot 16 = 192 \text{ mm} \\ 200 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{Seçilen etriye aralığı: 150 mm}$$

#### ➤ S 105 Kolonu

Sarılma Bölgesi İçin Kesme Donatısı Hesabı

S105 kolonu için yapısal çözümlenmeden elde edilen değerler aşağıda verilmektedir.

$$V_d = 91,952 \text{ kN} \quad N_d = 986,94 \text{ kN}$$

Kolon için kesmede çatlama dayanımı;

$$V_{cr} = 0,65 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d \cdot (1 + 0,007 N_d / A_c)$$

$$V_{cr} = 0,65 \cdot 1,00 \cdot 300 \cdot 675 \cdot [1 + 0,007 \cdot (986,94 \cdot 10^3) / (300 \cdot 700)] = 135,96 \text{ kN}$$

$V_d < V_{cr}$  kesme donatısı hesabına gerek yoktur.

Kolon sarılma bölgesindeki sınır koşullar,

$$S_c \leq \begin{cases} b/3 \\ 8\phi_{\min} \\ 150 \text{ mm} \end{cases} \quad S_c \leq \begin{cases} 300 / 3 = 100 \text{ mm} \\ 8 \cdot 16 = 128 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{Seçilen etriye aralığı: 100 mm}$$

Kolon orta bölgesindeki sınır koşullar,

$$S_o \leq \begin{cases} b/2 \\ 12\phi_{\min} \\ 200 \text{ mm} \end{cases} \quad S_c \leq \begin{cases} 300 / 2 = 150 \text{ mm} \\ 12 \cdot 16 = 192 \text{ mm} \\ 200 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{Seçilen etriye aralığı: 150 mm}$$

### ➤ S 109 Kolonu

Sarılma Bölgesi İçin Kesme Donatısı Hesabı

S107 kolonu için yapısal çözümlenmeden elde edilen değerler aşağıda verilmektedir.

$$V_d = 83,007 \text{ kN} \quad N_d = 1186,61 \text{ kN}$$

Kolon için kesmede çatlama dayanımı;

$$V_{cr} = 0,65 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d \cdot (1 + 0,007 N_d / A_c)$$

$$V_{cr} = 0,65 \cdot 1,00 \cdot 300 \cdot 675 \cdot [1 + 0,007 \cdot (1186,61 \cdot 10^3) / (300 \cdot 700)] = 136,83 \text{ kN}$$

$V_d < V_{cr}$  kesme donatısı hesabına gerek yoktur.

Kolon sarılma bölgesindeki sınır koşullar

$$S_c \leq \begin{cases} b/3 \\ 8\phi_{\min} \\ 150 \text{ mm} \end{cases} \quad S_c \leq \begin{cases} 300 / 3 = 100 \text{ mm} \\ 8 \cdot 16 = 128 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{Seçilen etriye aralığı: 100 mm}$$

Kolon orta bölgesindeki sınır koşullar

$$S_o \leq \begin{cases} b/2 \\ 12\emptyset_{\min} \\ 200 \text{ mm} \end{cases} \quad S_c \leq \begin{cases} 300 / 2 = 150 \text{ mm} \\ 12.16 = 192 \text{ mm} \\ 200 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{Seçilen etriye aralığı: 150 mm}$$

➤ S 116 Kolonu

Sarıma Bölgesi İçin Kesme Donatısı Hesabı

S116 kolonu için yapısal çözümlenmeden elde edilen değerler aşağıda verilmektedir.

$$V_d = 45,341 \text{ kN} \quad N_d = 847,71 \text{ kN}$$

Kolon için kesmede çatlama dayanımı;

$$V_{cr} = 0,65 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d \cdot (1 + 0,007 N_d / A_c)$$

$$V_{cr} = 0,65 \cdot 1,00 \cdot 300 \cdot 575 \cdot [1 + 0,007 \cdot (847,71 \cdot 10^3) / (300 \cdot 600)] = 115,82 \text{ kN}$$

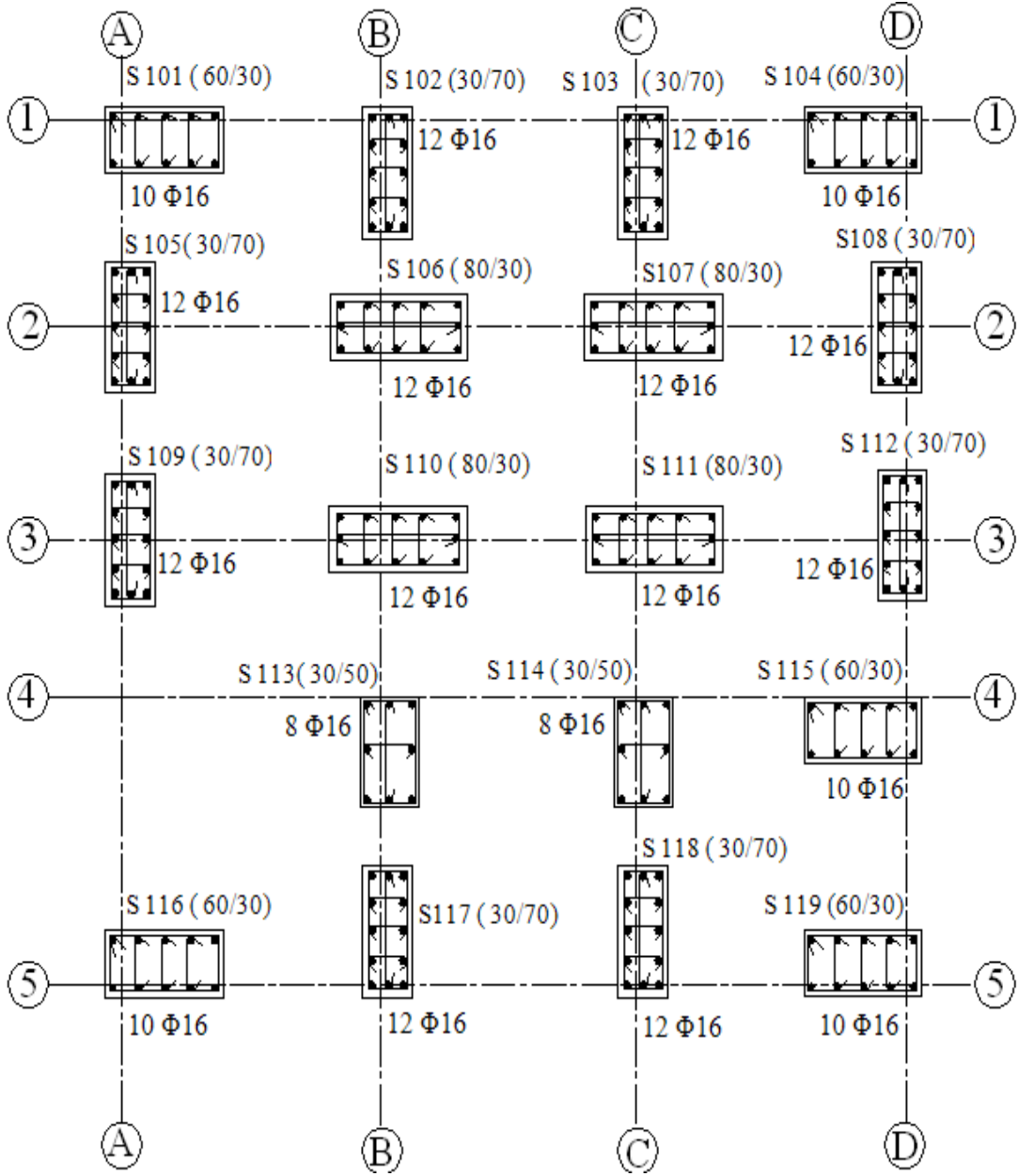
$V_d < V_{cr}$  kesme donatısı hesabına gerek yoktur.

Kolon sarılma bölgesindeki sınır koşullar,

$$S_c \leq \begin{cases} b/3 \\ 8\emptyset_{\min} \\ 150 \text{ mm} \end{cases} \quad S_c \leq \begin{cases} 300 / 3 = 100 \text{ mm} \\ 8.16 = 128 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{Seçilen etriye aralığı: 100 mm}$$

Kolon orta bölgesindeki sınır koşullar,

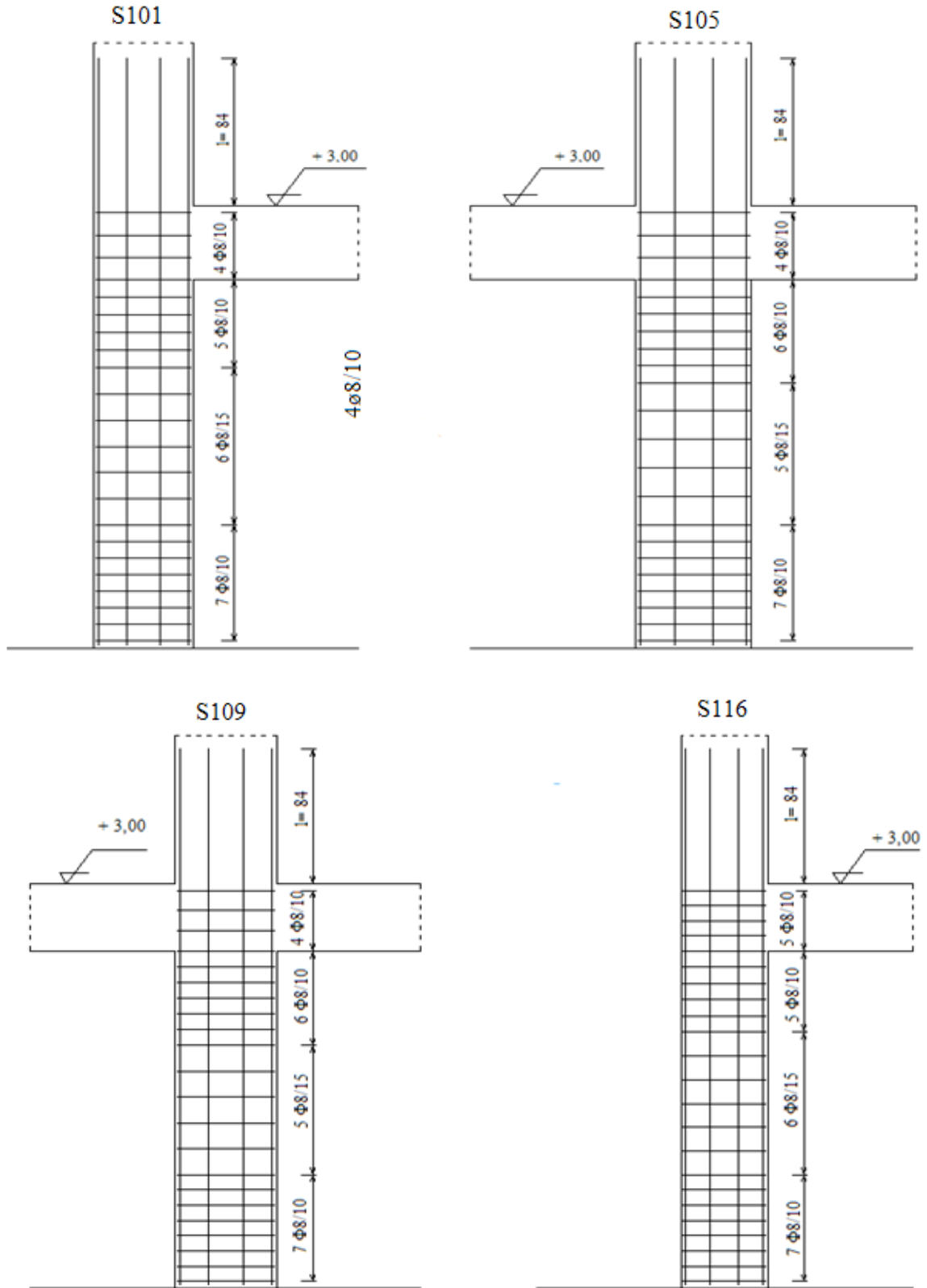
$$S_o \leq \begin{cases} b/2 \\ 12\emptyset_{\min} \\ 200 \text{ mm} \end{cases} \quad S_c \leq \begin{cases} 300 / 2 = 150 \text{ mm} \\ 12.16 = 192 \text{ mm} \\ 200 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{Seçilen etriye aralığı: 150 mm}$$



ÖLÇEK: 1/20 -1/50

Şekil 2.43. Kolon aplikasyon planı





Şekil 2.44. Kolon düşey açılımları

## 2.10. Temellerin Betonarme Hesabı

Yapının temel tipi sürekli temel olarak seçilmiştir. Aşağıda A-A aksı temeline ait hesaplar verilmektedir.

### ➤ Temel Uzunluğunun ve Genişliğinin Belirlenmesi

Temel tabanında üniform taban basınç dağılımı elde edebilmek için yüklerin bileşkesinin etkiye noktası ile temel geometrik merkezi çakıştırılmaya çalışılacaktır.

Yüklerin bileşkesinin sol kolon aksından uzaklığı:

$$x = \frac{1000,68 \cdot 0 + 986,94 \cdot 4,5 + 1186,61 \cdot 9 + 847,71 \cdot 14,5 - 24,26 + 11,17 - 210,64 + 26,48}{1000,68 + 986,94 + 1186,61 + 847,71}$$

$$x = 6,77 \text{ m}$$

Sol kolonun bulunduğu kısımdaki çıkma boyu 1,5 m olarak seçilirse sağ taraftaki çıkma boyunun 0,5 m olması gerekmektedir.

$$L = 1,5 + 14,5 + 0,5 = 16,5 \text{ m}$$

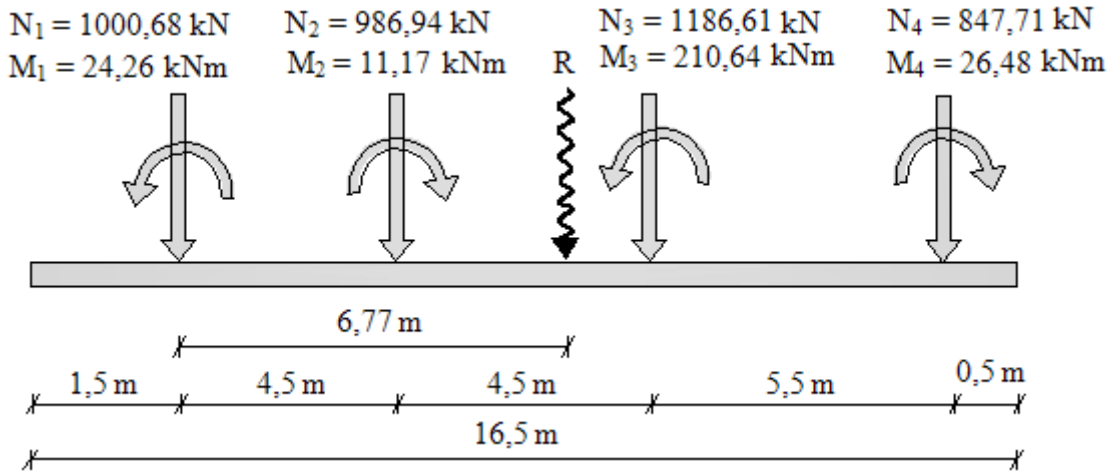
$$\sum N = 1000,68 + 986,94 + 1186,61 + 847,71$$

$$\sum N = 4021,94 \text{ kN}$$

$$B \geq \frac{\sum N}{L \cdot f_{zu}}$$

$$B \geq \frac{4021,94}{16,5 \cdot 300} = 0,81 \text{ m}$$

Seçilen temel genişliği: 1,20 m



Şekil 2.45. A-A aksı temeline etkiyen kuvvetler

- Temel Yüksekliğinin Belirlenmesi

$$\sigma_z = \frac{\Sigma N}{L \cdot B} \quad \sigma_z = \frac{4021,94}{16,5 \cdot 1,20} \quad \sigma_z = 203,13 \text{ kN/m}^2$$

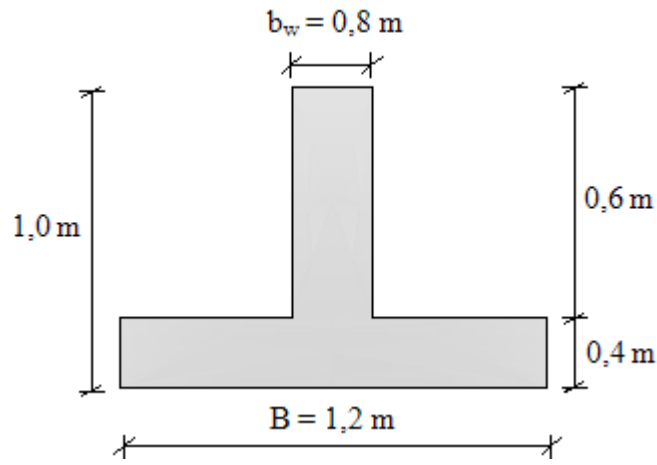
Temel yüksekliği 1 m seçilirse

$$f_{zn} = f_{zu} - 18H$$

$$f_{zn} = 300 - 18 \cdot 1 = 282 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{zn} = 282 \text{ kN/m}^2 > \sigma_z = 203,13 \text{ kN/m}^2 \text{ olduğu için temel kalınlığı uygundur.}$$

- Temel Kesitinin Seçilmesi:



Şekil 2.46. Sürekli temel kesiti

- Rijit ya da esnek çözüme karar verilmesi:

$$I = 0,8 \cdot 0,6^3 / 12 + 0,6 \cdot 0,8 \cdot (0,7 - 0,45)^2 + 1,2 \cdot 0,4^3 / 12 + 1,2 \cdot 0,4 \cdot (0,45 - 0,20)^2$$

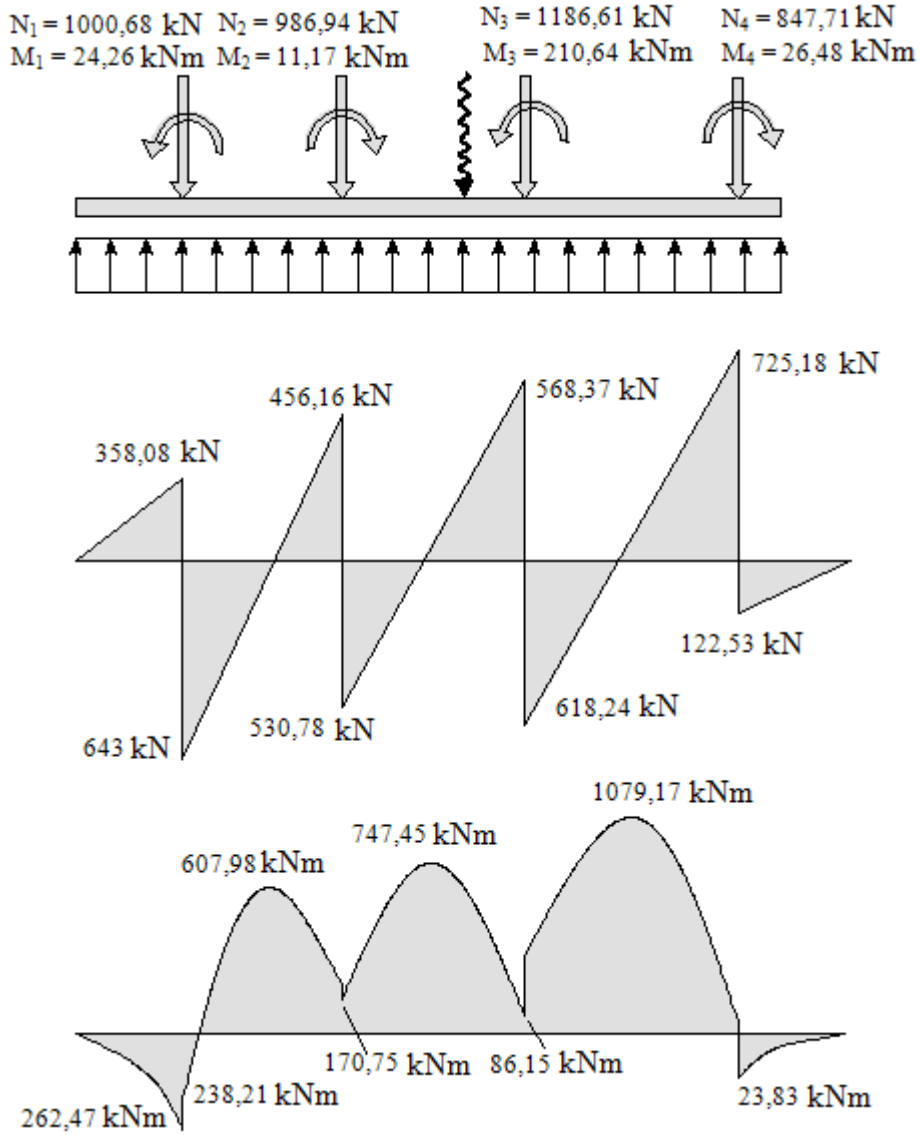
$$I = 0,0808 \text{ m}^4$$

$$S = \left( \frac{B+1}{2B} \right)^2 \quad S = \left( \frac{1,2+1}{2 \cdot 1,2} \right)^2 \quad S = 0,840 \quad E_c = 2,8 \cdot 10^7 \quad k_0 = 20000 \text{ kN/m}^3$$

$$\lambda = \left( \frac{k_0 \cdot S \cdot B}{4 \cdot E_c \cdot I} \right)^{0,25} \quad \lambda = \left( \frac{20000 \cdot 0,840 \cdot 1,2}{4 \cdot 2,8 \cdot 10^7 \cdot 0,0808} \right)^{0,25} = 0,217$$

$$\bar{\ell} < \frac{1,75}{\lambda} \quad 5 < 1,75 / 0,217 = 8,06 \text{ olduğundan rijit çözüm uygundur.}$$

Şekil 2.47. de kesme kuvveti ve moment diyagramları gösterilmektedir.



Şekil 2.47. Kesme kuvveti ve moment diyagramı

- Temel uzunluğu (boyuna) doğrultusunda yerleştirilecek donatının belirlenmesi

Açıklık donatısı hesabı

1A- 2A Açıklığında:

$$M_d = 607,98 \text{ kNm}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_d}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot B}}$$

$$a = 950 - \sqrt{950^2 - \frac{2 \cdot 607,98 \cdot 10^6}{0,85 \cdot 13,33 \cdot 1200}}$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - \frac{a}{2})} \quad A_s = \frac{607,98 \cdot 10^6}{365 \cdot (950 - \frac{48,3}{2})} \quad A_s = 1799,1 \text{ mm}^2$$

$$\text{Min } A_s = 0,002 \cdot B \cdot H$$

$$\text{Min } A_s = 0,002 \cdot 800 \cdot 950 \quad \text{Min } A_s = 1520 \text{ mm}^2$$

$$A_s > \text{Min } A_s \quad \checkmark$$

Üst Seçilen: 6Ø16 (düz) + 4Ø6 (pilye) (2010,62 mm<sup>2</sup>)

Alt Seçilen: Montaj donatısı 2010,62 / 3 = 670,21 mm<sup>2</sup> 6Ø14 (923,63 mm<sup>2</sup>)

2A- 3A Açıklığında:

$$M_d = 747,45 \text{ kNm}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_d}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot B}} \quad a = 950 - \sqrt{950^2 - \frac{2 \cdot 747,45 \cdot 10^6}{0,85 \cdot 13,33 \cdot 1200}}$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - \frac{a}{2})} \quad A_s = \frac{747,45 \cdot 10^6}{365 \cdot (950 - \frac{29,39}{2})} \quad A_s = 2189,46 \text{ mm}^2$$

$$\text{Min } A_s = 0,002 \cdot B \cdot H$$

$$\text{Min } A_s = 0,002 \cdot 800 \cdot 950 \quad \text{Min } A_s = 1520 \text{ mm}^2$$

Üst Seçilen: 7Ø16 (düz) + 4Ø16 (pilye) (2211,68 mm<sup>2</sup>)

Alt Seçilen: Montaj donatısı 2211,68 / 3 = 737,23 mm<sup>2</sup> 6Ø14 (923,63 mm<sup>2</sup>)

3A-5A Açıklığında:

$$M_d = 1079,17 \text{ kNm}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_d}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot B}} \quad a = 950 - \sqrt{950^2 - \frac{2 \cdot 1079,17 \cdot 10^6}{0,85 \cdot 13,33 \cdot 1200}}$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - \frac{a}{2})} \quad A_s = \frac{1079,17 \cdot 10^6}{365 \cdot (950 - \frac{87,59}{2})} \quad A_s = 3262,65 \text{ mm}^2$$

$$\text{Min } A_s = 0,002 \cdot B \cdot H$$

$$\text{Min } A_s = 0,002.800.950 \quad \text{Min } A_s = 1520 \text{ mm}^2$$

$$A_s > \text{Min } A_s \quad \checkmark$$

Üst Seçilen: 12Ø16 (düz) + 5Ø16 (pilye) (3418,05 mm<sup>2</sup>)

Alt Seçilen: Montaj donatısı 3418,05 / 3 = 1139,15 mm<sup>2</sup>    8 Ø 14 (1231,50 mm<sup>2</sup>)

➤ Mesnet Donatısı Hesabı

1A Mesnetinde:

$$M_d = 262,47 \text{ kNm}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2.M_d}{0,85.f_{cd}.B}} \quad a = 950 - \sqrt{950^2 - \frac{2.262,47.10^6}{0,85.13.33.1200}}$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - \frac{a}{2})} \quad A_s = \frac{262,47.10^6}{365 \cdot (950 - \frac{20,54}{2})} \quad A_s = 765,22 \text{ mm}^2$$

$$\text{Min } A_s = 0,002.B.H$$

$$\text{Min } A_s = 0,002.800.950 \quad \text{Min } A_s = 1520 \text{ mm}^2$$

Mesnette mevcut 6Ø14 (düz) + 4Ø16 (pilye) donatı bulunmaktadır.

$$A_{s \text{ mevcut}} = 2010,62 \text{ mm}^2$$

Mesnetteki mevcut donatı alanı gerekli donatı alanından büyük olduğu için ek donatıya gerek yoktur.

2A Mesnetinde:

$$M_d = 170,75 \text{ kNm}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2.M_d}{0,85.f_{cd}.B}} \quad a = 950 - \sqrt{950^2 - \frac{2.170,75.10^6}{0,85.13.33.1200}}$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - \frac{a}{2})} \quad A_s = \frac{170,75.10^6}{365 \cdot (950 - \frac{13,31}{2})} \quad A_s = 495,90 \text{ mm}^2$$

$$\text{Min } A_s = 0,002.B.H$$

$$\text{Min } A_s = 0,002.800.950 \quad \text{Min } A_s = 1520 \text{ mm}^2$$

Min  $A_s = 1520 \text{ mm}^2 > 495,90 \text{ mm}^2$  olduğu için Min  $A_s$  alınacak.

Mesnette 13Ø16 (düz) donatı bulunmaktadır.

$$A_{s \text{ mevcut}} = 2613,81 \text{ mm}^2$$

Mesnetteki mevcut donatı alanı gerekli donatı alanından büyük olduğu için ek donatıya gerek yoktur.

3A Mesnetinde:

$$M_d = 296,79 \text{ kNm}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_d}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot B}} \quad a = 950 - \sqrt{950^2 - \frac{2 \cdot 296,79 \cdot 10^6}{0,85 \cdot 13,33 \cdot 800}}$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad A_s = \frac{296,79 \cdot 10^6}{365 \cdot \left(950 - \frac{35,11}{2}\right)} \quad A_s = 872,03 \text{ mm}^2$$

$$\text{Min } A_s = 0,002 \cdot B \cdot H$$

$$\text{Min } A_s = 0,002 \cdot 800 \cdot 950 \quad \text{Min } A_s = 1520 \text{ mm}^2$$

Min  $A_s = 1520 \text{ mm}^2 > 872,03 \text{ mm}^2$  olduğu için Min  $A_s$  alınacak.

Mesnette 19Ø16 (düz) donatı bulunmaktadır.

$$A_{s \text{ mevcut}} = 3820,18 \text{ mm}^2$$

Mesnetteki mevcut donatı alanı gerekli donatı alanından büyük olduğu için ek donatıya gerek yoktur.

5A Mesnetinde:

$$M_d = 23,83 \text{ kNm}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_d}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot B}} \quad a = 950 - \sqrt{950^2 - \frac{2 \cdot 23,83 \cdot 10^6}{0,85 \cdot 13,33 \cdot 800}}$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad A_s = \frac{23,83 \cdot 10^6}{365 \cdot \left(950 - \frac{2,77}{2}\right)} \quad A_s = 68,82 \text{ mm}^2$$

$$\text{Min } A_s = 0,002 \cdot B \cdot H$$

$$\text{Min } A_s = 0,002 \cdot 800 \cdot 950 \quad \text{Min } A_s = 1520 \text{ mm}^2$$

$\text{Min } A_s = 1520 \text{ mm}^2 > 68,82 \text{ mm}^2$  olduğu için  $\text{Min } A_s$  alınacak.

Mesnette mevcut  $8\text{Ø}14$  (düz) +  $5 \text{Ø} 16$  (pilye) donatı bulunmaktadır.

$$A_{s \text{ mevcut}} = 2613,81 \text{ mm}^2$$

Mesnetteki mevcut donatı alanı gerekli donatı alanından büyük olduğu için ek donatıya gerek yoktur.

➤ Gövde Donatısının Belirlenmesi

$$A_{s \text{ gövde}} = 0,001 \cdot b_w \cdot d$$

$$A_{s \text{ gövde}} = 0,001 \cdot 800 \cdot 950 \quad A_{s \text{ gövde}} = 760 \text{ mm}^2$$

Seçilen donatı:  $8\text{Ø}12$  ( $904,78 \text{ mm}^2$ )

➤ Pabuç Statik Betonarme Hesabı

Pabuç Konsol Kuvvetleri

$$M_d = -203,13 \cdot 0,20^2 / 2 \quad M_d = - 4,06 \text{ kNm/m}$$

$$V_d = 203,13 \cdot 0,20 \quad V_d = 40,63 \text{ kN/m}$$

➤ Pabuç Kesme Hesabı

Pabuca etriye konulmadığından dolayı kesmenin tamamını beton karşılayacaktır.

$$\text{Max } V_d = 0,22 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$\text{Max } V_d = 0,22 \cdot 13,33 \cdot 1000 \cdot 350 \quad \text{Max } V_d = 1026,41 \text{ kN/m}$$

$$\text{Max } V_d > V_d \checkmark$$

$$V_{cr} > V_d \text{ olmalı}$$

$$V_{cr} = 0,65 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{cr} = 0,65 \cdot 1,00 \cdot 1000 \cdot 350 \quad V_{cr} = 227,50 \text{ KN/m} \quad V_{cr} > V_d \checkmark$$

➤ Pabuç Enine Donatısının Hesabı

$$M_d = 4,06 \text{ kNm/m}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_d}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot B}}$$

$$a = 350 - \sqrt{350^2 - \frac{2 \cdot 4,06 \cdot 10^6}{0,85 \cdot 13,33 \cdot 1000}}$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$A_s = \frac{4,06 \cdot 10^6}{365 \cdot \left(350 - \frac{1,03}{2}\right)} \quad A_s = 31,83 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\text{Min } A_s = 0,002 \cdot B \cdot H$$



$$\text{Min } A_s = 0,002 \cdot 1000 \cdot 350 \quad \text{Min } A_s = 700 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$S = (1000/700) \cdot 78,54 = 112,2 \quad \text{Seçilen aralık: 100 mm}$$

$$A_s = (1000/100) \cdot 78,54 = 785,4 \text{ mm}^2 \quad \text{Seçilen donatı: } \emptyset 10/100 \text{ ( } 785,4 \text{ mm}^2 \text{)}$$

➤ Pabuç boyuna (dağıtma) donatısı

$$A_{s \text{ dağıtma}} = 785,4 \cdot 1,2 / 5$$

$$A_{s \text{ dağıtma}} = 188,5 \text{ mm}^2$$

$$\text{Seçilen: } 3\emptyset 10 \text{ (} 235,62 \text{ mm}^2 \text{)}$$

➤ Kiriş Etriye Hesabı

$$V_d = 725,18 \text{ kN}$$

$$\text{Max } V_d = 0,22 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$\text{Max } V_d = 0,22 \cdot 13,33 \cdot 800 \cdot 950 \quad \text{Max } V_d = 2228,78 \text{ kN}$$

$$\text{Max } V_d > V_d \checkmark$$

$$V_{cr} = 0,65 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{cr} = 0,65 \cdot 1,00 \cdot 800 \cdot 950 \quad V_{cr} = 494 \text{ kN}$$

$V_{cr} < V_d$  olduğundan dolayı etriye hesabı yapılacaktır.

$$4 \text{ kollu } \emptyset 12 \text{ etriye kullanılırsa} \quad A_{sw} = 4.113,1 \quad A_{sw} = 452,4 \text{ mm}^2$$

Beton tarafından karşılanan kesme kuvveti,

$$V_c = 0,8 \cdot V_{cr}$$

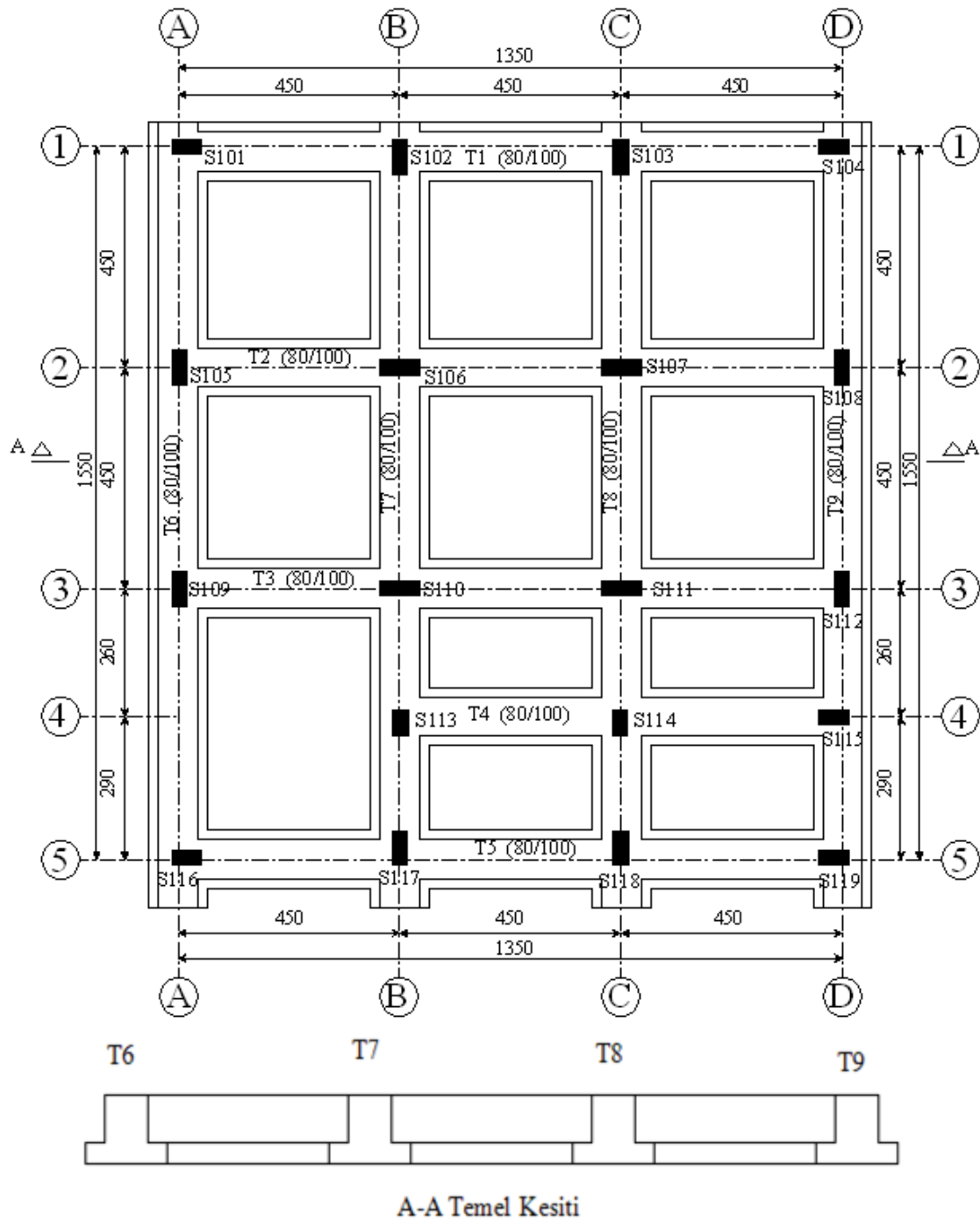
$$V_c = 0,8 \cdot 494 \quad V_c = 395,2 \text{ kN}$$

$$V_w = 631,43 - 395,2 \quad V_w = 236,23 \text{ kN}$$

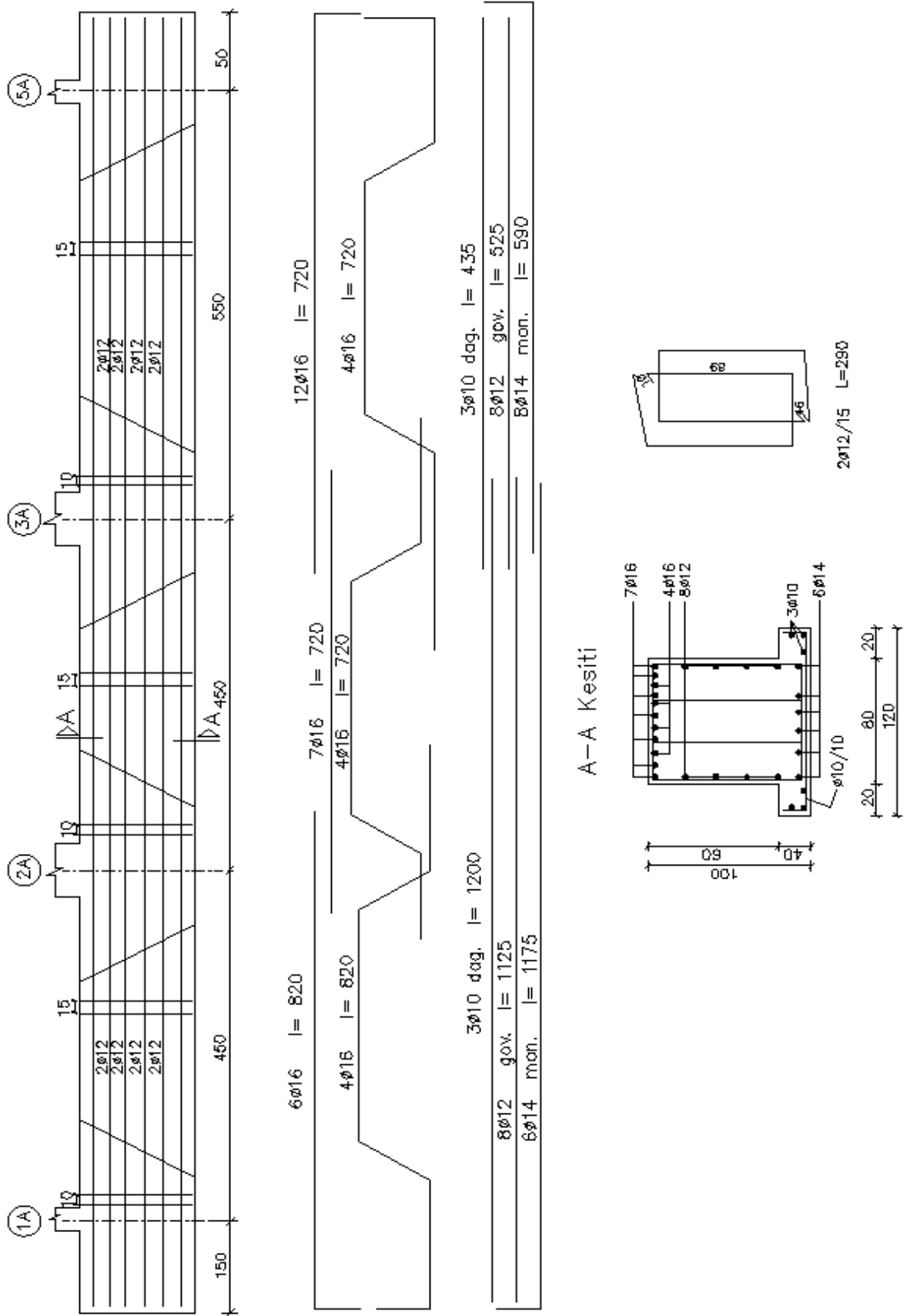
$$S = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot d}{V_w} \quad S = \frac{452,4 \cdot 365 \cdot 950}{236,23 \cdot 10^3} \quad S = 664,05 \text{ mm}$$

Seçilen etriye : 2Ø12/150 açıklıklarda

2Ø12/100 sıklaştırma bölgelerinde



Şekil 2.48. Temel aplikasyon planı



Şekil 2.49. Temel kirişi donatı düzeni

## 2.11. Merdivenlerin Tasarımı

Çift kollu iki ucundan kirişlere oturan merdivene ait bilgiler aşağıda verilmektedir.

Hareketli yük:	3,50 kN/m <sup>2</sup>	
Kat yüksekliği:	2h <sub>k</sub> = 3,00 m	
Basamak sayısı:	16	
Merdiven genişliği:	b = 1,30 m	
Basamak yüksekliği:	B <sub>h</sub> = 300 / 16	B <sub>h</sub> = 0,187 m
Basamak genişliği:	B <sub>g</sub> = 260 mm	
Merdiven kolu yatay uzunluğu:	l <sub>kol</sub> = 8.260	l <sub>kol</sub> = 2,08 m
Merdiven kolu eğimi:	tanα = 187,5 / 260	cosα = 0,811
Merdiven kolu kalınlığı:	15 cm	
Merdiven plağı kalınlık:	15 cm	
Basamak birim ağırlığı:	22 kN/m <sup>3</sup>	

### ➤ Yük Hesabı:

Merdiven kolu plağında,

Plak öz ağırlığı :	0,15.25 / 0,811	= 4,624 kN/m <sup>2</sup>
Basamak öz ağırlığı :	0,1875.22/2	= 2,063 kN/m <sup>2</sup>
Mermer :	0,02.27	= 0,540 kN/m <sup>2</sup>
Sıva ağırlığı :	0,02.22	= 0,440 kN/m <sup>2</sup>

$$g = 7,667 \text{ kN/m}^2$$

$$q = 3,50 \text{ kN/m}^2 \quad P_d = 1,4g + 1,6q \quad P_d = 16,334 \text{ kN/m}^2$$

Sahanlık plağında,

Plak öz ağırlığı:	0,15.25 = 3,750 kN/m <sup>2</sup>
Mermer:	0,02.27 = 0,540 kN/m <sup>2</sup>
Sıva:	0,02.22 = 0,440 kN/m <sup>2</sup>

$$g = 4,73 \text{ kN/m}^2$$

$$q = 3,50 \text{ kN/m}^2 \quad P_d = 1,4g + 1,6q \quad P_d = 12,22 \text{ kN/m}^2$$

Ara sahanlık kirişinde,

Merdivenden:  $0,5 \cdot (2,42 \cdot 4,73 + 2,08 \cdot 7,667) = 13,70 \text{ kN/m}$

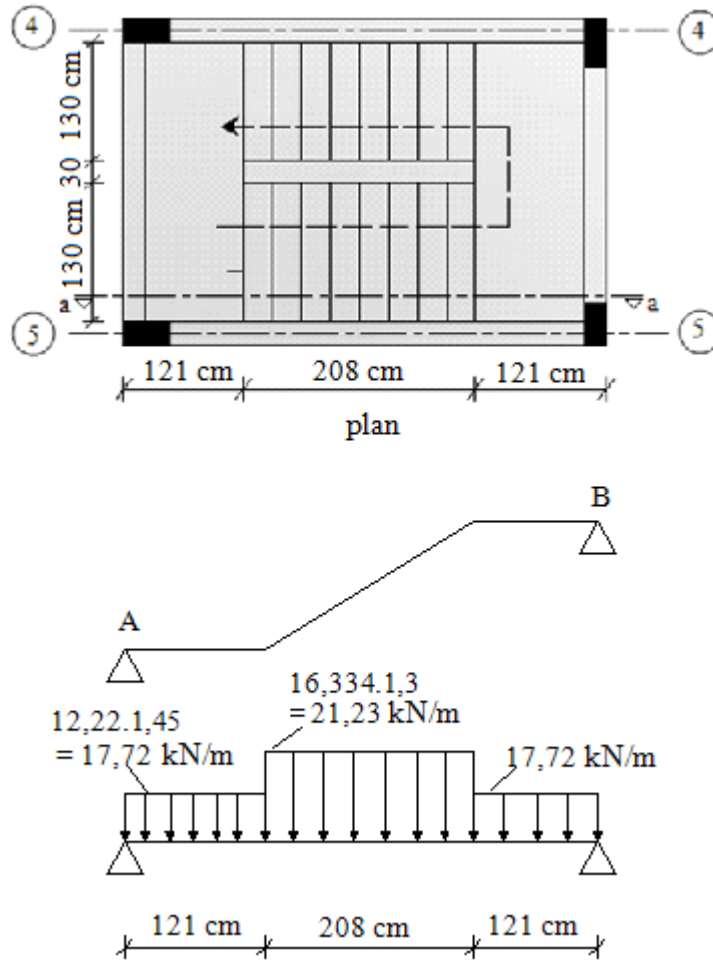
Kiriş özağırlığı:  $0,25 \cdot 0,50 \cdot 25 = 3,125 \text{ kN/m}$

Duvar ağırlığı:  $0,2 \cdot (1,5 - 0,5) \cdot 16 = 3,20 \text{ kN/m}$

---


$$g = 20,03 \text{ kN/m} \quad P_d = 28,04 \text{ kN/m}$$

➤ Yapısal Çözümleme



Şekil 2.50. Merdiven planı ve mesnet reaksiyonları

A ve B mesnet reaksiyonları:

$$\sum Y = 2 \cdot 17,72 \cdot 1,21 + 21,23 \cdot 2,08$$

$$\sum Y = 87,04 \text{ kN}$$

$$A = B = 87,04 / 2$$

$$A = B = 43,52 \text{ kN}$$

Açıklık momenti:

$$M = 43,52.2,25 - 17,72.1,21.(1,04 + 1,21 / 2) - 21,33.1,042/2$$

$$M = 51,17 \text{ kN/m}$$

Ara sahanlık kirişinde:

$$M_d = P_d.l_2/8 \quad M_d = 28,04.2,92/8 \quad M_d = 29,48 \text{ kNm}$$

➤ Betonarme Hesaplar

Merdiven kolu ve ara sahanlık plağında

Asal çekme donatısı hesabı

$$M_d = 51,17 \text{ kNm}$$

$$d = 150 - 20 = 130 \text{ cm}$$

$$b = 1300 \text{ mm}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2.M_d}{0,85.f_{cd}.b}}$$

$$a = 130 - \sqrt{130^2 - \frac{2.51,17.10^6}{0,85.13.33.1300}}$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - \frac{a}{2})}$$

$$A_s = \frac{51,17.10^6}{365 \cdot (130 - \frac{30,24}{2})}$$

$$A_s = 1220,33 \text{ mm}^2 \quad \text{Seçilen donatı: } 12\emptyset 12 \text{ (1357,17 mm}^2\text{)}$$

Bu donatı 130 cm genişliğindeki kol plağına eşit aralıklarla yerleştirileceğinden, n donatı adedini göstermek üzere donatı aralığı,

$$S = 130 / n + 1 \quad S = 130 / (12 + 1) = 10 \text{ cm}$$

Asal çekme donatısı (Ø12/10) Ø12/20 (düz) + Ø12/20 (pilye) şeklinde yerleştirilecektir.

Montaj ve dağıtma donatısı Ø 8/25 olarak yerleştirilecektir.

Ara sahanlık kirişinde:

Asal çekme donatısı hesabı

$$d = 500 - 30 \quad d = 470 \text{ mm}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2.M_d}{0,85.f_{cd}.b}}$$

$$a = 470 - \sqrt{470^2 - \frac{2.29,48.10^6}{0,85.13.33.250}}$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad A_s = \frac{29,48 \cdot 10^6}{365 \cdot \left(470 - \frac{22,69}{2}\right)}$$

$$A_s = 177 \text{ mm}^2 \quad \text{Seçilen donatı: } 3\emptyset 12 \text{ (339,29 mm}^2\text{)}$$

Kesitteki donatı oranı:

$$\rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d} \quad \rho = \frac{339,39}{250 \cdot 470} \quad \rho = 0,0029$$

$$\rho_{\min} = 0,8 \cdot \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \quad \rho_{\min} = 0,8 \cdot \frac{1,00}{365} \quad \rho_{\min} = 0,0022 \quad \rho \geq \rho_{\min}$$

Dengeli donatı oranı:

$$\rho_b = 0,85 \cdot k_1 \cdot \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \cdot \left( \frac{600}{600 + f_{yd}} \right)$$

$$\rho_b = 0,85 \cdot 0,85 \cdot \frac{13,33}{365} \cdot \left( \frac{600}{600 + 365} \right) \quad \rho_b = 0,016$$

$$\rho_b = 0,85 \cdot 0,85 \cdot \frac{13,33}{365} \cdot \left( \frac{600}{600 + 365} \right)$$

$$\rho \leq \begin{cases} 0,85 \cdot \rho_b \\ 0,02 \end{cases} \quad \rho = 0,0029 \geq \begin{cases} 0,85 \cdot 0,016 = 0,014 \\ 0,02 \end{cases}$$

Kiriş Sarılma Bölgesi için etriye hesabı

Tasarım kesme kuvveti

$$V_d = 43,52 \text{ kN}$$

Kesmede çatlama dayanımı

$$V_{cr} = 0,65 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad V_{cr} = 0,65 \cdot 1,00 \cdot 250 \cdot 460 \quad V_{cr} = 74,75 \text{ kN}$$

Kesme dayanımına betonun katkısı

$$V_c = 0,8 \cdot V_{cr} \quad V_c = 0,8 \cdot 74,75 \quad V_c = 59,8 \text{ kN} \quad V_d < V_c$$

Sınır değerler:

$$S_k \leq \begin{cases} h_k / 3 = 500 / 3 = 166 \text{ mm} \\ 10 \varnothing_{\min} = 10 \cdot 12 = 120 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{Seçilen etriye aralığı } S_k = 100 \text{ mm}$$

Seçilen etriye aralığı TS500 deki koşulu sağlamaktadır.

$$\frac{A_{sw}}{S_o} \geq 0,3 \cdot \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} \cdot b_w \quad 100,53 / 100 \geq (0,3 \cdot 1,00 / 365) / 250 \quad 1 \geq 0,24 \checkmark$$

Kiriş Orta Bölgesi İçin Etriye Hesabı:

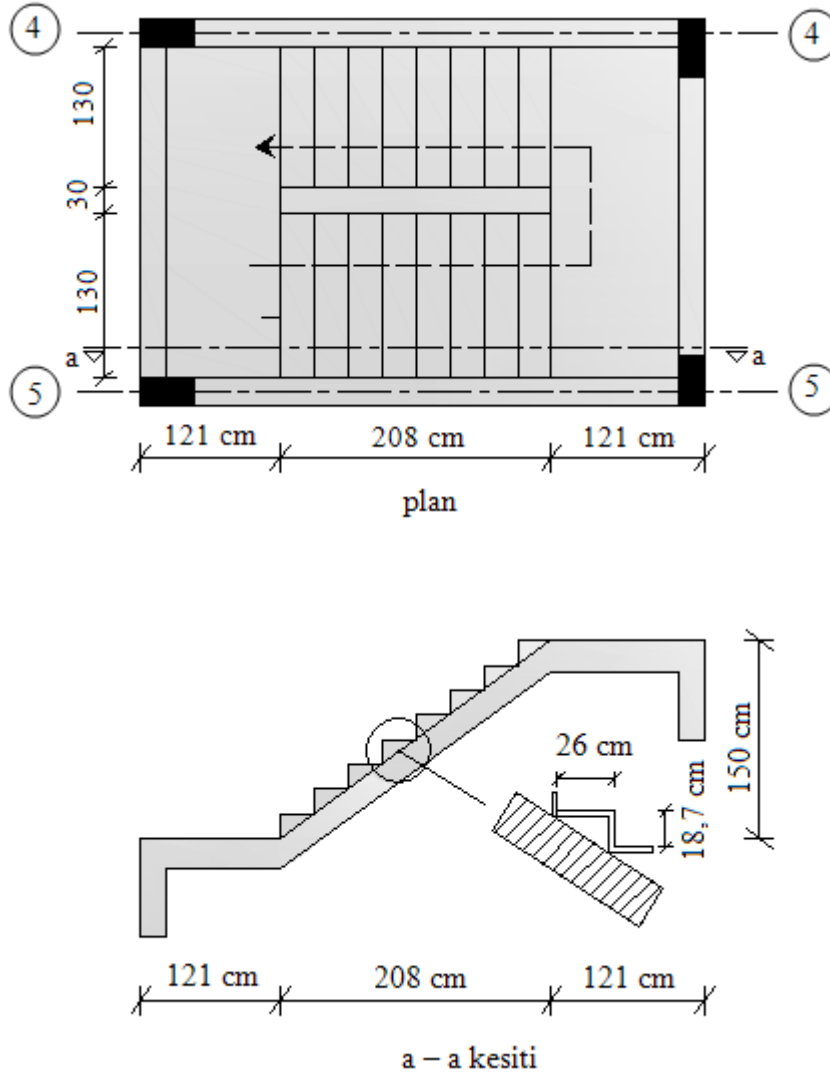
$$V_d = 43,52 \text{ kN} < 3V_{cr} = 3 \cdot 74,75 = 224,25 \text{ kN} \quad \longrightarrow S_o \leq \left\{ d / 2 = 470 / 2 = 235 \right.$$

Seçilen etriye aralığı  $S_o = 200 \text{ mm}$

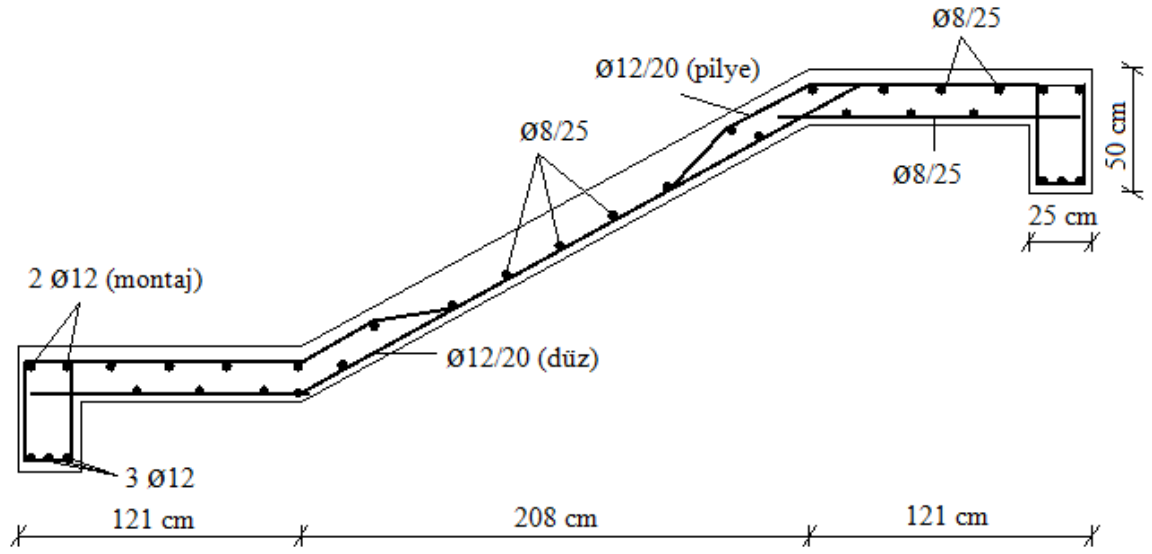
Seçilen etriye aralığı TS500 deki koşulu sağlamaktadır.

$$\frac{A_{sw}}{S_o} \geq 0,3 \cdot \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} \cdot b_w \quad 100,53 / 100 \geq (0,3 \cdot 1,00 / 365) / 250 \quad 1 \geq 0,24 \checkmark$$

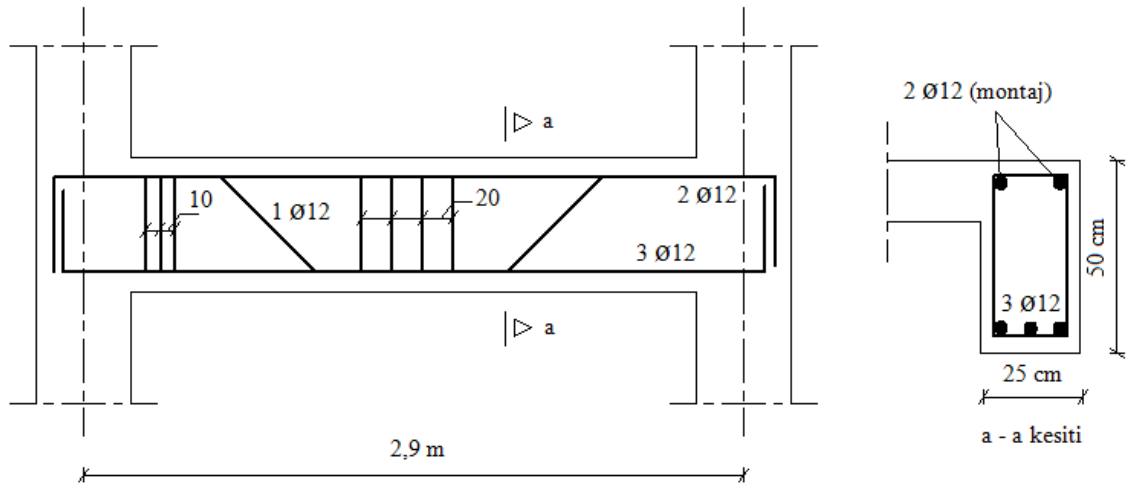




Şekil 2.51. Merdiven plan ve kesiti



Şekil 2.52. Merdiven kolu ve sahanlık plakları donatısı



Şekil 2.53. Sahanlık kirişi donatısı ve kesit detayı

### 3. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu çalışmanın temel amacı, yürürlükte bulunan yönetmeliklere göre betonarme bina türü yapıların tasarımını gerçekleştirmek için bu binaların tasarımına ilişkin gerekli bilgileri ayrıntıya girmeden belirli bir düzende derlemek ve bu bilgilerin kullanımı ile yeterliliklerini örnek olarak seçilen betonarme bir bina tasarımına uygulamaktır.

Bu amaçla birinci bölümde betonarme bir binayı oluşturan elemanların tasarımı için gerekli bilgiler verilmiştir. İkinci bölümde ise birinci bölümde verilmiş olan bilgilerin kullanımıyla betonarme bir binanın tasarımının gerçekleştirilmesine ayrılmıştır. Bu çalışmanın bütününden çıkartılabilecek başlıca sonuçlar ve öneriler ise aşağıda özetlenmektedir.

1) Türkiye Deprem Yönetmeliği (TDY-2007) koşulları “Betonarme Yapıların Tasarımı ve Yapım Kuralları (TS 500-2000)” adlı yönetmeliğimiz koşullarına göre daha elverişsizdir. Bu bakımdan tasarımda söz edilen yönetmeliklerden diğer ulusal yönetmeliğimize göre emniyetli tarafta kalındığından her iki yönetmelik koşulları da sağlanmaktadır.

2) Binaların TDY-2007’ye göre yapısal çözümlerinde önerilen taşıyıcı sistem davranış katsayısı (R), boyutlandırmaları çok önemli derecede etkilemektedir. Durum böyle olmakla beraber adı geçen yönetmelikte deprem yüklerinin tümünün çerçevelerle taşındığı yekpare betonarme binalar için R katsayısı süneklik düzeyi normal sistemler için 4, yüksek sistemler için 8 olmak üzere sadece iki değer önerilmektedir. Davranış katsayısı için ara değerlerin verilmemiş olması tasarımda kuşuklara neden olmaktadır. Öyle ki taşıyıcı sistem davranış katsayısının 8 yerine 4 olarak seçilmesi binaya gelen deprem yüklerini iki katına çıkarmakta, bağıl yer değiştirmeleri de önemli derecede artırmaktadır. Bu durumda binaların kullanılabilir kalarak göçmeye karşı belirli bir güvenliğe sahip olabilmeleri için taşıyıcı sistemde mevcut düzensizlik durumlarının sağlatılması çok zor olmaktadır. Bu nedenle belirtilen zorlukların giderilebilmesi için taşıyıcı sistem davranış katsayısına ilişkin ara değerlerin de verilmesinde yarar bulunmaktadır.

3) Betonarme binaların tasarımında depremden doğan yatay yüklere göre yapısal çözümler düşey yüklere göre yapısal çözümlerden çok daha uzun zaman almaktadır. Zira kolonların ön boyutlandırılmasının  $A_c \geq N_d / (0,5f_{ck})$  ifadesi ile yapılması taşıyıcı sistem davranış katsayısının 4 olarak seçilmesi, düzensizlik durumlarının sağlatılması için

yeterli olmamaktadır. Bu durumda kolon boyutlarının ve konumlarının değiştirilmesi zorunlu olduğundan çözüm süresi uzamaktadır. Çözüm süresinin uzamaması için ön boyutlandırmalar büyük önem kazanmaktadır.

4) Simetrik olmayan çerçeve sistem binalarda, deprem yönetmeliğinde belirtilen düzensizlik durumlarının sağlanması zor olmaktadır. Bu nedenle deprem yönetmeliğinde belirtilen düzensizlik durumlarının kolayca sağlanabilmesi için zorunlu bir neden olmadıkça çerçeve sistem binaların simetrik olarak tasarlanmasında yarar bulunmaktadır.

5) Katlar arası yükseklik farkı binanın deprem etkisindeki davranışını son derece etkilemektedir. Bu durum yükseklik üzerinde bina rijitlik değişiminin ani olmamasını gerektirmektedir.

6) Eşdeğer deprem yükü yöntemine göre gerçekleştirilen yapısal çözümlelerde bina türü yapıların döşemelerinin rijit diyafram olarak çalıştığı varsayılmaktadır. Bu varsayımın isabetli olabilmesi için döşemelerde bulunan boşlukların yürürlükte bulunan yönetmeliklerde belirtilen sınırlar içerisinde kalması kaçınılmaz olmaktadır.

Özetle ön boyutların kesin boyutlardan uzak seçilmesi ve bina taşıyıcı sisteminde önemli düzensizliklerin bulunması durumunda TDY-2007'de öngörülen güvenliğe sahip bina tasarımı yapmak çok zor olmaktadır.

Burada, yukarıda sunulan sonuçların önemli ölçüde bu çalışmanın uygulanmasına konu olan betonarme bina için geçerli olduğunu, bu sonuçları tüm bina türü yapılara genellemeden önce, daha farklı taşıyıcı sisteme sahip çok sayıda betonarme binalar üzerinde uygulamalardan elde edilen bulguların tartışılıp değerlendirilmesi gerektiğini belirtmek uygun olmaktadır.

#### 4. KAYNAKLAR

1. Celep, Z., Betonarme Yapılar, Beşinci Baskı, Beta Dağıtım, İstanbul, 2009.
2. Doğangün, A., Betonarme Yapıların Hesap ve Tasarımı, Dördüncü Baskı, Birsen Yayınevi, İstanbul, 2008.
3. Ersoy, U., Binaların Mimarisinin ve Taşıyıcı Sisteminin Deprem Dayanımına Etkisi, Deprem Güvenli Konut Sempozyumu, Eylül 1999, Ankara, Bildiriler Kitabı, 65-67.
4. Topçu, A., Betonarme II Ders Notları, [mmf2.ogu.edu.tr/atopcu/index\\_dosyalar/Betonarme2.htm](http://mmf2.ogu.edu.tr/atopcu/index_dosyalar/Betonarme2.htm). 15 Ocak 2011.
5. Atımtay, E., Çerçevesiz ve Perdeli Betonarme Sistemlerin Tasarımı Temel Kavramlar ve Hesap Yöntemleri, Cilt II, İkinci Baskı, Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Ankara, 2001.
6. Mertol A., ve Mertol H. C., Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı, Birsen Yayınevi, Ankara, 2002.
7. T.C. Resmi Gazete, Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik. (26511), 03.05.2007, 159 .
8. TS 498, Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri, TSE, Ankara, Kasım 1997.
9. TS 500, Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, TSE, Ankara, Şubat 2000.
10. Kaplan, S.A., Betonarmeye Giriş, Birinci Baskı, Bilbeyki Yayınları, İstanbul, 2009.
11. Bedirhanoğlu İ., Bileşik Eğilme – Eksenel basınç ve Eğilme altındaki Elemanların Taşıma Gücü. [www.dicle.edu.tr/a/idrisb/webtr/Betonarme1/B6-Bilesik\\_Egilme.pdf](http://www.dicle.edu.tr/a/idrisb/webtr/Betonarme1/B6-Bilesik_Egilme.pdf), 20 Mart 2012.
12. Ersoy, U., Betonarme Temel İlkeler ve Taşıma Gücü Hesabı, Cilt I, Üçüncü Baskı, Evrim Yayınevi, İstanbul, 1985.
13. Aktan, S. ve Kırış, N., Betonarme Binalarda Perdelerin Davranışa Etkileri. [www.ogu.edu.tr/mmfdergi/mmfdrg/2010-1/2.pdf](http://www.ogu.edu.tr/mmfdergi/mmfdrg/2010-1/2.pdf) 20 Mart 2012.
14. Duman, T., Elastik Zemine Oturan Radye Temellerin Hesabı, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul, 2008.

15. Uzuner, B. A., Temel Mühendisliğine Giriş, Üçüncü Baskı, Derya Kitabevi, Trabzon, 2006.
16. Önalp, A., Sert S., Geoteknik Bilgisi 3 Bina Temelleri, Birsen Yayınevi, İstanbul, 2006.
17. Uzuner, B. A. ve Şadoğlu E., Temellerin Oturmaları, Yapı Dünyası Dergisi, 123-124 (2006) 56-59.
18. Ersoy, U., Betonarme 2 Döşeme ve Temeller, Cilt II, 1. Baskı, Evrim Yayınevi, İstanbul, 1995.
19. Efendioğlu K., Radye Temellerin Tasarımında Kullanılan Hesap Yöntemlerinin Etkinliklerinin Karşılaştırılmalı Olarak İncelenmesi, Yüksek Lisans Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon, 2008.
20. Gelekçi, Ç., Özuygur A.R., Binalarda Kazıklı Temel Tasarımı ve Uygulamada Karşılaşılan Zorluklar. [http://www.imoankara.org.tr/Portals/0/Sunum\\_cg\\_7.pdf](http://www.imoankara.org.tr/Portals/0/Sunum_cg_7.pdf) 20 Mart 2012.
21. Özcan, K., Yapı, 8. Baskı, Bilim Yayınları, Ankara, 2000.

## **ÖZGEÇMİŞ**

1983 yılında Trabzon'da doğdu. İlk ve orta öğretimini Trabzon'da tamamladı. Lisans eğitimini 2003-2008 yılları arasında Karadeniz Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği bölümünde yaptı. 2008 yılında Karadeniz Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği bölümünde yüksek lisans eğitimine başladı. 2010 yılında Devlet Su İşleri Genel Müdürlüğü DSİ 22. Bölge Müdürlüğünde göreve başlamış olup hala görevine devam etmektedir. Orta derecede İngilizce bilmektedir.