

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**BETONARME BİR YAPININ TÜRK, AVRUPA VE AMERİKAN
YÖNETMELİKLERİNE GÖRE TASARIMI**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Adem KARASU

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

MAYIS 2015

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**BETONARME BİR YAPININ TÜRK, AVRUPA VE AMERİKAN
YÖNETMELİKLERİNE GÖRE TASARIMI**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

**Adem KARASU
(501121070)**

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Prof. Dr. Kutlu DARILMAZ

MAYIS 2015

İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü'nün 501121070 numaralı Yüksek Lisans Öğrencisi **Adem KARASU**, ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı **“BETONARME BİR YAPININ TÜRK, AVRUPA VE AMERİKAN YÖNETMELİKLERİNE GÖRE TASARIMI”** başlıklı tezini aşağıda imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

Tez Danışmanı : **Prof. Dr. Kutlu DARILMAZ**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Jüri Üyeleri : **Prof. Dr. Turgut ÖZTÜRK**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Doç. Dr. Güray ARSLAN
Yıldız Teknik Üniversitesi

Teslim Tarihi : **04 Mayıs2015**
Savunma Tarihi : **27 Mayıs2015**

Aileme,

ÖNSÖZ

İ.T.Ü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Yapı Mühendisliği Yüksek Lisans Programı kapsamında bu tez çalışmasında zemin ve 10 normal kattan oluşan bir betonarme yapının, Türk, Avrupa ve Amerikan yönetmeliklerine göre tasarımı yapısal analiz programı ile yapılp betonarme hesaplar ilgili yönetmeliklere göre elle hesaplanmıştır.

Bu tezin ortaya konmasında katkıları ve yol göstericiliği ile bana yardımcı olan karşılaştığım problemlerde çözümler üreten değerli hocam Sayın Prof. Dr. Kutlu DARILMAZ'a

Tez çalışmalarım boyunca teknik desteğinin yanında psikolojik olarak beni yönlendiren ve tezimi zamanında yetiştirmemi sağlayan değerli hocam Sayın Yüksek Mühendis Erkan GÜNAL'a

Bana ilk iş tecrübemi kazanmamı sağlayan işlerimde beni hep iyi bir mühendis olmaya yönlendiren ve hoşgörüsünden taviz vermeyen değerli Tasarım Koordinatörüm Sayın Yüksek Mühendis Ömer GÜZEL'e

Hayatım boyunca bana örnek olan özellikle üniversite hayatım boyunca hep yanımda olan maddi ve manevi desteğini benden esirgemeyen ağabeyim Ali KARASU'ya

Yüksek lisans süresince bana tavsiyeleri ve rehberliği ile yol gösteren Sayın Yüksek Mühendis Volkan AKKUZU ve özellikle tezimi yazma dönemlerinde karşılaştığım problemlere çözümler üreten Sayın Yüksek Mühendis Fatma Sevil MALCIOĞLU'na ve tüm Yapı Merkezi ailesine en içten dileklerimle teşekkür ederim.

Mayıs 2015

Adem Karasu
(İnşaat Mühendisi)

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ.....	vii
İÇİNDEKİLER	ix
KISALTMALAR	xiii
ÇİZELGE LİSTESİ.....	xv
ŞEKİL LİSTESİ.....	xix
SEMBOL LİSTESİ	xxi
ÖZET.....	xxv
SUMMARY	xxix
1. GİRİŞ	1
1.1 Çalışmanın Amacı	1
2. TÜRK, EUROCODE VE AMERİKAN YÖNETMEKLİKLERİNE GÖRE TASARIM İLKELERİ	3
2.1 Türk Yönetmeliklerine Göre Tasarım Aşamaları.....	3
2.1.1 DBYBHY ile ilgili genel bilgiler	3
2.1.2 DBYBHY’de eşdeğer deprem yükü yöntemi	6
2.1.3 DBYBHY’de mod birleştirme yöntemi	12
2.1.4 DBYBHY’de yapı düzensizlikleri	15
2.1.4.1 Planda düzensizlik durumları.....	15
A1 burulma düzensizliği	15
A2 Döşeme süreksizliği	16
A3 Planda çıkıntılar bulunması	17
2.1.4.2 Düşey doğrultuda düzensizlik durumları	17
Komşu katlar arası dayanım düzensizliği (zayıf kat).....	17
Komşu katlar arası rijitlik düzensizliği (yumuşak kat)	18
Taşıyıcı sistemin düşey elemanlarının süreksizliği.....	18
2.1.5 TS 500’de taşıma gücü sınır durumuna göre hesap ilkeleri.....	18
2.2 Eurocode Yönetmeliklerine Göre Tasarım Aşamaları	20
2.2.1 Eurocode 8 ile ilgili genel bilgiler.....	21
2.2.2 Eurocode 8’de eşdeğer deprem yükü yöntemi.....	29
2.2.3 Eurocode 8’de mod birleştirme yöntemi.....	33
2.2.4 Eurocode 8’de yapı düzensizlikleri.....	34
2.2.4.1 Planda düzensizlik durumları.....	34
2.2.4.2 Düşey doğrultuda düzensizlik durumları	35
2.2.5 Eurocode 2’de taşıma gücü sınır durumuna göre hesap ilkeleri	37
2.3 ASCE/SEI 7-10 Göre Tasarım Aşamaları.....	37
2.3.1 ASCE/SEI 7-10 ile ilgili genel bilgiler	37
2.3.2 ASCE/SEI 7-10’da eşdeğer deprem yükü yöntemi.....	44
2.3.3 ASCE/SEI 7-10’da mod birleştirme yöntemi	48
2.3.4 ASCE/SEI 7-10’a göre yapı düzensizlikleri	49
2.3.4.1 Planda düzensizlik durumları.....	49
1-a Burulma Düzensizliği ve 1-b ileri derecede burulma düzensizliği	49

Girintili köşe düzensizliği	49
Döşeme süreksizlik düzensizliği	49
Düşey elemanların akstan sapma düzensizliği	49
Paralel olmayan sistem düzensizliği	49
2.3.4.2 Düşey doğrultuda düzensizlik durumları	49
1-a Yumuşak kat düzensizliği ve 1-b ileri derecede yumuşak kat düzensizliği.....	49
Kütle dağılım düzensizliği	50
Düşey geometri düzensizliği	50
Düşey elemanların süreksizlik düzensizliği	50
5-a zayıf kat ve 5-b aşırı zayıf kat düzensizliği.....	50
2.3.5 ACI 318 göre taşıma gücü sınır durumu hesap ilkeleri.....	50
3. TASARLANACAK YAPIYA AİT ÖZELLİKLER.....	55
3.1 Malzeme bilgileri.....	55
3.2 Düşey Taşıyıcı Elemanların Tasarımında Hareketli Yük Azaltılması	56
3.2.1 TS 498’de hareketli yük azaltma katsayısı.....	56
3.2.2 EC1’e göre hareketli yük azaltma katsayısı	56
3.2.3 ASCE 7-10’a göre hareketli yük azaltma katsayısı.....	57
3.3 Yapısal Analiz Programı ile Yapının Modelinin Oluşturulması	59
4. BETONARME BİR YAPININ TASARIMI	61
4.1 Döşemeleri Tasarımı	61
4.1.1 Döşemelerin çalışma ilkelerinin belirlenmesi	61
4.1.2 Döşeme kenarının sürekli, süreksiz olması	61
4.2 Döşeme Kalınlıklarının Belirlenmesi	61
4.3 Döşeme Yüklerinin Belirlenmesi	63
4.4 Yapının Temel Tasarımı.....	64
4.5 Yapı dönme atalet kütlesi	64
4.6 Serbest titreşim analizi	66
5. TASARIM VE ANALİZLERİN YAPILMASI	67
5.1 Türk Yönetmeliklerine Göre Hesap	67
5.1.1 Deprem hesabı.....	67
5.1.1.1 Eşdeğer deprem yükü hesap yöntemi.....	67
5.1.1.2 DBYBHY’ye göre tasarımda kullanılan yük birleşimleri.....	70
5.1.1.3 Taşıyıcı sistemin analizler ile çözülmesi.....	71
5.1.1.4 Düzensizliklerin Kontrolü	71
5.1.1.5 Etkin görel kat ötelemelerinin kontrolü	76
5.1.1.6 İkincil mertebeye etkilerinin kontrolü.....	78
5.1.1.7 Mod birleştirme hesap yöntemi.....	79
5.1.1.8 Eşdeğer deprem yöntemi ile mod birleştirme yönteminin kıyaslanması	81
5.1.2 Betonarme kesit tasarımı.....	82
5.1.2.1 Kiriş kolon ve perde tasarımı ile ilgili gerekli bilgiler	83
Kiriş.....	83
Kolon.....	88
Perde tasarımı.....	91
5.1.2.2 Kiriş kesitlerinin tasarımı	96
Kiriş enkesit özellikleri	97
Açıklıkta kiriş betonarme hesabı.....	97
Mesnette kiriş betonarme hesabı	99
Kiriş kesme güvenliği kontrolü	100

5.1.2.3 Kolon kesitlerinin tasarımı	103
Kolon eğilme tasarımı	103
Kolon sargı donatısının hesabı	104
Kolon kesme güvenliğinin kontrolü	104
Kolonların kesme kuvveti hesabı	105
Kolonların kirişlerden güçlü olma kontrolleri.....	106
5.1.2.4 Perde kesitlerinin tasarımı	109
5.2 Eurocode Yönetmeliklerine Göre Hesap.....	113
5.2.1 Eurocode 8'e göre deprem hesabı	113
5.2.1.1 Eşdeğer deprem yükü hesap yöntemi.....	113
5.2.1.2 Eurocode 'a (EN 1990.2002) göre tasarımda kullanılan yük birleşimleri	117
5.2.1.3 Taşıyıcı sistemin analizler ile çözümlenmesi.....	118
5.2.1.4 Düzensizliklerin kontrolü	118
5.2.1.5 Etkin görelî kat ötelemelerinin kontrolü	118
5.2.1.6 İkinci mertebe etkilerinin kontrolü	120
5.2.1.7 Mod birleştirme yöntemi hesapları	121
5.2.1.8 Kiriş kesitlerinin tasarımı	124
Kiriş kesme hesabı	127
5.2.1.9 Kiriş kesitlerinin tasarımı	129
Açıklıkta betonarme kiriş hesabı.....	130
Mesnette betonarme kiriş hesabı	130
Kiriş kesme güvenliğinin kontrolü.....	132
5.2.1.10 Kolon kesitlerinin tasarımı	134
Kolon kesme hesabı	137
Kolonların kirişlerden güçlü olma kontrolleri.....	141
5.2.1.11 Perde kesitlerinin tasarımı.....	142
Perde kesme hesabı	144
Perde uç bölge tasarımı	147
5.3 Amerikan Yönetmeliklerine Göre Hesap	150
5.3.1 ASCE/SEI 7-10'a göre deprem hesabı.....	150
5.3.1.1 Eşdeğer deprem yükü hesap yöntemi.....	150
5.3.1.2 Tasarımda kullanılan yük birleşimleri	155
5.3.1.3 Taşıyıcı sistemin analizler ile çözümlenmesi.....	156
5.3.1.4 Düzensizliklerin kontrolü	156
5.3.1.5 Etkin görelî kat ötelemelerinin kontrolü	158
5.3.1.6 İkinci mertebe etkilerinin kontrolü	160
5.3.1.7 Mod birleştirme yöntemi hesapları	161
5.3.1.8 Eşdeğer deprem yöntemi ile mod birleştirme yönteminin kıyaslanması	163
5.3.1.9 Kiriş kesitlerinin tasarımı	164
Geometrik özelliklerin belirlenmesi.....	165
Boyuna donatıların belirlenmesi	165
Açıklıkta betonarme kiriş hesabı.....	168
Mesnette betonarme kiriş hesabı	169
Enine sargı donatısının belirlenmesi	169
5.3.1.10 Kolon kesitlerinin tasarımı	174
Kesme tasarımının yapılması	177
Kolonların kirişlerden güçlü olma kontrolleri.....	183
5.3.1.11 Perde kesitlerinin tasarımı.....	184

Perde kesme tasarımı.....	185
Perde uç bölge tasarımı	186
6. HESAP SONUÇLARININ KARŞILAŞTIRILMASI VE ÖNERİLER	189
6.1 Yapı Periyotlarının Karşılaştırılması	189
6.2 Deprem Ağırlıklarının Karşılaştırılması	189
6.3 Taban Kesme Kuvvetlerinin Karşılaştırılması	190
6.4 Yer Değiştirmelerin ve Göreli Ötelemelerin Karşılaştırılması.....	191
6.5 Yük Kombinasyonlarının Farklı Olması	195
6.6 Deprem Hesabı Farklılıkları	196
KAYNAKLAR.....	199
EKLER.....	201
ÖZGEÇMİŞ	215

KISALTMALAR

ACI	: American Concrete Institute
ACI 318-11	: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary
ASCE/SEI	: Structural Engineering Institute of the American Society of Civil Engineers
ASCE 7-10	: Minimum Design Loads for Buildings and Structures.
CQC	: Complete Quadric Combination
DBYBHY	: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik
EN	: European Norm
ETABS	: Integrated Building Design Software
IBC	: International Building Code
SDC	: Seismic Design Category
SRSS	: Square Root of the Sum of the Squares
TS 498	: Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri
TS 500	: Betonarme Yapıların Tasarım ve Hesap Kuralları

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 2.1	: DBYBHY’de EDY yönteminin uygulanabileceği binalar	4
Çizelge 2.2	: DBYBHY’ye göre yerel zemin grupları.	5
Çizelge 2.3	: DBYBHY’ye göre yerel zemin sınıfları.....	6
Çizelge 2.4	: DBYBHY’de hareketli yük katılım katsayısı (n).....	7
Çizelge 2.5	: DBYBHY’de etkin yer ivme katsayısı (A_0).....	8
Çizelge 2.6	: DBYBHY’de karakteristik spektrum periyotları (T_A ve T_B)	8
Çizelge 2.7	: DBYBHY’de bina önem katsayısı (I)	9
Çizelge 2.8	: DBYBHY’de taşıyıcı sistem davranış katsayısı (R)	10
Çizelge 2.9	: TS 500’de beton sınıfına bağlı k_1 değerleri.....	20
Çizelge 2.10	: Zemin sınıfları	22
Çizelge 2.11	: Tip 1 elastik ivme spektrumu verileri.....	23
Çizelge 2.12	: Tip 2 elastik ivme spektrumu verileri.....	24
Çizelge 2.13	: Tavsiye edilen parametreler	25
Çizelge 2.14	: Hareketli yük kombinasyon katsayıları	26
Çizelge 2.15	: Eurocode 8’de bina önem katsayısı.....	30
Çizelge 2.16	: Eurocode 8’de esas davranış katsayıları.....	31
Çizelge 2.17	: ASCE/SEI 7-10’a göre zemin sınıfları	38
Çizelge 2.18	: ASCE 7-10’da metrik sistem için verilen esas periyot parametreleri	40
Çizelge 2.19	: ASCE/SEI 7-10’da kısa periyot zemin katsayısı, F_a	41
Çizelge 2.20	: ASCE/SEI 7-10’da uzun periyot zemin katsayısı, F_v	42
Çizelge 2.21	: ASCE/SEI 7-10’da periyot hesabı için üst sınır katsayısı.....	42
Çizelge 2.22	: ASCE/SEI 7-10’da sismik tasarım kategorileri.....	44
Çizelge 2.23	: ASCE/SEI 7-10’da kısa periyot davranış spektrumuna göre SDC	44
Çizelge 2.24	: ASCE/SEI 7-10’da 1 sn periyot davranış spektrumuna göre SDC	44
Çizelge 2.25	: ASCE/SEI 7-10’da bina önem katsayısı	46
Çizelge 2.26	: ASCE/SEI 7-10’da yapı davranış katsayısı.....	47
Çizelge 2.27	: ACI 318’de taşıma kapasitesi azaltma katsayısı	51
Çizelge 2.28	: ASCE/SEI 7-10’da yapı davranış katsayısı.....	53
Çizelge 3.1	: Kullanılan malzeme dayanım bilgileri	55
Çizelge 3.2	: TS 498’de hareketli yük azaltma değerleri.....	56
Çizelge 3.3	: Eurocode 1990 ilave yük azaltma katsayısı ψ_0	57
Çizelge 3.4	: Hareketli yük eleman faktörü K_{LL} ASCE/SEI 7-10 Table 4.2.....	57
Çizelge 4.1	: Zemin kat döşemeleri döşeme kalınlıklarının belirlenmesi	62
Çizelge 4.2	: Kat kütleleri ve kat ağırlık merkezi.....	65
Çizelge 4.3	: Kat dönme atalet kütlesi	65
Çizelge 4.4	: Modlara ait periyot, frekans ve açısal frekans değerleri	66
Çizelge 5.1	: Eşdeğer deprem yükü yöntemi parametreleri.....	68
Çizelge 5.2	: Eşdeğer deprem yüklerinin katlara dağıtılması	69
Çizelge 5.3	: X doğrultulu deprem EXN için A1 burulma düzensizliğinin tahkiki	71
Çizelge 5.4	: Y doğrultulu deprem EYP için A1 burulma düzensizliğinin tahkiki .	72
Çizelge 5.5	: A2 döşeme süreksizliği tahkiki	72

Çizelge 5.6 : X doğrultusu için B1 zayıf kat düzensizliğinin tahkiki	73
Çizelge 5.7 : Y doğrultusu için B1 zayıf kat düzensizliğinin tahkiki	74
Çizelge 5.8 : X doğrultulu deprem EXN için B2 yumuşak kat düzensizliğinin tahkiki.....	75
Çizelge 5.9 : Y doğrultulu deprem EYP için B2 yumuşak kat düzensizliğinin tahkiki.....	75
Çizelge 5.10 : X doğrultulu deprem EXN için etkin görelî kat ötelemesi tahkiki.....	77
Çizelge 5.11 : Y doğrultulu deprem EYP için etkin görelî kat ötelemesi tahkiki	77
Çizelge 5.12 : X doğrultulu deprem EXN için ikinci mertebe kontrolleri	78
Çizelge 5.13 : Y doğrultulu deprem EYP için ikinci mertebe kontrolleri	79
Çizelge 5.14 : Kütle katılım oranları ETABS 2013	81
Çizelge 5.15 : EDY ve mod birleştirme yöntemi ile bulunan taban kesme kuvvetleri	82
Çizelge 5.16 : DBYBHY'ye göre perde elemanlarda sınır koşullar.....	94
Çizelge 5.17 : ETABS 2013 kiriş tasarımı açıklık ortasında kesit bilgileri.....	98
Çizelge 5.18 : ETABS 2013 kiriş tasarımı mesnet bölgesi kesit bilgileri	99
Çizelge 5.19 : ETABS 2013 kiriş tasarımı açıklık ortasında kesit bilgileri.....	101
Çizelge 5.20 : ETABS 2013 kiriş tasarımı mesnet bölgesi kesit bilgileri	101
Çizelge 5.21 : ETABS 2013 S04 kolonu kesit bilgileri	103
Çizelge 5.22 : ETABS 2013 S04 kolonu moment normal kuvvet etkileşimi	104
Çizelge 5.23 : ETABS 2013 S02 kolonu kesit bilgileri	106
Çizelge 5.24 : ETABS 2013 S02 kolonu moment normal kuvvet etkileşimi	107
Çizelge 5.25 : ETABS 2013 P02 perdesi tasarım bilgileri	110
Çizelge 5.26 : Yaklaşım yöntem kullanılarak eşdeğer deprem yükü yöntemi	113
Çizelge 5.27 : Modal analiz yöntemi kullanılarak eşdeğer deprem yükü yöntemi..	114
Çizelge 5.28 : Yaklaşım yöntemle eşdeğer deprem yükünün katlara dağıtılması ...	115
Çizelge 5.29 : Modal analizden alınan periyoda göre eşdeğer deprem yükünün katlara dağıtılması	116
Çizelge 5.30 : X doğrultusunda etkin görelî kat ötelemelerinin kontrolü	119
Çizelge 5.31 : Y doğrultusunda etkin görelî kat ötelemelerinin kontrolü	119
Çizelge 5.32 : X doğrultulu deprem EXN için ikinci mertebe kontrolleri	120
Çizelge 5.33 : Y doğrultulu deprem EYP için ikinci mertebe kontrolleri	121
Çizelge 5.34 : Kütle katılım oranları ETABS 2013	123
Çizelge 5.35 : ETABS 2013 kiriş tasarımı açıklık ortasında kesit bilgileri.....	130
Çizelge 5.36 : ETABS 2013 kiriş tasarımı mesnet bölgesi kesit bilgileri	131
Çizelge 5.37 : ETABS 2013 kiriş tasarımı açıklık ortasında kesit bilgileri.....	131
Çizelge 5.38 : ETABS 2013 kiriş tasarımı mesnet bölgesi kesit bilgileri	131
Çizelge 5.39 : ETABS 2013 kiriş tasarımı mesnet bölgesi kesit bilgileri	132
Çizelge 5.40 : S04 kolonu en elverişsiz tesirler ETABS 2013	136
Çizelge 5.41 : ETABS 2013 S04 kolonu moment normal kuvvet etkileşimi	136
Çizelge 5.42 : S02 kolonu en elverişsiz tesirler ETABS 2013	136
Çizelge 5.43 : S02 kolonu normal kuvvet moment etkileşimi ETABS 2013	137
Çizelge 5.44 : ETABS 2013 S04 kolonu kesme kuvveti kesit bilgileri.....	139
Çizelge 5.45 : ETABS 2013 S02 kolonu kesme kuvveti kesit bilgileri.....	140
Çizelge 5.46 : P02 perdesine ait kesit bilgileri	142
Çizelge 5.47 : ETABS 2013 P02 perdesi tasarım bilgileri	143
Çizelge 5.48 : ETABS 2013 P02 perdesi normal kuvvet moment etkileşimi.....	143
Çizelge 5.49 : Yaklaşık yöntem ile hesaplanan EDY'ne bağılı parametreler.....	151
Çizelge 5.50 : Modal analiz yöntem ile hesaplanan EDY'ne bağılı parametreler....	152
Çizelge 5.51 : Yaklaşım yöntemle eşdeğer deprem yükünün katlara dağıtılması ...	153

Çizelge 5.52 : Modal analizden alınan periyoda göre eşdeğer deprem yükünün katlara dağıtılması	154
Çizelge 5.53 : X doğrultulu deprem EXN için burulma düzensizliğinin tahkiki ..	156
Çizelge 5.54 : Y doğrultulu deprem EYP için burulma düzensizliğinin tahkiki ..	157
Çizelge 5.55 : Kütle dağılım düzensizliğinin tahkiki	158
Çizelge 5.56 : Etkin görelî kat ötelemelerinin kontrolü EXN	159
Çizelge 5.57 : Etkin görelî kat ötelemelerinin kontrolü EYP	159
Çizelge 5.58 : X doğrultulu deprem EXN için ikinci mertebe etkileri tahkiki.....	160
Çizelge 5.59 : Y doğrultulu deprem EYP için ikinci mertebe etkileri tahkiki	161
Çizelge 5.60 : Kütle katılım oranları ETABS 2013.....	163
Çizelge 5.61 : EDY ve mod birleştirme yöntemi ile bulunan taban kesme kuvvetleri	164
Çizelge 5.62 : K109 kirişine ait özellikler	165
Çizelge 5.63 : ETABS 2013 K109 kirişî açıklık ortasında kesit bilgileri	166
Çizelge 5.64 : ETABS 2013 K109 kirişî mesnet bölgesinde kesit bilgileri	166
Çizelge 5.65 : ETABS 2013 K110 kirişî açıklık ortasında kesit bilgileri	169
Çizelge 5.66 : ETABS 2013 K110 kirişî mesnet bölgesinde kesit bilgileri	169
Çizelge 5.67 : Amerikan yönetmeliklerine göre donatı çapı ve alanı.....	174
Çizelge 5.68 : S04 kolonu normal kuvvete bağılı moment kapasiteleri ETABS 2013	176
Çizelge 5.69 : S04 kolonu en elverişsiz tesirler ETABS 2013	177
Çizelge 5.70 : S02 kolonu normal kuvvete bağılı moment kapasiteleri ETABS 2013	177
Çizelge 5.71 : S02 kolonu en elverişsiz tesirler ETABS 2013	177
Çizelge 5.72 : S04 kolonu kesit ve malzeme bilgileri	179
Çizelge 5.73 : P02 perdesine ait kesit bilgileri	184
Çizelge 5.74 : ETABS 2013 P02 perdesi tasarım bilgileri	184
Çizelge 5.75 : ETABS 2013 P02 perdesi normal kuvvet moment etkileşimi	184
Çizelge 6.1 : Yapı periyotlarının karşılaştırılması	189
Çizelge 6.2 : Deprem ağırlıklarının karşılaştırılması.....	190
Çizelge 6.3 : Taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması (Yaklaşık yöntem)	190
Çizelge 6.4 : Taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması (Modal analiz)	190
Çizelge 6.5 : X doğrultusunda maksimum yer değıştirmelerin kıyaslanması	191
Çizelge 6.6 : X doğrultusunda minimum yer değıştirmelerin kıyaslanması	192
Çizelge 6.7 : Y doğrultusunda maksimum yer değıştirmelerin kıyaslanması	192
Çizelge 6.8 : Y doğrultusunda minimum yer değıştirmelerin kıyaslanması	193
Çizelge 6.9 : X doğrultusunda ortalama görelî kat ötelemelerinin kıyaslanması ..	193
Çizelge 6.10 : Y doğrultusunda ortalama görelî kat ötelemelerinin kıyaslanması ..	194
Çizelge 6.11 : X doğrultusunda etkin görelî kat ötelemelerinin kıyaslanması	194
Çizelge 6.12 : Y doğrultusunda etkin görelî kat ötelemelerinin kıyaslanması	195

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1 : DBYBHY'ye göre deprem hesap yönteminin seçilmesi[2].....	4
Şekil 2.2 : Tasarım ivme spektrum eğrisi[1].	9
Şekil 2.3 : DBYBHY'ye göre A3 türü düzensizlik [1].	17
Şekil 2.4 : Bina önem katsayısına bağlı dönüş periyotları[5].....	21
Şekil 2.5 : Deprem hesap yönteminin belirlenmesi[7].	28
Şekil 2.6 : Analizler sonucu yapılan kontroller[7].	29
Şekil 2.7 : Eurocode 8'de kat çekilmesi koşulu(a).....	35
Şekil 2.8 : Eurocode 8'de kat çekilmesi koşulu(b).....	36
Şekil 2.9 : Eurocode 8'de kat çekilmesi koşulu(c).....	36
Şekil 2.10 : Eurocode 8'de kat çekilmesi koşulu(d).	37
Şekil 2.11 : ASCE/SEI 7-10'a göre deprem hesap yönteminin belirlenmesi	39
Şekil 2.12 : ASCE/SEI 7 tasarım spektrumu	43
Şekil 3.1 : Kat kalıp planı.....	58
Şekil 3.2 : 11 katlı betonarme yapının ETABS 2013 ile kurulan modeli.....	60
Şekil 5.1 : Azaltılmış ivme spektrumu	80
Şekil 5.2 : Kirişlerde beton örtüsü ve donatı aralık koşulları	83
Şekil 5.3 : Kiriş genişliğinin kolondan büyük olma durumu.....	84
Şekil 5.4 : Kirişlerin geniş olması durumunda gerilme akışı.....	85
Şekil 5.5 : Örnek kiriş kesiti	85
Şekil 5.6 : DBYBHY'de boyuna donatı eklenmesine ilişkin koşullar	86
Şekil 5.7 : DBYBHY'de enine donatı koşulları	87
Şekil 5.8 : DBYBHY'ye göre kolon tasarımı.....	90
Şekil 5.9 : Perde uç bölgesi donatı düzeni.....	94
Şekil 5.10 : DBYBHY'ye göre perde donatı düzeni	95
Şekil 5.11 : Perde eğilme tasarım momentlerinin bulunması	96
Şekil 5.12 : Kiriş kesitlerinin açıklık ortası tasarımı	98
Şekil 5.13 : Kiriş kesitlerinin mesnet bölgesi tasarımı	99
Şekil 5.14 : B-B aksı kiriş donatı detayları.....	102
Şekil 5.15 : B-B aksı S04 kolonu donatı detayları	108
Şekil 5.16 : B-B aksı S02 kolonu donatı detayları	109
Şekil 5.17 : P02 perdesi donatı çizimleri	112
Şekil 5.18 : Azaltılmış ivme spektrumu	122
Şekil 5.19 : EC2'de dikdörtgen kiriş kesit eğilme hesabı.....	124
Şekil 5.20 : B-B aksı kirişleri donatı detayları	133
Şekil 5.21 : Kolon için normal kuvvet moment etkileşim diyagramları.....	134
Şekil 5.22 : EC2'de kolon kesiti eğilme hesabı.....	134
Şekil 5.23 : B-B aksı S04 kolonu donatı detayları	140
Şekil 5.24 : B-B aksı S02 kolonu donatı detayları	141
Şekil 5.25 : EC 8 Perde uç bölgeleri gösterimi.....	149
Şekil 5.26 : P02 perdesi donatı çizimleri	149
Şekil 5.27 : Azaltılmış ivme spektrumu	162

Şekil 5.28 : ACI dikdörtgen blok hesabı ile donatı hesabı	167
Şekil 5.29 : Kiriş ve kolon için tasarım kesme kuvveti ACI 318	170
Şekil 5.30 : B-B aksı kirişleri donatı detayları.....	173
Şekil 5.31 : Moment- Normal kuvvet etkileşimi	174
Şekil 5.32 : Kolonlar için gerilme şekil değiştirme diyagramları.....	175
Şekil 5.33 : ACI 318'e göre kolonlarda enine donatı düzenlenmesi	181
Şekil 5.34 : B-B aksı S04 kolonu donatı detayları.....	182
Şekil 5.35 : B-B aksı S02 kolonu donatı detayları.....	183
Şekil 5.36 : Perde uç bölgeleri L_{BZ}	187
Şekil 5.37 : P02 perdesi donatı çizimleri	188
Şekil A.1 : Zemin kat kalıp planı	202
Şekil A.2 : DBYBHY'ye göre B-B aksı kiriş donatı detayları.....	203
Şekil A.3 : DBYBHY'ye göre B-B aksı S04 kolonu donatı detayları.....	204
Şekil A.4 : DBYBHY'ye göre B-B aksı S02 kolonu donatı detayları.....	205
Şekil A.5 : DBYBHY'ye göre P02 perdesi donatı detayları	206
Şekil A.6 : Eurocode 8'e göre B-B aksı kiriş donatı detayları	207
Şekil A.7 : Eurocode 8'e göre B-B aksı S04 kolonu donatı detayları	208
Şekil A.8 : Eurocode 8'e göre B-B aksı S02 kolonu donatı detayları	209
Şekil A.9 : Eurocode 8'e göre P02 perdesi donatı detayları	210
Şekil A.10 : ASCE/SEI 7-10'a göre B-B aksı kiriş donatı detayları	211
Şekil A.11 : ASCE/SEI 7-10'a göre B-B aksı S04 kolonu donatı detayları	212
Şekil A.12 : ASCE/SEI 7-10'a göre B-B aksı S02 kolonu donatı detayları	213
Şekil A.13 : ASCE/SEI 7-10'a göre P02 perdesi donatı detayları.....	214

SEMBOL LİSTESİ

$A(T)$	: Spektral ivme katsayısı
A_c	: Brüt beton alanı
A_{ck}	: Etriye içindeki kalan beton alanı
A_e	: Etkili kesme alanı
A_g	: Perde olarak çalışan taşıyıcı sistem elemanlarının enkesit alanı
A_k	: Dolgu duvar alanı
A_p	: Tüm kat alanı
$A_{s,g}$	: Gövde donatısı alanı
A_{sh}	: Enine donatı alanı
$A_s,$	: Çekme donatısı alanı
A_s	: Basınç donatısı alanı
A_0	: Etkin yer ivme katsayısı
a_g	: A tipi zemin için tasarım yer ivmesi (Eurocode 8)
b_k	: Kolonda en dıştaki enine donatıları eksenleri arasındaki uzaklık
b_w	: Kirişin gövde genişliği
c	: Tarafsız eksen derinliği
C_d	: Yer değiştirme arttırma katsayısı
C_s	: Sismik davranış katsayısı
C_t	: Yapı periyot katsayısı
C_u	: Periyot üst limit katsayısı
d	: Kirişin faydalı yüksekliği
d'	: Beton örtüsü, paspayı
d_{fi}	: Binanın i'inci katında fiktif yüklere göre hesaplanan yer değiştirme
d_r	: Etkin görel kat ötelemesi (Eurocode 8)
E	: Deprem etkisi
E_h	: Yatay deprem etkisi
E_s	: Çelik malzeme elastisite modülü
E_v	: Düşey deprem etkisi
e	: Dışmerkezlik
e_0	: Kütle ve rigidlik merkezleri arası mesafe
F	: Akışkan yükü
F_a	: Kısa periyot için zemin düzeltme katsayısı
F_b	: Eşdeğer deprem yükü yöntemi taban kesme kuvveti (Eurocode 8)
F_{bk}	: Rigid bodrum katına etkiyen eşdeğer deprem yükü
F_d	: Tasarım kuvveti
F_{fi}	: i'inci kata etkiyen fiktif yük
F_i	: i'inci kata etkiyen eşdeğer deprem yükü
F_v	: Uzun periyot için zemin düzeltme katsayısı
f_{cd}	: Beton tasarım basınç dayanımı
f_{ck}	: Beton karakteristik basınç dayanımı
f_{ctd}	: Beton tasarım çekme dayanımı
f_{ctk}	: Beton karakteristik çekme dayanımı
f_{yd}	: Donatı akma gerilmesi

f_{ywd}	: Etriye donatısı akma gerilmesi
f_{yk}	: Donatı karakteristik akma gerilmesi
g	: Yerçekim ivmesi
g_i	: Binanın i'inci katındaki toplam ölü yük
H	: Yapı toplam yüksekliği
H_{cr}	: Kritik perde yüksekliği
H_w	: Zemin kat döşemesinden itibaren ölçülen toplam perde yüksekliği
h	: Kat yüksekliği
h_k	: Kiriş yüksekliği
h_{sx}	: Kat yüksekliği (ASCE/SEI 7-10)
I	: Bina önem katsayısı
$I_{x,y}$	: Atalet momentleri x ve y eksenleri etrafında
I_e	: Bina önem katsayısı (ASCE/SEI 7-10)
K_{LL}	: Hareketli yük eleman faktörü (ASCE/SEI 7-10)
L	: Hareketli yük (ACI 318-11)
l_{bz}	: Perde uç bölgesinin uzunluğu
l_{cr}	: Kesitlere ait kritik yükseklik
l_n	: Serbest açıklık
l_w	: Perdenin plandaki uzunluğu
M_a	: Kolonun alt ucunda, kolon kesme hesabında esas alınan moment
M_d	: Tasarım momenti
M_n	: n'inci doğal titreşim moduna ait kütle
$M_{p\ i,j}$	: Kiriş i ve j uçlarında oluşan moment kapasiteleri
$M_{r\ ü,a}$	: Kolon alt ve üst kısmında hesaplanan taşıma gücü momenti
M_{xn}	: X deprem doğrultusunda n'inci doğal titreşim modundaki etkin kütle
M_{yn}	: Y deprem doğrultusunda n'inci doğal titreşim modundaki etkin kütle
m	: Döşemelerde uzun kenarın kısa kenara oranı
m_i	: Binanın i'inci katının kütlesi
N_d	: Tasarım eksenel kuvveti
n	: Kat sayısı
n	: Hareketli yük katılım katsayısı
N_{dm}	: Tasarım eksenel kuvvetlerinin en büyüğü
P_{tot}	: İlgili kat seviyesi üzerindeki bina toplam yükü
P_u	: Tasarım normal kuvveti
Q	: Hareketli yük
Q_E	: Yatay deprem etkisi
q	: Yapı davranış katsayısı (Eurocode 8)
q_i	: Binanın i'nci katındaki toplam hareketli yük
R	: Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
R	: Yağmur yükü
$R_a(T)$	: Deprem yükü azaltma katsayısı
R_d	: Tasarım dayanımı
S	: Kar yükü
S	: Zemin katsayısı (Eurocode 8)
S_s	: Haritadan kısa periyotlarda okunan spektral davranış ivme parametresi
S_1	: Haritadan 1 sn periyotunda okunan spektral davranış ivme parametresi
S_{Ds}	: Kısa periyotlarda okunan tasarım spektral davranış ivme parametresi
S_{D1}	: 1sn periyotunda okunan tasarım spektral davranış ivme parametresi

S_{Ms}	: Zemin sınıfı etkileri etkiltilmiş kısa periyot spektral davranış ivme parametresi
S_{M1}	: Zemin sınıfı etkileri etkiltilmiş 1 sn periyodu spektral davranış ivme parametresi
$S(T)$	: Spektrum katsayısı
$S_{ae}(T)$	: Elastik spektral ivme
s	: Enine donatı aralığı
T	: Bina doğal titreşim periyodu
T	: Sıcaklık değişimi, büzülme vb. Yük etkisi
T_a	: Yaklaşık periyot
$T_{A,B}$	: Spektrum karakteristik periyotları
T_L	: Uzun periyot bölgesine geçiş periyodu
T_1	: Binanın 1. titreşim periyodu
V	: Kesme kuvveti
V_c	: Betonun kesme kuvvetine etkisi
V_{cr}	: Kesitin kesmede çatlama dayanımı
V_d	: Tasarım kesme kuvveti
V_{dy}	: Düşey yükler altında oluşan kesme kuvveti
V_e	: Kapasite hesapları ile elde edilen ve kesit kontrollerinde ele alınacak tasarım kesme kuvveti
V_i	: Binanın i'inci katına etki eden kesme kuvveti
V_{maks}	: Kesitlerde beton ile çeliğin beraber çalışarak karşılayabileceği maksimum kesme kuvveti
$V_{Rd,c}$	: Kesitin donatısız olarak taşıyabileceği kesme kuvveti
V_t	: Eşdeğer deprem yükü yöntemi ile hesaplanan taban kesme kuvveti
V_{tB}	: Mod birleştirme yöntemi ile hesaplanan taban kesme kuvveti
V_u	: Kapasite hesapları ile elde edilen ve kesit kontrollerinde ele alınacak tasarım kesme kuvveti
W	: Rüzgar etkisi
W	: Binanın efektif ağırlığı
w_i	: Binanın i'inci katının ağırlığı
w_{bk}	: Binanın bodrum katının ağırlığı
α_s	: Döşemelerde, sürekli kenarların toplam kenar uzunluğuna oranı
β	: Mod birleştirme yöntemi ile hesaplanan büyüklüklerin alt sınırlarının belirlenmesi için kullanılan katsayı
β_v	: Perde kesme hesaplarında dinamik büyütme katsayısı
Δ_i	: Binanın i'inci katındaki azaltılmış görel kat ötelemesi
$(\Delta_i)_{ort}$	: Binanın i'inci katındaki ortalama azaltılmış görel kat ötelemesi
Δ_{fn}	: Binanın n'inci katına etkiyen ek eşdeğer deprem yükü
δ_i	: Binanın n'inci katına etkiyen etkin görel kat ötelemesi
δ_{imaks}	: Binanın n'inci katına etkiyen maksimum etkin görel kat ötelemesi
δ_x	: Binanın x seviyesindeki etkin yer değiştirme(ASCE/SEI 7-10)
δ_{xe}	: Binanın x seviyesindeki elastik hesaplar sonucu elde edilen yer değiştirme (ASCE/SEI 7-10)
ϵ_{cu}	: Beton ezilme birim kısalması
ϵ_{su}	: Çelik kopma birim kısalması
η_{bi}	: i'inci katta tanımlanan burulma düzensizliği katsayısı
η_{ci}	: i'inci katta tanımlanan dayanım düzensizliği katsayısı
η_{ki}	: i'inci katta tanımlanan rigidlik düzensizliği katsayısı

Φ_{xin}	: Rigit kat döşemeli binalarda, n'inci mod şeklinin i'inci katta x eksenini doğrultusundaki yatay birleşeni
Φ_{yin}	: Rigit kat döşemeli binalarda, n'inci mod şeklinin i'inci katta y eksenini doğrultusundaki dönme birleşeni
$\Phi_{\theta in}$	: Rigit kat döşemeli binalarda, n'inci mod şeklinin i'inci katta düşey eksenini doğrultusundaki dönme birleşeni
Φ	: Taşıma gücü dayanımı azaltma katsayısı (ACI 318-11)
ϕ	: Donatı çapı
γ_I	: Bina önem katsayısı (Eurocode 8)
γ_{mc}	: Beton için malzeme güvenlik katsayısı
γ_{ms}	: Donatı için malzeme güvenlik katsayısı
ρ	: Çekme donatısı oranı
ρ_b	: Dengeli donatı oranı
ρ_{min}	: Minimum donatı oranı
ρ_{maks}	: Maksimum donatı oranı
λ	: Eşdeğer deprem yükü düzeltme katsayısı
ξ	: Yapının sönüm oranının yüzdelik değeri

BETONARME BİR YAPININ TÜRK, AVRUPA VE AMERİKAN YÖNETMELİKLERİNE GÖRE TASARIMI

ÖZET

Günümüz dünyasında depreme dayanıklı yapı tasarımının önemi gün geçtikçe artmaktadır. Özellikle deprem kuşağında bulunan ülkelerde depreme dayanıklı yapılar tasarlanmaktadır. Günümüz teknolojileri ile birlikte yapısal analiz programları ile depreme dayanıklı yapı tasarımı geçmişe kıyasla daha kolaydır. Programlar yardımı ile kısa zamanda hızlı ve doğru sonuçlara ulaşılmaktadır. İnşaat mühendisleri olarak depreme dayanıklı yapı tasarımını iyi bir şekilde anlamak ve uygulamak en önemli mesleki sorumluluklarımızdandır. Deprem anında yapının toptan göçmesini önlemek, kalıcı hasar oluşumunu sınırlandırmak ve can kaybını engellemek için uygun yapı tasarımında yapılacak kontroller, ülkelerin yayınladıkları standartları anlayabilme ve uygulayabilme ile mümkündür. Yüksek lisans tezi olarak yapılan bu çalışmada yapısal analiz programları kullanılarak ele alınan zemin ve 10 normal kattan oluşan betonarme bir yapının Türk yönetmeliklerinden DBYBHY ve TS500, Amerikan yönetmeliklerinden ACI 318-11 ve deprem yükleri için referans gösterilen ASCE/SEI 7-10, ve Avrupa yönetmeliklerinden Eurocode 2 ve Eurocode 8 kullanılarak farklı yönetmeliklerin gerektirdiği koşullar incelenerek depreme dayanıklı bir yapı tasarlanarak sonuçları karşılaştırılmıştır.

Tasarımı yapılan bina birinci deprem bölgesinde bulunan, zemin ve 10 normal kattan oluşan bir yapıdır. Kat yüksekliği 3 m olup taşıyıcı sistemi çerçeve ve perdeli taşıyıcı sistem olup, konut amacı ile kullanılacak bir yapıdır. Malzeme olarak C25 kalitesinde beton ile S420 nervürlü çelik sınıfı kullanılmıştır.

Çalışma kapsamında birinci bölümde çalışmada kullanılan yönetmeliklerden ve çalışmanın amacından bahsedilmektedir. Türk Yönetmelikleri olarak 2000 yılında yayımlanmış olan “Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları (TS500)” ile 2007 yılında Bayındırlık ve İskan Bakanlığı tarafından yayımlanan “Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (DBYBHY)” ve 1997 yılında yayımlanan “Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri (TS498)” yönetmeliklerinden faydalanılmıştır.

Avrupa yönetmelikleri olarak betonarme yapıların tasarımı düzenlenirken “Eurocode 2” ve depreme dayanıklı yapı tasarımında “Eurocode 8” kuralları dikkate alınmıştır.

Amerikan Yönetmelikleri olarak ise betonarme yapıların tasarımı konusunda kuralları düzenleyen mevcut yönetmelik “American Concrete Institute (ACI)” tarafından 2011 yılında düzenlenmiş olan “Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-11)” kullanılmıştır. Depreme dayanıklı yapıların tasarımında 2012 tarihinde güncellenen “International Building Code (IBC)” ve 2010 tarihli yayımlanan “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-10)” kullanılmıştır.

Çalışmanın ikinci bölümünde ilgili yönetmeliklerde açıklanan yapısal düzensizlikler açıklanmıştır. Deprem hesapları detaylı bir şekilde açıklanıp ilgili hesap yöntemleri, eşdeğer deprem yükü ve mod birleştirme yöntemlerinin sınır şartlara göre hangisinin kullanılacağına karar verilmesi ve deprem hesabında kullanılacak tüm parametreler açıklanmıştır. Ayrıca yönetmeliklerin taşıma gücü hesap yöntemi gereklilikleri bu bölümde karşılıklı olarak ifade edilmiştir.

Çalışmanın üçüncü bölümünde tasarlanacak olan yapıya ait bilgiler verilmiştir. Yapı Merkezi İnşaat A.Ş'nin Kadıköy Acıbadem'deki tarihi sokullu konağı projesinin kat planlarının belirli revizyonlarının ardından kat adedinin artırılarak zemin ve 10 normal kattan oluşan, taşıyıcı sistemi perde ve çerçeve sistemlerden oluşan betonarme bir yapı olup ve kullanım amacı konut olarak tasarlanacaktır. Binanın x doğrultusundaki uzunluğu 23m, y doğrultusundaki uzunluğu 16,50 m olup kat alanı 380 m²'dir. Kat döşemeleri çift doğrultuda çalışan döşemelerdir. Temel sistemi 1 m kalınlığında radye temel seçilip kat planından her doğrultuda 1m genişleyerek x doğrultusunda 25 m, y doğrultusunda 18,50 m olarak hesaplanmış ve toplam temel alanı 462,5 m² olarak hesaplanmıştır. Ayrıca bu bölümde kullanılan yapısal analiz programı ile ilgili bilgiler yer almaktadır.

Çalışmanın dördüncü bölümünde yapının analiz işlemleri başlamıştır. Öncelikle döşemelerin çalışma prensibi hakkında bilgiler verilip TS 500' e göre döşeme kalınlığının seçim hesapları gösterilmiştir. Yük analizleri yapılarak hesap yükleri belirlenmiştir. Son olarak analizler sonucu elde edilen farklı modlara ait frekans periyot ve açısal frekans değerleri gösterilmiştir.

Çalışmanın beşinci bölümünde farklı yönetmeliklere göre deprem hesabı ayrıntı bir şekilde yapılmıştır. Yönetmeliklerin gerektirdiği yük kombinasyonları belirtilerek farkları açıklanmıştır. ASCE/SEI 7-10'a göre deprem hareketinin düşey bileşeni de deprem kombinasyonlarında dikkate alınırken, eurocode 8'e göre tasarımda düşey bileşenin kullanım durumlarının dışında tasarlanan bir bina türü olması sebebi ile ve DBYBHY'de depremin sadece yatay birleşeni incelenmesinden dolayı düşey deprem kuvvetleri ele alınmamıştır. Tasarımı yapılan binada analizler sonucunda deprem yükleri altında yapıda oluşabilecek olası düzensizlikler kontrol edilmiştir. İlgili yönetmeliklerin süneklilik düzeyi yüksek betonarme bir yapı tasarımında yapılacak kontroller eğilme ve kesme hesabı için ayrı ayrı gösterilmiştir. Yapıda B-B aksına ait S04 ve S02 kolonları ile K109 ve K110 kirişleri ile 4-4 aksında bulunan P02 perdesinin betonarme hesapları yapıp enine ve boyuna donatıları hesaplanarak yönetmeliklere uygunluğu gösterilmiştir. Donatı çizimleri hesapların ardından ayrıntılı bir şekilde gösterilmiştir. Burada ASCE/SEI 7-10' a göre tasarımda diğer yönetmeliklerden farklı olarak spektral ivme katsayısının hesabına dikkat edilmelidir. Genel olarak yapıların süneklilik ve önem sınıflarına göre belirlenir. ASCE/SEI 7-10'da tüm ülkenin ivme değerlerini gösteren MCE_R haritaları belirlenmiştir. B zemin sınıfına göre hazırlanan haritalar ilgili zemin katsayısı ile çarpılarak ve belirli oranlarda azaltılması ile spektral ivme katsayıları hesaplanır.

Altıncı bölümde ise farklı yönetmeliklere deprem hesabı ile betonarme hesaplar özetlenerek sonuçlar tablolar halinde gösterilmiştir.

TS 500 ve Eurocode 2'ye göre yapılan hesaplarda malzeme dayanım değerleri malzeme güvenlik katsayılarına bölünerek tasarım dayanımları hesaplanır. ACI 318'de ise hesabı yapılan elemanın türüne ve etkiyen kuvvete göre belirlenen dayanım azaltma katsayısı Φ kullanılarak tasarım dayanım momenti, kesme kuvveti ve normal kuvveti elde edilir.

Eşdeğer deprem yükü hesabında efektif deprem ağırlığı hesaplanırken Türk ve Avrupa yönetmeliklerinde yapısal yükler, ilave sabit yüklerin tamamının ve hareketli yüklerin belirli oranlarda azaltılarak alınmasına karşın, Amerikan yönetmeliklerinde bazı özel durumlar dışında hareketli yüklerin alınmasına izin verilmemiştir. Türk ve Amerikan yönetmelikleri ile yapılan kabuller kontroller konusunda benzerlik göstermiştir. Ayrıca Eurocode 8 ve DBYBHY' e göre tasarımında yer değiştirmeler yapı davranış katsayısı q ile çarpılırken ASCE/SEI 7-10'da yapı davranış katsayısından bağımsız olarak yer değiştirmeler yer değiştirme arttırma katsayısı C_d ile çarpılıp bina önem katsayısına bölünerek etkin göreceli yer değiştirmeler hesaplanmıştır.

Betonarme hesaplar konusunda perde uç bölge tasarımında ASCE/SEI 7-10 ve Eurocode 8 yönetmeliklerinde perde uç bölgesi tasarımı yapılmasına karar verilmesinde perde üzerine etkiyen normal kuvvete bağlı basınç gerilmesi dikkate alınırken, DBYBHY'de perde elemanının geometrik özelliklerine bağlı olduğu çıkarılan önemli bir sonuçtur.

Çalışma kapsamında incelen bina analizlerinde en elverişsiz sonuçlar Eurocode yönetmeliklerine göre yapılan tasarımda elde edilirken en güvenli tarafta kalınmış fakat ekonomiklikten uzaklaşmıştır.

DESIGN OF A REINFORCED CONCRETE BUILDING ACCORDING TO TURKISH, EUROPEAN AND AMERICAN REGULATIONS

SUMMARY

The importance of structural design of buildings with earthquake resistance is increasing in today's world. Earthquake resistance structure are designed especially at the countries on seismic zone. With nowadays technologies and structural analysis programs design of earthquake resistance structure is easier and more accurate than before. With the help of programs more correct results are obtained in less time. As civil engineers, understanding and applying design of earthquake resistance structure is our professional liability. For preventing total collapse during earthquake for limiting permanent damage and avoid loss of life is possible with proper controls on structural design and understanding and applying published regulations of countries. At this graduate thesis structural analysis program is used. Turkish regulations DBYBHY and TS 500, American regulations ACI 318-11 and for earthquake loads ASCE/SEI 7-10 and European regulations Eurocode 2 and Eurocode 8 is used on a reinforced concrete structure with an ground level and ten regular floors. By investigating required conditions of different regulations, earthquake resistance structure is designed and the results are compared.

The building which is a designed structure with a ground level and ten floors on seismic zone one. The structure is a residential building with 3 meter story height. The structural system consists of frame-equivalent dual systems. The material used in construction is C25/S420.

The first section of this thesis consists regulations used in this work and purpose of the paper. As Turkish regulations the code on the buildings to be built in the earthquake zones (DBYBHY) which has published by Ministry of Public Works and Settlement Government of Republic of Turkey in 2007, TS500 rules of design and calculation of Reinforced Concrete Structure which has published in 2000 and TS 498 Calculation values of the loads to be taken in the dimensioning of structural elements are used.

When arranging reinforced concrete structural design, European regulations Eurocode 2 and when designing buildings with earthquake resistance Eurocode 8 is used.

As American regulations, Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-11) is arranged in 2001 by American Concrete Institute (ACI) which organizes the rules of reinforced concrete structural design is used. For earthquake resistance structural design "International Building Code (IBC)" which is revised in 2012 and "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-10)" published in 2010 are used.

In the second section of the study, structural irregularities are explained in relevant regulations. Seismic calculations are explained in detail. According to building properties relevant calculation methods, whether lateral force analysis or modal response spectrum analysis is chosen. The parameters used in seismic calculations

are explained. Also ultimate state design method requirements of regulations are compared in this section.

The third part of this work gives informations about the building which is going to be designed. The historical building called “Sokullu Mansion” which is used in the study is located in Acıbadem Kadıköy. The building belongs to Yapı Merkezi Construction Inc. After some revisions on the floor plan, it is accepted that the number of floors are increased. The building is a designed structure with a ground level and ten floors and structural system consists of frame-equivalent dual systems will be projected as a reinforced concrete residential buildings. The length of the building at x direction is 23 m and at y direction it is 16,50 m. Area of the total floor is 380 m². Floor slabs works in two dimensions. the thickness of the foundation system is 1 meter. The foundation has been choosen as raft foundation. The foundation expand one meter on both sides of the floor plan. The length of the raft foundation at x direction is 25 m and at y direction it is 18,50 m and area of the total foundation area is calculated 462,5 m². Also informations about structural analysis program is given in this section.

In the forth section of the study, analysis of the building is started. First, information of working mechanisim of the floor slabs are given. The thickness of the slabs are calculated according to TS 500. Then, design loads are determined by load analysis. Finally, frequency, period and angular frequency values of different mod shapes are obtained as a result of the analysis. Also mass of the stories and mass moment of inertia for each story have been calculated in this section.

In the fifth part of the study detailed seismic calculations according to different regulations are done. The required load combinations of the regulations are defined and compared. As stated in ASCE/SEI 7-10 vertical seismic loads are considered. Eventhough in Eurocode 8 vertical seismic loads are considered, buildings does not include the properties of Eurocode 8 classification about using of vertical components of the earthquake so only horizontal components is used at load combinations. And DBYBHY does not include vertical effect of earthquake action. As a result of analysis, possible irregularities are checked under the seismic load combinations at the designed structure. For bending end shear calculations controls required by high ductility class buildings are done separately according to the regulations. Reinforced concrete calculations of S04 and S02 columns with K109 and K110 beams of B-B axis and P02 wall at 4-4 axis are done on the buildings and shear and longitudinal rebars are calculated and suitability to regulations are shown. Reinforcement details are shown after the calculations. Here divergently than other regulations spectral acceleration values should be considered at ASCE/SEI 7-10 design. Generally it is calculated according to importance and ductility class of the building. At ASCE/SEI 7-10 MCE_R maps which shows spectral acceleration values S_1 and S_s of the all country is used for determining seismic design category. Design spectral acceleration values by multiplying the map values S_1 and S_s , which are prepared according to soil class B, with relevant soil constants F_a and F_v and decreasing with specific ratio.

In the sixth section of the paper, acording to different regulations, the seismic calculations and reinforced concrete calculations are summarized and the results are shown at tables. Base shear forces under seismic forces, periods of the structure, design interstory drifts, effective seismic weight and second order effects have been checked and compared.

The design strength is calculated by the calculations done according to TS 500 and Eurocode 2, design strength of elements are divided to material strength coefficient γ_s, γ_c . On the other hand ACI 318 design strength is calculated by multiplying nominal strength with coefficient Φ . Similarly design axial forces, shear forces and bending moments are calculated.

According to Turkish and European regulations, at the seismic calculations, effective seismic weight are calculated by adding dead loads with live loads which is decreased with live loads coefficient factor n . According to the American regulations, except some special cases defined in regulations, live loads are not considered at the calculations of effective seismic weight. Design of the Turkish and American regulations are similar. Eventhough, Eurocode 8 and DBYBHY multiply displacements with q (structural behaviour factor) ASCE/SEI 7-10 separately than structural behaviour factor, this regulation uses deflection amplification factor C_d and divides to importance factor I of the building.

While designing wall boundary elements according to Eurocode 8 and ASCE/SEI 7-10, axial forces and according to this force, compression stress is considered. Eventhough these regulations consists these elements, Turkish regulations only consider geometrical properties of the wall. This is an important result to acknowledged. Also some of the reinforcement results have been calculated same for each type of regulations. Because of minimum reinforcement ratio of column is equal for in all three design codes, longitudinal reinforcements of the columns have been choosed same. On the other hands shear rebar of the columns, length of critical regions and spacing of the transverse reinforcement according to critical regions have been selected different due to code requirements.

The worst results are obtained by Eurocode regulations. Eventhough Eurocode 8 regulation provide the safer design, it is the most expensive solution. And least conservative results and most economical design have been obtained by using Turkish Seismic code 2007.

1. GİRİŞ

Günümüz dünyasında artan nüfus yoğunluğu ile kentleşmenin yoğun olduğu coğrafyalarda çok katlı yapılar zamanla yaygınlaşan yapı türü haline gelmiştir. Deprem riski açısından çok büyük oranla deprem bölgelerinde bulunan ülkemizde nüfusumuzun çok büyük bir bölümü deprem riski altındadır. Deprem hareketi engellenemez bir yer hareketi olduğundan dolayı önlemlerin alınması zorunlu hale gelmiştir. Tarih boyunca büyük depremlerin olduğu ülkemizde çok sayıda insanımız hayatını kaybetmiştir. Deprem dinamik bir yük olması ve yapıların yüksekliği arttıkça düşey yüklerin önemi kadar yatay yüklerin de tasarımına önem veriliyor olması deprem kuvvetlerinin önemi belirtmektedir. Özellikle gelişmekte olan ülkelerde depreme dayanıklı yapı tasarımı üzerinde büyük uğraşlar verilen yönetmeliklerin standartların çıkarıldığı bir konu haline geldi. Hazırlanan standartlar zaman içerisinde geliştirilen yeni hesap yöntemlerini uygulayabilmek amacı ile güncel hale getirilmektedir. Deprem durumunda yapının ayakta durmasını sağlayarak can kaybını engellemek bu güncel yönetmelikleri iyi bir şekilde anlamak ve uygulayabilmek ile mümkün olup bunu yapabilmek inşaat mühendislerinin en büyük sorumluluğu olarak görülmektedir.

1.1 Çalışmanın Amacı

Bu çalışma kapsamında 11 katlı bir betonarme yapının depreme dayanıklı tasarımını Türk yönetmeliklerin yanı sıra Avrupa ve Amerikan yönetmeliklerine göre tasarımı da incelenerek karşılaştırmalı sonuçları araştırılmıştır.

Çalışma kapsamında Türk Yönetmelikleri olarak 2000 yılında yayımlanmış olan “Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları (TS500)”, 2007 yılında Bayındırlık ve İskan Bakanlığı tarafından yayımlanan “Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (DBYBHY)” ve 1997 yılında yayımlanan “Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri (TS498)” araştırılmıştır. Avrupa yönetmelikleri olarak betonarme yapıların tasarımı düzenlenirken “Eurocode 2” ve depreme dayanıklı yapı tasarımında “Eurocode 8”

kuralları dikkate alınmıştır. Amerikan Yönetmelikleri olarak ise betonarme yapıların tasarımı konusunda kuralları düzenleyen mevcut yönetmelik “American Concrete Institute (ACI)” tarafından 2011 yılında düzenlenmiş olan “Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-11)” kullanılmıştır. Depreme dayanıklı yapıların tasarımında 2012 tarihinde güncellenen “International Building Code (IBC)” ve 2010 tarihli yayımlanan “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-10)” kullanılmıştır.

Çalışma kapsamında taşıma gücü hesap yöntemine göre analizler yapıp taşıma gücü hesap yönteminin temel ilkeleri üç yönetmelik için de incelenmiştir.

Deprem hesabı için bir çok yöntem olmasına rağmen proje kapsamında üç farklı yönetmelikte de üzerinde durulan eşdeğer deprem yükü yöntemi ile mod birleştirme yöntemine göre deprem hesabı yapıp karşılaştırılmalı sonuçları açıklanmıştır.

Çalışma kapsamında zemin ve 10 normal kattan oluşan çerçeve ve perde sisteminin beraber çalıştığı bir yapı türü yük analizleri yapılarak yönetmeliklerin gerektirdiği faktörlü yükler altında tasarımı yapılarak betonarme hesapları karşılaştırmalı olarak yapılmış ve yapısal düzensizlikler irdelenmiştir.

Çalışma kapsamında yapılan analizler ETABS 2013 13.1.5 yazılımı kullanılarak yapılmıştır. Yapı sistemi farklı yük kombinasyonları altında maruz kaldığı en elverişsiz yükler altında çözümlenerek gerekli kontrollerin yapılması ile birlikte betonarme hesapları yapılarak donatı alanları belirlenmiştir.

2. TÜRK, EUROCODE VE AMERİKAN YÖNETMEKLİKLERİNE GÖRE TASARIM İLKELERİ

2.1 Türk Yönetmeliklerine Göre Tasarım Aşamaları

DBYBHY'ye göre yeni yapılacak binaların depreme dayanıklı tasarımının ana ilkesi; hafif şiddetteki depremlerde yapısal ve yapısal olmayan sistem elemanlarının herhangi bir hasar görmemesi, orta şiddetteki depremlerde yapısal ve yapısal olmayan elemanlarda oluşabilecek hasarın sınırlı ve onarılabilir düzeyde kalması, şiddetli depremlerde ise can güvenliğinin sağlanması amacı ile kalıcı yapısal hasarın oluşumunun sınırlandırılmasıdır [1].

Bu yönetmelikte binaların tasarımında esas alınacak tasarım depremi, bina önem katsayısı $I=1$ olan binalar için 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan depremlerdir[1].

Bina türü yapıların deprem hesabında kullanılan yöntemler;

- Eşdeğer deprem yükü yöntemi,
- Dinamik yöntemler olarak sınıflandırılabilir.

Eşdeğer deprem yükü hesap yönteminin kullanılabilmesi için binalarda kat yüksekliği ve yapıda oluşan düzensizlikler gibi sınırlamalara bakılırken dinamik yöntemlerde böyle bir sınırlama mevcut değildir.

2.1.1 DBYBHY ile ilgili genel bilgiler

Tasarımı yapılan binaların büyük çoğunluğunda eşdeğer deprem yükü yöntemi kullanılabilmektedir. Bu yöntem ile yapılan tasarımlarda deprem yükleri katlara statik yatay yük olarak etkililir. Eşdeğer deprem yükü yönteminin kullanılmasına izin verilmeyen yapılarda da eşdeğer yükü yöntemi ile hesap yapılarak elde edilen sonuçlar, dinamik yöntemler ile elde edilen sonuçlar ile karşılaştırılarak mod birleştirme yöntemi ile elde edilen V_{TB} 'nin eşdeğer deprem yükü yöntemi ile hesaplanan V_t 'ye oranının belli bir değerden küçük olması durumunda iç kuvvetlerin bu oranda arttırılması istenir. Eşdeğer deprem yükü yönteminin kullanılmasına izin

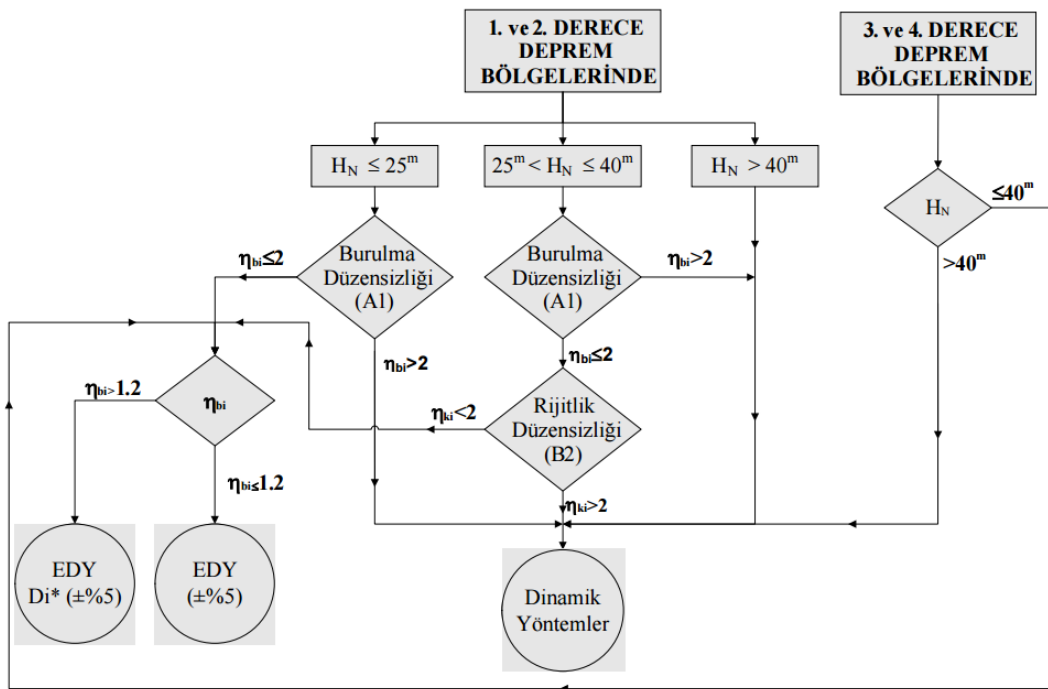
verilen binalar Çizelge 2.1’ de gösterilmiştir. Bu çizelgede belirtilen sınırların dışına çıkan binaların deprem hesabı dinamik yöntemler ile yapılacaktır.

Çizelge 2.1 : DBYBHY’de EDY yönteminin uygulanabileceği binalar [1].

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

Çizelge 2.1’de H_N binanın temel üstünden itibaren ölçülen yüksekliğini gösterir. Bodrum binalarının bulunduğu binalarda ise zemin kat döşemesinden itibaren ölçülen yüksekliği gösterir. η_{bi} i’nci katta tanımlanan burulma düzensizliği katsayısını göstermektedir.

Deprem hesabını yapılmasında kullanılacak olan hesap yöntemine Şekil 2.1’de verilen bilgilere dayanarak karar verilir.



Şekil 2.1 : DBYBHY’ye göre deprem hesap yönteminin seçilmesi[2].

DBYBHY’de yer alan zemin grupları Çizelge 2.2’de gösterildiği gibi standart penetrasyon, relatif sıklık, serbest basınç direnci ve kayma hızına göre belirlenmiştir.

Çizelge 2.2 : DBYBHY’ye göre yerel zemin grupları[1].

Zemin Grubu	Zemin Grubu tanımı	Standart penetrasyon (N/30)	Relatif Sıklık (%)	Serbest Basınç Direnci (kPa)	Kayma Dalgası Hızı (m/s)
A	Masif volkanik kayalar ve ayrılmamış sağlam metamorfik kayalar, sert çimentolu tortul kayalar.	-	-	>1000	>1000
	Çok sıkı kum, çakıl.	>50	85-100	-	>700
	Sert kil ve siltli kil.	>32	-	>400	>700
B	Tüf ve aglomera gibi gevşek ve volkanik kayalar , süreksizlik düzlemleri bulunan ayrılmış çimentolu tortul kayalar.	-	-	500-1000	700-1000
	Sıkı kum, çakıl	30-50	65-85	-	400-700
	Çok katı kil ve siltli kil	16-32	-	200-400	300-700
C	Yumuşak süreksizlik düzlemleri bulunan ayrılmış metamorfik kayalar ve çimentolu tortul kayalar	-	-	<500	400-700
	Orta sıkı kum, çakıl	10-30	35-65	-	200-400
	Katı kil ve siltli kil	8-16	-	100-200	200-300
D	Yer altı su seviyesinin yüksek olduğu yumuşak, kalın alüvyon tabakaları	-	-	-	<200
	Gevşek kum	<10	<35	-	<200
	Yumuşak kil siltli kil	<8	-	<100	<200

Zemin sınıfları üst tabaka kalınlıklarına göre yerel zemin sınıflarına ayrılmıştır. Deprem hesabında kullanılacak olan zemin parametreleri bu zemin sınıflarına göre belirlenecektir. Zemin sınıfları Çizelge 2.3'te gösterilmiştir.

Çizelge 2.3 : DBYBHY'ye göre yerel zemin sınıfları[1].

Yerel Zemin Sınıfı	Zemin Grubu ve 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	$15 \text{ m} < h_1 \leq 50 \text{ m}$ olan (C) grubu zeminler $h_1 \leq 10$ m olan (D) grubu zeminler
Z4	$h_1 > 50$ m olan (C) grubu zeminler $h_1 > 10$ m (D) grubu zeminler

2.1.2 DBYBHY'de eşdeğer deprem yükü yöntemi

Tasarımı yapılacak deprem doğrultusunda binanın tabanında oluşan taban kesme kuvveti V_t , (2,1) denklemi ile belirlenir[1].

$$V_t = \frac{W A(T_1)}{R_A(T_1)} \geq 0,10 A_0 I W \quad (2.1)$$

(2,1) denkleminde V_t eşdeğer deprem yükü yönteminde hesaplanan deprem doğrultusunda binaya etkiyen toplam eşdeğer deprem yükünü, W binanın hareketli yük katsayısı kullanılarak hesaplanan efektif sismik ağırlığını, T_1 binanın birinci doğal titreşim periyodunu [s], $A(T_1)$ binanın birinci doğal titreşim periyoduna karşılık gelen spektral ivme katsayısını, $R_A(T_1)$ binanın birinci doğal titreşim periyoduna karşılık gelen deprem yükü azaltma katsayısını, A_0 etkin yer ivme katsayısını, I bina önem katsayısını ifade etmektedir.

Efektif sismik ağırlık, deprem ağırlığı hesaplanırken kullanılacak olan hareketli yüklerin belirli oranlarda azaltılarak hesaplandığı bina ağırlığıdır. (2.2) denklemi kullanılarak hesaplanır[1].

$$W = \sum_{i=1}^N w_i \quad (2.2)$$

Denklemden belirtilen W_i , katlardaki ölü yükler ile hareketli yükün belirli oranlarda azaltılarak (2.3) denkleminde olduğu gibi hesaplanır. Çizelge 2.4'te binanın kullanım amacına göre hareketli yük katılım katsayıları belirtilmiştir. Endüstri binalarında sabit ekipman ağırlıkları için $n=1$ alınacak, deprem yükü hesabında çatı kat ağırlığının hesabında kar yüklerinin %30'u hesaba katılacaktır. N binanın temel üstünden itibaren toplam katsayısını, bodrum katlarında rijit çevre perdelerinin olduğu binalarda zemin kat döşemesinden itibaren varolan toplam katsayısını belirtir[1].

$$w_i = g_i + n q_i \quad (2.3)$$

Çizelge 2.4 : DBYBHY'de hareketli yük katılım katsayısı (n) [1].

Binanın Kullanım Amacı	n
Depo, Antrepo vb.	0,80
Okul, öğrenci yurdu, spor tesisi, sinema, tiyatro, konser salonu, garaj, lokanta, mağaza, vb.	0,60
Konut, işyeri, otel, hastane vb.	0,30

Hesaplanan deprem doğrultusunda birinci doğal titreşim periyodu T_1 'e karşı gelen spektral ivme katsayısı $A(T_1)$, denklem (2.4) ile hesaplanacaktır.

$$A(T_1) = A_0 I S(T_1) \quad (2.4)$$

(2.4) denkleminde $A(T_1)$ binanın birinci doğal titreşim periyoduna karşılık gelen spektral ivme katsayısını, A_0 etkin yer ivme katsayısını, I bina önem katsayısını, $S(T_1)$ binanın birinci doğal titreşim periyoduna karşılık gelen spektrum katsayısını ifade etmektedir.

Spektral ivme katsayısının belirlenebilmesi için gerekli etkin yer ivmesinin deprem bölgesine göre alacağı değerler Çizelge 2.5'te gösterilmiştir.

Çizelge 2.5 : DBYBHY’de etkin yer ivme katsayısı (A_0) [1].

Deprem Bölgesi	A_0
1	0,40
2	0,30
3	0,20
4	0,10

Denklem (2.4)’te yer alan spektrum katsayısı, $S(T)$ yerel zemin sınıflarına ve yapının birinci doğal periyodu T ’ye bağlı olarak (2.5) denklemleri ile hesaplanacaktır.

$$S(T) = 1 + 1,5 \frac{T}{T_A} \quad (0 \leq T \leq T_A)$$

$$S(T) = 2,5 \quad (T_A < T \leq T_B) \quad (2.5)$$

$$S(T) = 2,5 \left(\frac{T_B}{T}\right)^{0,8} \quad (T_B < T)$$

Denklem (2.5)’te yer alan spektrum karakteristik periyotları, T_A ve T_B yerel zemin sınıflarına bağlı olarak Çizelge 2.6’da verilmiştir.

Çizelge 2.6 : DBYBHY’de karakteristik spektrum periyotları (T_A ve T_B) [1].

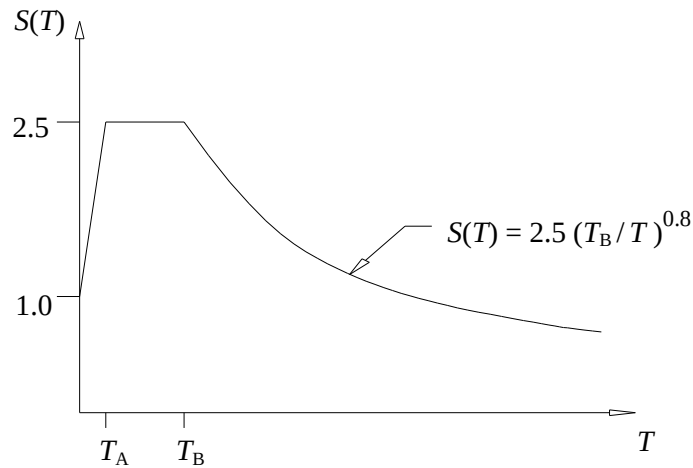
Yerel Zemin Sınıfı	T_A	T_B
Z1	0,10	0,30
Z2	0,15	0,40
Z3	0,15	0,60
Z4	0,20	0,90

Denklem (2.4)’te yer alan I , yapı bina önem katsayısı gösterir ve yapının deprem sonrası kullanılma durumuna göre Çizelge 2.7’de gösterilen değerler ile hesaplara etkililir[1].

Çizelge 2.7 : DBYBHY’de bina önem katsayısı (I) [1].

1. Deprem sonrası kullanımı gereken binalar ve tehlikeli madde içeren binalar 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) Toksik, patlayıcı, vb özellikleri olan maddelerin bulunduğu veya depolandığı binalar	1,5
2. İnsanların uzun süreli ve yoğun olarak bulunduğu ve değerli eşyanın saklandığı binalar a) Okullar, diğer eğitim bina ve tesisleri, yurt ve yatakhaneler, askeri kışlalar, cezaevleri, vb. b) Müzeler	1,4
3. İnsanların kısa süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar Spor tesisleri, sinema, tiyatro ve konser salonları vb.	1,2
4. Diğer binalar Yukarıdaki tanımlara girmeyen diğer binalar (Konutlar, işyerleri, oteller, bina türü endüstri yapıları, vb)	1,0

Şekil 2.2’de verilen tasarım spektrumuna göre spektrum katsayıları belirlenir.



Şekil 2.2 : Tasarım ivme spektrum eğrisi[1].

DBYBHY’de tasarım ivme spektrumu %5 sönüm oranına göre tanımlanmıştır.

Depremde yapının kendine özgü doğrusal elastik olmayan davranışını göz önüne almak üzere spektral ivme katsayısına göre bulunacak elastik deprem deprem kuvvetleri, $R_a(T)$ deprem yükü azaltma katsayısına bölünür. $R_a(T)$, yapı davranış katsayısı R ve doğal titreşim periyodu T 'ye bağlı olarak (2.6) denklemine göre belirlenir.

$$R_a(T) = 1,5 + (R - 1,5) \frac{T}{T_A} \quad (0 \leq T \leq T_A) \quad (2.6)$$

$$R_a(T) = R \quad (T_A < T)$$

Denklemden belirtilen $R_a(T)$ deprem yükü azaltma katsayısını, R taşıyıcı sistem davranış katsayısını, T bina doğal titreşim periyodunu [s], T_A spektrum karakteristik periyodunu [s] göstermektedir.

Yapıların süneklik düzeyi yüksek veya normal olmalarına göre ifade edilen taşıyıcı sistem davranış katsayısı R , Çizelge 2.8'e göre belirlenecektir.

Çizelge 2.8 : DBYBHY'de taşıyıcı sistem davranış katsayısı (R) [1].

Bina Taşıyıcı Sistemi	Süneklik Düzeyi Normal Sistemler	Süneklik Düzeyi Yüksek Sistemler
Yerinde Dökme Betonarme Binalar		
1. Deprem yüklerinin tamamının çerçevelerle taşındığı binalar	4	8
2. Deprem yüklerinin tamamının bağ kirişli perdelerle taşındığı binalar	4	7
3. Deprem yüklerinin tamamının boşluksuz perdelerle taşındığı binalar	4	6
4. Deprem yüklerinin çerçeveler ile boşluksuz ve/veya bağ kirişli (boşluklu) perdeler tarafından birlikte taşındığı binalar	4	7

Süneklik düzeyi yüksek boşluksuz perdeli betonarme perdeler ile süneklik düzeyi yüksek betonarme veya çelik çerçeveler olması durumunda $R=7$ olarak alınabilmesi için boşluksuz perdelerin tabanında deprem yüklerinden meydana gelen kesme kuvvetlerinin toplamının binanın tümü için tabanda meydana gelen kesme kuvveti değerine oranı $\alpha_s \leq 0,75$ olmalıdır[1].

Eşdeğer deprem yükü ile hesap yapılırken binanın N'inci katına etkiyen ek eşdeğer deprem yükü ΔF_N 'nin değeri (2.7) denklemi ile hesaplanacaktır[1].

$$\Delta F_N = 0,0075 N V_t \quad (2.7)$$

Denklem (2.7)'de yer alan ΔF_N ek eşdeğer deprem yükünü, N temel üstünden itibaren sayılan kat sayısını (bodrum katlarında rijit çevre perdelerinin bulunduğu binalarda zemin kat döşemesi üstünden itibaren toplam kat sayısını) ve V_t eşdeğer deprem yükünü ifade etmektedir. Toplam eşdeğer deprem yükünün ΔF_N 'den geri kalan kısmı N'inci kat dahil olmak üzere katlara (2.8) denkleminde gösterildiği şekilde paylaştırılır[1].

$$F_i = (V_t - \Delta F_N) \frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N w_j H_j} \quad (2.8)$$

(2.8) denkleminde F_i eşdeğer deprem yükü yönteminde i'inci kata etkiyen eşdeğer deprem yükünü, V_t toplam eşdeğer deprem yükünü, ΔF_N bina N. katına etkiyen ek eşdeğer deprem yükünü, w_i ilgili katın hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak hesaplanan ağırlığını, H_i ilgili katın temel üstünden ölçülen yüksekliğini (bodrum katlarında rijit çevre perdelerinin bulunduğu binalarda ilgili katın zemin kat döşemesi üstünden itibaren ölçülen yüksekliğini), N binanın temel üstünden itibaren toplam kat sayısını (bodrum katlarında rijit çevre perdelerinin bulunduğu binalarda zemin kat döşemesi üstünden itibaren toplam kat sayısını) göstermektedir.

Eşdeğer deprem yükü hesabı rijit bodrum katı olan binalarda uygulanırken eşdeğer deprem yükü zemin döşemesinden itibaren olan katlara (2.8) denklemlerinde olduğu gibi uygulanırken, rijit bodrum katlarında ise daha az enerji sönümlemesi olacağından (2.9) denklemlerinde olduğu gibi hesaplanır[1].

$$F_{bk} = (A_0 I w_{bk})/1,5 \quad (2.9)$$

Denklem (2,9)'da A_0 etkin yer ivme katsayısını, I yapı bina önem katsayısını, w_{bk} bodrum kat ağırlığını ve F_{bk} bodrum kata gelen eşdeğer deprem yükünü ifade eder. Rijit bodrum katlara gelen eşdeğer deprem yüklerinin hesabında spektrum katsayısı $S(T) = 1$ ve elastik yüklerin deprem yükü azaltma katsayısı $R_a(T) = 1,5$ alınarak hesap edilir.

Döşemelerin yatay düzlemde rijit diyafram olarak çalıştığı binalarda her katta iki yatay yerdeğiştirme bileşeni ve düşey eksen etrafındaki dönme, bağımsız yerdeğiştirme bileşenleri olarak hesaba alınacaktır. Ek dışmerkezlilik etkilerini göz önünde bulundurma amacı ile, her kat için hesaplanan eşdeğer deprem yüklerinin her biri uygulandığı doğrultunun $\pm 5\%$ 'i kadar kaydırılması ile belirlenen noktalarda uygulanacaktır. Ayrıca binada herhangi bir i'inci katında A1 türü düzensizliğin olması durumunda, $1.2 < \eta_{bi} \leq 2$ olması durumunda o katta uygulanan ek dışmerkezlilik, her iki deprem doğrultusu için denklem (2.10) ile verilen oranda arttırılacaktır.

$$D_i = \left(\frac{\eta_{bi}}{1.2} \right)^2 \quad (2.10)$$

Eşdeğer deprem yükü uygulanması durumunda göz önüne alınan deprem doğrultusundaki hakim doğal periyodu, denklem (2.11) ile hesaplanan değerden daha büyük olmayacaktır.

$$T_1 = \left(\frac{\sum_1^N m_i d_{fi}^2}{\sum_1^N F_{fi} d_{fi}} \right)^2 \quad (2.11)$$

(2.11) denkleminde m_i binanın i 'inci katının kütesini, d_{fi} i 'inci katın fiktif yer değiştirmeyi, F_{fi} i 'nci kata etkiyen fiktif yükü ifade eder ve (2.8) denkleminde $(V_t - \Delta F_N)$ yerine herhangi bir değer (örneğin birim değer) kullanılarak hesaplanacaktır.

(2.11) denkleminde bağımsız olarak, bodrum katlar hariç kat sayısı $N > 13$ olan binalarda doğal periyot $0,1 N$ 'den büyük alınamaz.

2.1.3 DBYBHY'de mod birleştirme yöntemi

Mod birleştirme yöntemi ile yapılan hesaplarda iç kuvvetler ve yer değiştirmeler, binada yeterli sayıda doğal titreşim modunun herbiri için hesaplanan maksimum

katkıların birleştirilmesi ile elde edilir. Mod birleştirme yönteminde eşdeğer deprem yükü yönteminin tersine bir takım sınırlamalar getirilmemiştir. Eşdeğer deprem yükünün kullanılmadığı durumlarda mod birleştirme yükünün kullanılmasına izin verilmiştir.

Döşemelerin yatay düzlemde rijit diyafram olarak çalıştığı binalarda, her bir katta, birbirine dik doğrultularda iki yatay serbestlik derecesi ile kütle merkezinden geçen düşey eksen etrafındaki dönme serbestlik derecesi göz önüne alınacaktır. Ayrıca ek dışmerkezlilik etkisinin hesaba katılması amacı ile, deprem doğrultusuna dik doğrultudaki kat boyutunun +%5'i ve -%5'i kadar kaydırılması ile belirlenen noktalara ve kat kütle merkezine modal deprem yükleri uygulanacaktır.

Mod birleştirme uygulanırken hesaba katılan mod sayısının yeterliliği kontrol edilmelidir. Göz önüne alınan birbirine dik yatay deprem doğrultularının tümünde her bir mod için hesaplanan etkin kütlelerin toplamı, denklem (2.12)'de belirtildiği üzere bina toplam kütlelerinin %90'ından az olmamalıdır.

$$\sum_{n=1}^Y M_{xn} = \sum_{n=1}^Y \frac{L_{xn}^2}{M_n} \geq 0,90 \sum_{i=1}^N m_i \quad (2.12)$$

$$\sum_{n=1}^Y M_{yn} = \sum_{n=1}^Y \frac{L_{yn}^2}{M_n} \geq 0,90 \sum_{i=1}^N m_i$$

Denklem (2.12)'de $\sum_{n=1}^Y M_n$, etkin modal kütle, $\sum_{i=1}^N m_i$ ise bina toplam kütlelerini ifade etmektedir. Ayrıca denklemde belirtilen L_{xn} , L_{yn} ile modal kütle M_n kat döşemelerinin rijit diyafram olarak çalıştığı yapılarda denklem (2.13) ile hesaplanır.

$$L_{xn} = \sum_{i=1}^N m_i \Phi_{xin}, L_{yn} = \sum_{i=1}^N m_i \Phi_{yin} \quad (2.13)$$

$$M_n = \sum_{i=1}^N (m_i \Phi_{xin}^2 + m_i \Phi_{yin}^2 + m_{\theta i} \Phi_{\theta in}^2)$$

Herhangi bir n'inci titreşim modunda göz önüne alınacak azaltılmış ivme spektrumunun ordinatı denklem (2.14) ile belirlenecektir.

$$S_{aR}(T_n) = \frac{S_{ae}(T_n)}{R_a(T_n)} \quad (2.14)$$

Denklem (2.14)'te ifade edilen $S_{aR}(T_n)$, n'inci doğal titreşim modu için azaltılmış spektral ivmeyi (m/s^2), $S_{ae}(T_n)$ bu mod için elastik spektral ivmeyi (m/s^2) ve $R_a(T_n)$ ise deprem yükü azaltma katsayısını ifade eder.

Mod bileştirme yöntemi karelerin toplamının kare kökü(SRSS) ve tam karesel birleştirme(CQC) yöntemleri kullanılır. Deprem yönetmeliğine göre, T_m ve T_n herhangi iki titreşim moduna ait doğal periyotlar olmak üzere, $T_m < T_n$ olma şartı ile SRSS, $T_m / T_n < 0.80$ olması durumunda, aksi halde CQC kuralı uygulanır[1].

DBYBHY'de binada A1, B2 veya B3 türü düzensizliklerin bulunması halinde $\beta=0.90$, bu düzensizliklerin bulunmaması halinde ise $\beta=0.80$ alınarak modal analizle bulunan taban kesme kuvveti V_{tb} 'nin, eşdeğer deprem yükü hesabı yapılarak elde edilen taban kesme kuvveti V_t 'ye oranı β değerinden küçük olması durumunda mod birleştirme sonucunda bulunan iç tesirler ve kat ötelemeleri $\frac{\beta V_t}{V_{tb}}$ oranında arttırılır.

Herhangi bir kolon veya perde için, ardışık iki kat arasındaki yerdeğiştirme farkını ifade eden görel kat ötelemesi denklem (2.15)'te ifade edildiği gibi hesaplanır.

$$\Delta_i = d_i - d_{i-1} \quad (2.15)$$

Denklem (2.15)'te ifade edilen d_i, d_{i-1} her bir deprem doğrultusu için binanın i'inci ve (i-1)'inci katlarında herhangi bir kolon veya perdenin uçlarında oluşan azaltılmış deprem yükleri ile hesaplanan yatay yerdeğiştirmeleri göstermektedir. Binanın hesabı yapılan her bir deprem doğrultusundaki etkin görel kat ötelemesi ise δ_i , denklem (2.16)'da ifade edildiği gibi hesaplanır.

$$\delta_i = R \Delta_i \quad (2.16)$$

Denklem (2.16)'da ifade edilen R taşıyıcı sistem davranış katsayısını, Δ_i ise görel kat ötelemesini belirtir. DBYBHY'ye göre etkin kat ötelemelerinin en büyük değeri aşağıda belirtilen şartı sağlamalıdır.

$$\frac{\delta_{imax}}{h_i} \leq 0,02 \quad (2.17)$$

Denklem (2.17)'de δ_{imax} maksimum etkin görel kat ötelemesini, h_i ise i'inci kata ait kat yüksekliğini ifade eder.

DBYBHY'ye göre taşıyıcı sistem elemanlarının doğrusal elastik olmayan davranışını esas alan daha kesin bir hesap yapılmadıkça, ikincil mertebe etkilerinin aşağıda belirtilen sınır şartı sağlamalıdır. Herhangi bir katta bu koşulun sağlanmaması durumunda, taşıyıcı sistemin rijitliği yeterli ölçüde arttırılarak deprem hesabı tekrarlanır.

$$\theta_i = \frac{(\Delta_i)_{ort} \sum_{j=i}^N w_j}{V_i h_i} \leq 0,12 \quad (2.18)$$

Denklem (2.18)'de $(\Delta_i)_{ort}$ ilgili katta bulunan kolon ve perdelerin hesaplanan azaltılmış görel kat ötelemelerinin kat içindeki ortalama değerini, w_j ilgili katın efektif deprem ağırlığını, V_i ilgili katın kat kesme kuvvetini ve h_i ilgili katın yüksekliğini belirtmektedir.

2.1.4 DBYBHY'de yapı düzensizlikleri

DBYBHY'de Tablo 2.1'e binalar düzensizliklerine göre, planda düzensiz (A tipi düzensizlik) ve düşey doğrultuda düzensizlik (B tipi düzensizlik) olmak üzere iki ana grup altında toplanmıştır. Planda düzensizlik durumları;

- A1- Burulma düzensizliği,
- A2- Döşeme süreksizliği,
- A3- Planda çıkıntılar olması,

Düşey doğrultudaki düzensizlikleri ise;

- B1-Komşu katlar arası dayanım düzensizliği
- B2-Komşu katlar arası rijitlik düzensizliği
- B3-Taşıyıcı sistemin düşey elemanlarının süreksizliği olarak incelenir[1].

2.1.4.1 Planda düzensizlik durumları

A1 burulma düzensizliği

Birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi biri için, herhangi bir katta oluşan en büyük görel kat ötelemesinin o katta aynı doğrultudaki ortalama görel ötelemeye

oranını ifade eden burulma düzensizliği katsayısının 1,2'den büyük olması durumu. Bu durumda görelî kat ötelemelerinin hesabı $\pm 5\%$ ek dışmerkezlik etkileride göz önüne alınarak, eşdeğer deprem yükü yöntemine göre yapılacaktır. Burulma düzensizliği katsayısı denklem (2.19)'da belirtildiği gibi hesaplanacaktır.

$$\eta_{bi} = \frac{(\Delta i)_{maks}}{(\Delta i)_{ort}} \quad (2.19)$$

$$(\Delta i)_{ort} = 1/2[(\Delta i)_{max} + (\Delta i)_{min}]$$

(2.19) denkleminde $(\Delta i)_{max}$, i'ini katta oluşan en büyük görelî kat ötelemesini, $(\Delta i)_{ort}$ ise aynı doğrultudaki ortalama görelî ötelemeyi gösterir.

DBYBHY'ye göre herhangi bir i'nci katta yukarıda ifade edilen A1 türü düzensizlik bulunması ve düzensizlik katsayısı η_{bi} 'nin 1,2 ile 2,00 arasında olması durumunda, ilgili katta uygulanan $\pm 5\%$ ek dışmerkezlik ifadesi denklem (2.20)'de ifade edilen D_i katsayısı ile arttırılarak yapıda oluşacak zorlanmalar arttırılmıştır.

$$D_i = \left(\frac{\eta_{bi}}{1,2}\right)^2 \quad (2.20)$$

Denklem (2.20)'de ifade edilen D_i burulma düzensizliği olan yapılarda $\pm 5\%$ ek dışmerkezlik ifadesini arttırma katsayısını, η_{bi} ise burulma düzensizliği katsayısını belirtmektedir. Ayrıca burulma düzensizliği katsayısı $\eta_{bi} > 2,00$ olması durumunda deprem hesap yöntemi olarak dinamik yöntemlerin kullanılması tercih edilmelidir. Yapılarda burulma düzensizliğini engellemek için genel olarak yapının simetrik olmasına, planda ağırlık merkezi ile kütle merkezi arasında oluşan eksantrite minimum tutularak, deprem kuvveti altında zorlanan kolon ve perde gibi elemanların ilave olarak burulma momentlerinden dolayı zorlanmaları minimize edilebilir.

A2 Döşeme süreksizliği

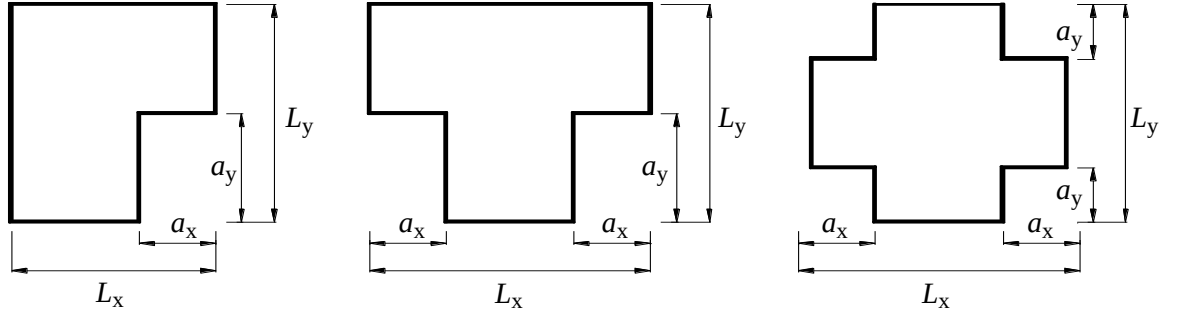
Herhangi bir i'inci kattaki döşemede;

- Merdiven ve asansör boşlukları dahil toplam boşluk alanın kat brüt alanının 1/3'ünden fazla olması durumu,
- Deprem yüklerinin düşey taşıyıcı elemanlara güvenle aktarılmasını zorlaştıran yerel döşeme boşluklarının bulunması,

- Döşemelerin düzlem içi rijitlik ve dayanımlarında ani azalmaların olması durumunda yapıda A2 döşeme süreksizliği olduğu kabul edilir.

A3 Planda çıkıntılar bulunması

Bina kat planlarında çıkıntı yapan kısımların birbirine dik iki doğrultudaki boyutlarının her ikisinde, binanın o doğrultudaki toplam plan boyutlarının %20'sinden fazla olması durumudur.



A3 türü düzensizlik durumu:
 $a_x > 0.2 L_x$ ve aynı zamanda $a_y > 0.2 L_y$

Şekil 2.3 : DBYBHY'ye göre A3 türü düzensizlik [1].

2.1.4.2 Düşey doğrultuda düzensizlik durumları

Komşu katlar arası dayanım düzensizliği (zayıf kat)

DBYBHY'ye göre bu düzensizlik betonarme binalarda, birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi birinde, herhangi bir kattaki etkili kesme alanının, bir üst kattaki etkili kesme alanına oranı olarak tanımlanan dayanım düzensizliği katsayısı η_{ci} 'nin 0,80'den küçük olması durumudur. Herhangi bir kattaki etkili kesme alanı denklem (2.21)'de belirtildiği gibi hesaplanır.

$$\sum A_e = \sum A_w + \sum A_g + 0,15 \sum A_k \quad (2.21)$$

Denklem (2.21)'de belirtilen A_g , herhangi bir i'inci katta hesabı yapılan doğrultuya paralel doğrultuda perde olarak çalışan taşıyıcı sistem elemanlarının enkesit alanlarının toplamını, A_w , depreme dik doğrultudaki kolonların çıkıntıları hariç herhangi kattaki kolonların etkin gövde alanlarının toplamını ve A_k ise herhangi bir katta kapı ve pencere boşlukları çıkarılmış ve deprem doğrultusuna paralel kagir dolu duvar alanını ifade etmektedir.

Komşu katlar arası rijitlik düzensizliği (yumuşak kat)

DBYBHY'ye göre birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi biri için, herhangi bir kattaki ortalama görelî kat ötelemesinin bir üst veya alt kattaki ortalama görelî kat ötelemesine oranını olarak tanımlanan rijitlik düzensizliği katsayısı η_{ki} 'nin 2,0'dan büyük olma durumunda görülen düzensizliktir.

Taşıyıcı sistemin düşey elemanlarının süreksizliği

DBYBHY'ye göre taşıyıcı sistemin düşey elemanlarının (kolon ve perdelerin) bazı katlarda kaldırılarak kirişlerin veya guseli kolonların üstüne veya ucuna oturtulması, yada üst kattaki perdelerin altta kolonlara oturtulması durumunda görülen süreksizliktir.

2.1.5 TS 500'de taşıma gücü sınır durumuna göre hesap ilkeleri

TS 500'de hesaplarda karakteristik malzeme dayanımı değerleri malzeme katsayısı olarak adlandırılan 1,0'dan büyük katsayılara bölünerek azaltılır. Böylece tasarım dayanımı değerleri elde edilir. Bu katsayılar, yerinde dökme betonlar için $\gamma_{mc}=1,5$ alınırken donatı çeliğinin tüm sınıfları için $\gamma_{ms}=1,15$ alınır.

Tasarımda kullanılan yük birleşimleri[3];

Yalnız düşey yükler için;

- $1,4G+1,6Q$
- $1,0G+1,2Q+1,2T$

Burada G sabit yük etkisini, Q hareketli yük etkisini göstermektedir. T, sıcaklık değişimi ve yerdeğiştirme nedeniyle oluşan yük etkisidir.

Rüzgar yükünün söz konusu olduğu durumlarda, düşey yük birleşimleri ile birlikte;

- $1,0G+1,3Q+1,3W$
- $0,9G+1,3W$

Burada W rüzgar yüklerini temsil etmektedir.

Depremi olduğu kombinasyonlar;

- $1,0G+1,0Q+1,0E$
- $0,9G+1,0E$

Burada E deprem etkisini göstermektedir.

Yanal toprak itkisinin olduğu kombinasyonlar

- 1,4G+1,6Q+1,6H
- 0,9G+1,6H

Ayrıca akışkan basıncı bulunan durumlarda, bu basınç 1,4 katsayısı ile çarpılarak içinde hareketli yük bulunan kombinasyonlara eklenir. Yapıda aşırı şekil değıştirme aşırı çatlama aşırı titreşim gibi kullanımı güçleştiren ve kullanım düzenini bozan sorunların bulunmasını engellemeye yönelik yapılan kontrollerin olduğu kullanılabilirlik sınır durumu için tüm yük katsayıları 1 alınarak hesap yapılır.

Taşıma gücüne dayalı kesit hesabında esas alınacak varsayımlar aşağıda sıralanmıştır.

- Betonun çekme dayanımı ihmal edilir.
- Donatı çubuğı ile çevresini saran beton arasında tam aderans bulunduğı düşünülerek, donatı birim şekil değıştirmesi, aynı düzeydeki beton lifi birim şekil değıştirmesine eşit alınır.
- Düzlem kesitler şekil değıştirmeden sonra düzlem kalırlar.
- Taşıma gücüne erişildiğinde, tarafsız eksene en uzak beton basınç lifindeki birim kısalma $\epsilon_{cu}=0,003$ alınır.
- Donatı çeliğinin elasto plastik davrandığı kabul edilir ve donatıda oluşan gerilme donatının akma dayanımından küçük olmalıdır[3].

Tüm donatı çelikleri için, elastisite modülü $E_s=2 \times 10^5 \text{ Mpa}$ ve kopma birim uzaması $\epsilon_{su}=0,1$ alınır. Taşıma gücüne erişildiğı sırada beton basınç bölgesindeki gerilme dağılımı için, geçerliliğı deneysel verilerle kanıtlanmış herhangi bir dağılım kullanılabilir. Ancak hesaplarda kolaylık sağlaması amacı ile gerçek basınç gerilmesi dağılımı yerine, aşağıdaki özellikleri taşıyan eşdeğer dikdörtgen basınç bloku kullanılabilir. Blok genişliğı olarak, eşdeğer basınç şiddeti olan $0,85 F_{cd}$ alınır. Blok derinliğı, tarafsız eksen derinliğinin, k_1 katsayısı ile çarpılması ile hesaplanır, $a = k_1 \times c$. Bu ifade de kullanılacak olan k_1 değıerlerinin beton sınıflarına göre aldığı değıerler Çizelge 2.9'da mevcuttur.

Çizelge 2.9 : TS500’de beton sınıfına bağlı k_1 değerleri

Beton sınıfı	C16	C18	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
k_1	0,85	0,85	0,85	0,85	0,82	0,79	0,76	0,73	0,70

2.2 Eurocode Yönetmeliklerine Göre Tasarım Aşamaları

Eurocode yönetmeliklerine göre yapılan binalarda temel prensibler;

- İnsan hayatı korunacaktır.
- Yapıda oluşacak hasar sınırlandırılacaktır.
- Sivil savunma için önemli yapıların kullanılabilirliği devam ettirilecektir[4].

Deprem bölgelerinde yapılacak binaların tasarımında bazı performans gerekliliklerin karşılanması gereklidir;

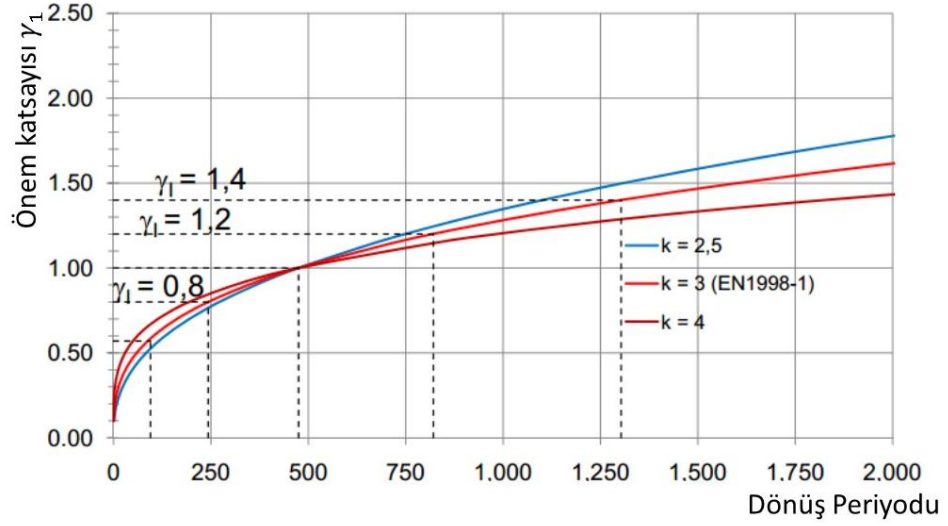
- Göçme olmaması: Yapıda deprem sırasında bölgesel yada toptan olarak göçme olmadan yapı stabilitesini korumalıdır. Böylece yapısal elemanların yapısal bütünlüğü ve yük taşıma kapasitelerinin işlevi devam ettirilebilir. Ayrıca bu gereklilik, dönüş periyodu 475 yıl olan ve 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem tasarımlarında uygulanması önerilir.
- Hasar sınırlaması: Yapı hasar oluşturmayacak ve kullanılabilirlik sınırlandırmasına uygun şekilde tasarım depremine göre oluşma olasılığı daha büyük depremlere karşı mevcut stabilitesini korumalıdır. Bu gereklilik ise, dönüş periyodu 95 yıl olan ve 10 yılda aşılma olasılığı %10 olan depremler varsayımı ile uygulanır.

Ayrıca Eurocode yönetmeliklerine göre deprem tasarımında yapıların önemine göre depremlerin dönüş periyodu değiştirilerek yapıların önemine göre uygun deprem tasarımı amaçlanmıştır. Bu ise deprem hareketinin bina önem katsayısı ile çarpılması ile mümkün kılınacaktır. Bina önem katsayısı ile dönüş periyodu yaklaşık olarak denklem (2.22)’de ifade edildiği şekilde hesaplanacaktır.

$$\gamma_1 = (T_{LR}/T_L)^{-\frac{1}{k}} \quad (2.22)$$

(2.22) denkleminde γ_1 yapı bina önem katsayısını, T_{LR} referans alınan deprem dönüş periyodunu, T_L binanın önem katsayısına bağlı deprem tasarımında ele alınacak

deprem dönüş periyodunu ve k ise bölgenin depremselliğine bağlı katsayı ve genel olarak 3 alınır. Şekil 2,4'te bina önem katsayısı ile deprem dönüş periyodunun bağıntısı görülmektedir.



Şekil 2.4 : Bina önem katsayısına bağlı dönüş periyotları[5].

2.2.1 Eurocode 8 ile ilgili genel bilgiler

Zemin koşullarına bağlı zemin sınıfları Çizelge 2.10'da verilmiştir.

Çizelge 2.10 : Zemin sınıfları

Zemin sınıfı	Zemin katmanlarının tanımı	Parametreler		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{spt(30cm)}$	C_u
A	Kaya veya kaya benzeri zemin	>800	-	-
B	Sıkı kum, çakıl çok katı kil	360-800	>50	>250
C	Orta sıkı kum, çakıl katı kil	180-360	15-50	70-250
D	Gevşek kum orta sıklıkta kohezyonsuz zemin yumuşak kohezyonlu zemin	<180	<15	<70
E	Yüzeyi alüyon tabakalı, 5 ile 20 m arası derinlikte C veya D tipi zemin $v_{s,30}$ değerlerine sahip,daha derinlerde $v_{s,30}$ >800 m/s olan daha katı zemin			
S1	Yer altı su seviyesinin yüksek olduğu yumuşak kil silt (plastik indeksi $PI > 40$)	<100	-	10-20
S2	Sıvılaştırılabilir zeminler A-E arası zeminleri içermeyen hassas killer			

Zemin öncelikle varsa ortalama kesme dalga hızına bakılarak sınıflandırılmalı, eğer kayma dalga hızları mevcut değilse N_{spt} kullanılmalıdır. C_u drenajsız kayma dayanımını ifade eder. Ortalama kayma dalga hızı $v_{s,30}$ denklem (2.23)'te gösterildiği şekilde hesaplanacaktır.

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} \quad (2.23)$$

Denklem (2.23)' te h_i ve v_i sırası ile zemin katmanının kalınlığını ve kayma dalga hızını göstermektedir.

Deprem hesaplarında kullanılacak elastik ivme spektrumu $S_e(T)$, denklem (2.24)'te belirtilen yöntemle hesaplanacaktır.

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B : S_e(T) &= a_g S \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta \times 2.5 - 1) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) &= a_g S \eta 2.5 \\
 T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) &= a_g S \eta 2.5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \\
 T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) &= a_g S \eta 2.5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]
 \end{aligned} \tag{2.24}$$

Denklem (2.24)'te $S_e(T)$ elastik ivme katsayısını, T salınım periyodunu, a_g tasarım yer ivmesini, T_B sabit ivme spektrumunun başlangıcını, T_C sabit ivme spektrumunun bitişini, T_D spektrumun sabit yer değiştirme aralığının başlangıcını, S zemin katsayısını ve η sönüm düzeltme katsayısını ifade eder ve % 5 sönüm oranı için 1 alınır. S , T_B , T_C , T_D değerleri elastik ivme spektrumunun şeklini belirtecektir. Bu veriler depremin büyüklüğüne bağlı olarak, eğer depremin büyüklüğü < 5.5 ise tip 2, > 5.5 ise tip 1 elastik ivme spektrumu kullanılacaktır. Bu elastik ivme spektrumları %5 sönüm oranını göz önünde bulundurularak çizilmiştir. Çizelge 2.11'de tip 1, Çizelge 2.12'de tip 2 elastik ivme spektrumlarına ait bilinmeyenler belirtilecektir.

Çizelge 2.11 : Tip 1 elastik ivme spektrumu verileri[4].

Zemin sınıfı	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1,0	0,15	0,40	2,0
B	1,2	0,15	0,50	2,0
C	1,15	0,20	0,60	2,0
D	1,35	0,20	0,80	2,0
E	1,4	0,15	0,50	2,0

Çizelge 2.12 : Tip 2 elastik ivme spektrumu verileri[4].

Zemin sınıfı	S	T _B (s)	T _C (s)	T _D (s)
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

Sönüm düzeltme katsayısı η , denklem (2.25) ile belirtilen ifade ile hesaplanacaktır.

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55 \quad (2.25)$$

Denklem (2.2)'de ξ yapının sönüm oranını yüzdelik olarak ifade eder.

Elastik yer değiştirme spektrumu $S_{Dc}(T)$, salınım periyodu 4 s'den küçük olan yapılarda elastik ivme spektrumu kullanılarak denklem (2.26)'da belirtildiği gibi hesaplanır.

$$S_{Dc}(T) = S_e(T) \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2 \quad (2.26)$$

Deprem hareketinde düşey elastik ivme spektrumu, $S_{ve}(T)$ denklem (2.27)'de belirtildiği gibi hesaplanır.

$$\begin{aligned} 0 \leq T \leq T_B : S_{ve}(T) &= a_{vg} \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta \times 3.0 - 1) \right] \\ T_B \leq T \leq T_C : S_{ve}(T) &= a_{vg} 3.0 \eta \\ T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) &= a_{vg} \eta 3.0 \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) &= a_{vg} \eta 3.0 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \end{aligned} \quad (2.27)$$

Denklem (2.27)'de $S_{ve}(T)$ düşey elastik ivme katsayısını, T salınım periyodunu, a_{vg} düşey tasarım yer ivmesini, T_B maksimum ivme spektrumunun başlangıcını, T_C maksimum ivme spektrumunun bitişini, T_D spektrumun sabit yer değiştirme aralığının başlangıcını ifade eder

Düşey elastik ivme spektrumu denklemlerinde kullanılan T_B , T_C , T_D ve a_{vg} değerlerinin Tip 1 ve tip 2 için değerleri Çizelge 2.13'te gösterilmiştir.

Çizelge 2.13 : Tavsiye edilen parametreler[4]

Spektrum	a_{vg}/a_g	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
Tip 1	0,90	0,05	0,15	1,0
Tip 2	0,45	0,05	0,15	1,0

Düşey elastik ivme spektrumu $a_{vg} > 0,25 g$ olduğu durumlarda aşağıda belirtilen durumlarda göz önünde buludurulur.

- Yapısal eleman açıklığının 20 m veya fazla olması durumunda,
- Yatay konsol elemanların 5m'yi aşması durumunda,
- Yatay öngermeli elemanların kullanılması durumunda,
- Temel izole edilmiş yapılarda düşey elastik ivme hesaplanarak kombinasyonlarda denklem (2.28)'de belirtildiği gibi etkitilir.

Tasarımı yapılan bina yukarıda belirtilen durumların herhangi birine girmediği için yük kombinasyonlarında deprem kuvvetinin düşey birleşeni dikkate alınmayacaktır.

$$E_{Edx} + 0,30 E_{Edy} + 0,30 E_{Edz}$$

$$0,30 E_{Edx} + E_{Edy} + 0,30 E_{Edz} \quad (2.28)$$

$$0,30 E_{Edx} + 0,30 E_{Edy} + E_{Edz}$$

Denklem (2.28)'de E_{Edx} depremin x doğrultusunda oluşturacağı etki, E_{Edy} depremin y doğrultusunda oluşturacağı etki ve E_{Edz} ise depremin düşey doğrultuda oluşturacağı etkiyi ifade eder.

Tasarım spektrumu hesaplanırken yapının lineer olmayan davranışı q davranış katsayısı dikkate alınarak denklem (2.29)'da belirtildiği gibi hesaplanır. Tasarım ivme spektrumu %5 sönüm oranı göz önünde bulundurularak hesap edilmiştir.

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B : S_d(T) &= a_g S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) &= a_g S \frac{2.5}{q} \\
 T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) &= a_g S \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \\
 T_D \leq T \leq 4s : S_d(T) &= a_g S \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]
 \end{aligned} \tag{2.29}$$

Denklem (2.29)'da $S_d(T)$ tasarım spektrumunu, q davranış katsayısını ifade eder.

Eurocode 8'e göre deprem hesabı yapılırken hesaplanan efektif ağırlığa denklem (2.30)'da belirtildiği gibi düşey yükler ve hareketli yüklerin bir kısmı katılarak hesaplanacaktır.

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_i \tag{2.30}$$

Denklem (2.30)'da belirtilen $G_{k,j}$ ölü yükleri, $\psi_{2,i}$ hareketli yük kombinasyon sabiti olarak ifade edilir. Bina kategorisine bağlı $\psi_{2,i}$ değerleri Çizelge 2.14'te verilmiştir.

Çizelge 2.14 : Hareketli yük kombinasyon katsayıları[6].

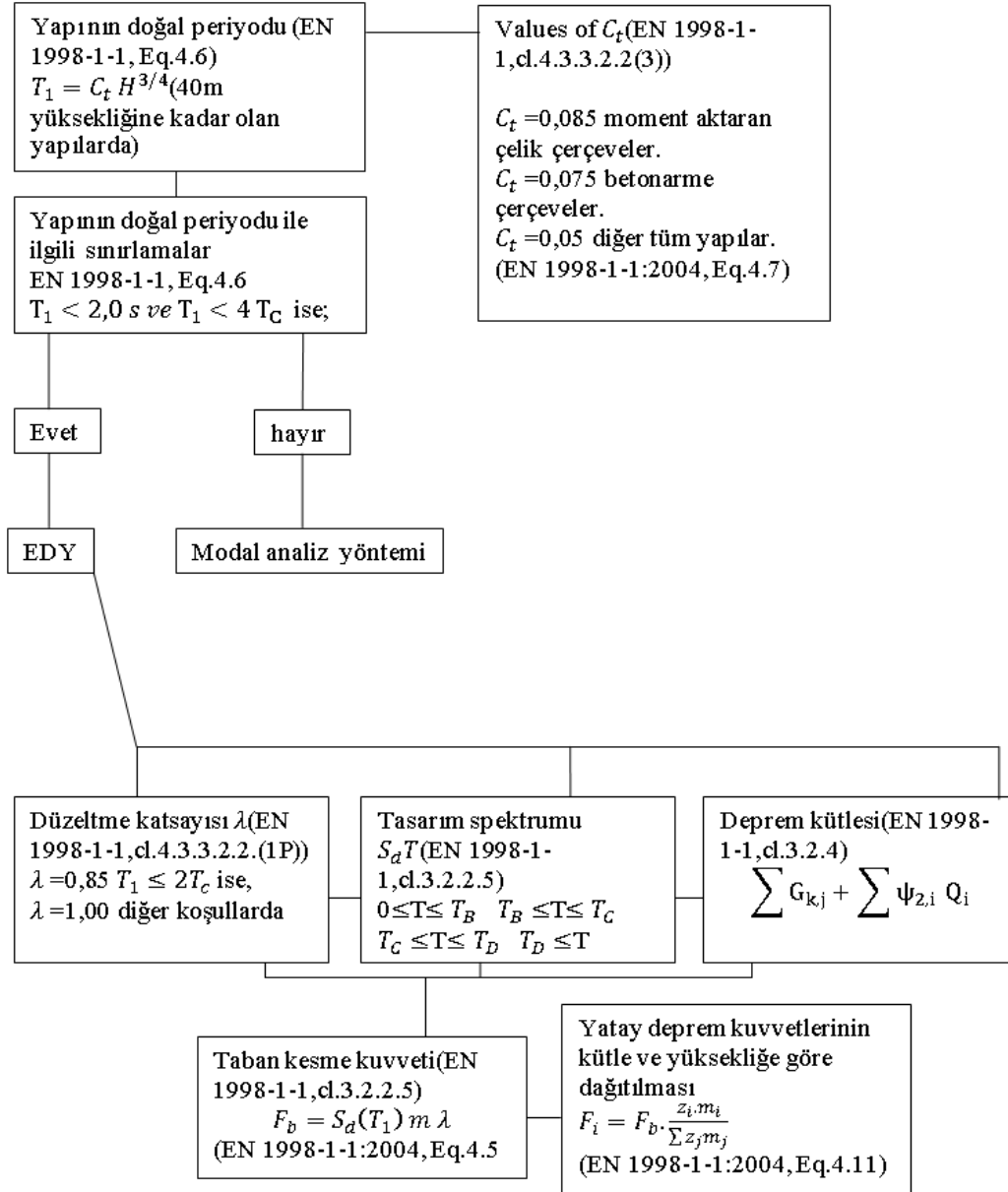
Bina kategorisi	$\psi_{2,i}$
Konut binaları	0,3
Ofis binaları	0,3
Toplantı salonları	0,6
Alışveriş mağazaları	0,6
Depo alanları	0,8
Araç ağırlığının 30 kN'dan küçük olduğu trafik alanları	0,6
Araç ağırlığının 30 kN ile 160 kN arasında olduğu trafik alanları	0,3
Çatı katları	0

Eşdeğer deprem yöntemi ile hesap yapabilmek için hesabı yapılan doğrultudaki mod katkısının diğer mod katkılarından büyük olması gerekir. Yapıda düşey doğrultuda düzensizlik bulunmamalıdır. Ayrıca yapının x ve y doğrultularındaki salınım periyodu T_1 ;

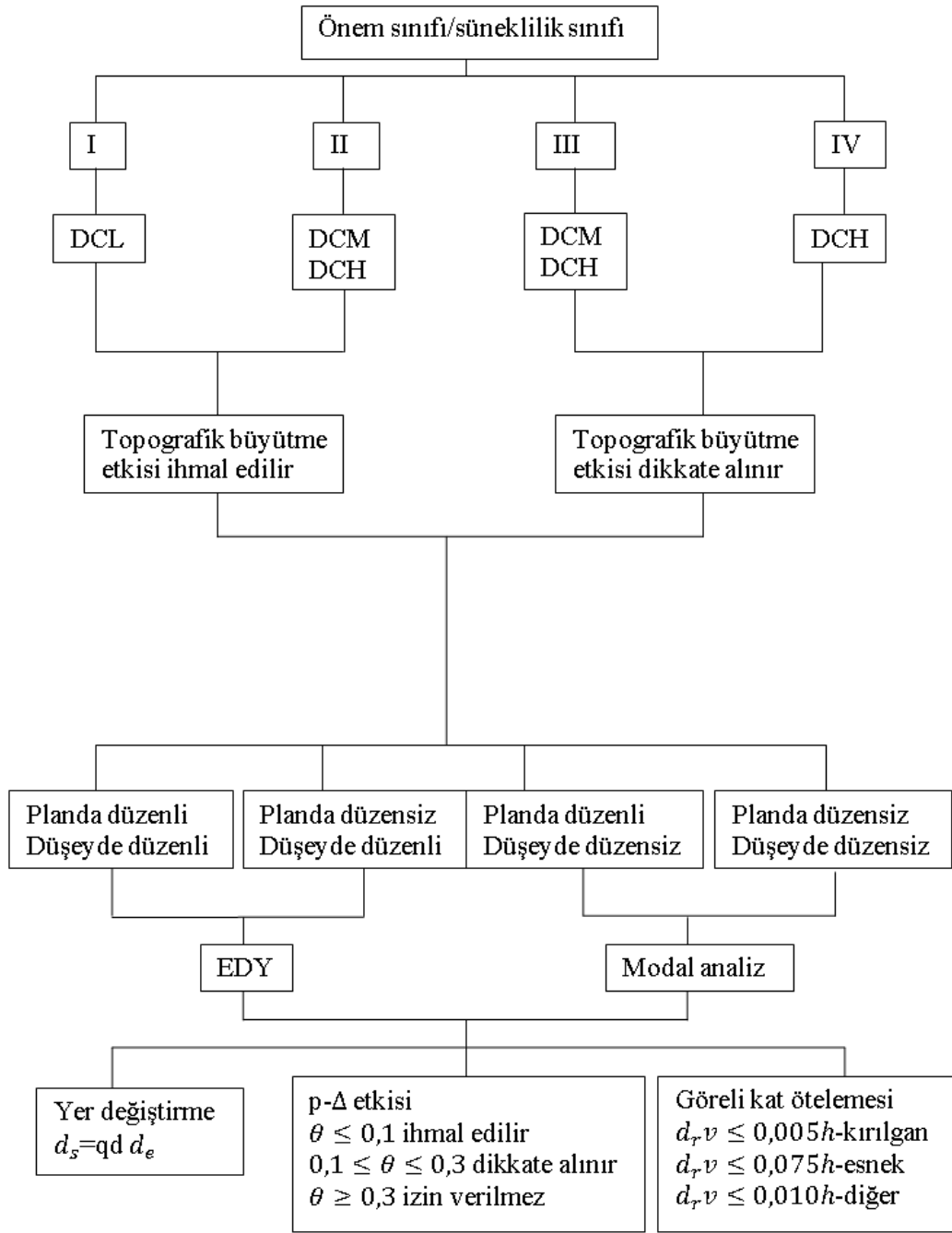
$$T_1 \leq 2,0 \text{ s ve } T_1 \leq 4 T_C \quad (2.31)$$

Eşdeğer deprem yükü yönteminin deprem hesabında kullanılması için denklem (2.31)'de ifade edilen koşula ek olarak ilerleyen bölümlerinde açıklanan yapıda düşey doğrultuda görülen düzensiz durumları olmamalıdır.

Eurocode yönetmeliklerine göre deprem hesap yönteminin belirlenmesi Şekil 2.5'te, yapının önem ve süneklilik sınıfına göre yapılacak kontroller Şekil 2.6'da özetlenmiştir.



Şekil 2.5 : Deprem hesap yönteminin belirlenmesi[7].



Şekil 2.6 : Analizler sonucu yapılan kontroller[7].

2.2.2 Eurocode 8’de eşdeğer deprem yükü yöntemi

Eşdeğer deprem yükü ile hesap yapılırken taban kesme kuvveti denklem (2.32) ile hesap edilir.

$$F_b = S_d(T_1) m \lambda \quad (2.32)$$

Denklem (2.32)’de F_b taban kesme kuvvetini, $S_d(T_1)$, T_1 periyodu için tasarım spektrumunun ordinatını, m zemin kat döşemesinden itibaren bina toplam kütesini, λ

düzeltilme katsayısıdır ve bina iki kattan fazla kata sahipse ve $T_1 \leq 2 T_C$ ise 0,85 alınır diğer durumlarda 1 alınacaktır.

Ayrıca yapının birinci doğal periyodu yüksekliği 40m 'ye kadar olan yapılarda yaklaşık olarak denklem (2.33)'te belirtildiği şekilde hesaplanır.

$$T_1 = C_t H^{3/4} \quad (2.33)$$

Denklem (2.33)'te belirtilen C_t çelik çerçeveler için 0,085, betonarme çerçeveler ve dış merkezli çelik çerçeveler için 0,075, diğer tüm yapılar için 0,050 değerini alan bir katsayıdır, H ise zemin kat döşemesinden itibaren ölçülen bina yüksekliğini ifade etmektedir.

Tasarım depremi, bina önem katsayısı $\gamma_1=1$ olan binalar için 50 yıllık süre için de aşılma olasılığı %10 olan depremdir.

Yapı davranış katsayısı q , denklem (2.34) ile belirlenir

$$q = q_0 k_w \geq 1.5 \quad (2.34)$$

Denklem (2.34)'te belirtilen q_0 , esas davranış katsayısını, k_w , perdeli yapılarda hakim göçme modunu dikkate alan azaltma katsayısını gösterir ve çoğunlukla 1 alınır.

Binaların deprem anında yıkılmasının oluşturacağı sosyal ve ekonomik sonuçlarına, sivil hayatın güvenliğine etkilerine göre ayrıldığı önem sınıfı ve önem katsayıları Çizelge 2.15'te verilmiştir.

Çizelge 2.15 : Eurocode 8'de bina önem katsayısı (γ_1)

Bina Türü	γ_1
Kamu güvenliği için düşük öneme sahip binalar; tarım yapıları vb.	0,8
Yıkılması durumunda doğuracağı sonuçlar nedeni ile sismik dayanımı önem taşıyan binalar; okullar toplantı salonları vb.	1,2
Deprem durumunda kullanılabilirliği hayati önem taşıyan binalar; hastaneler, itfaiye binaları vb.	1,4
Diğer binalar	1,0

Tasarım yer ivmesi (2.35) denklemi ile elde edilir.

$$a_g = \gamma_1 a_g R \quad (2.35)$$

(2.35) denkleminde γ_1 bina önem katsayısını, $a_g R$ A tipi zemin için pik yer ivmesini göstermektedir. Eurocode 8’de esas alınan yapı davranış katsayısı q , taşıyıcı sistem türüne göre alacağı değerler Çizelge 2.16’da gösterilmiştir.

Çizelge 2.16 : Eurocode 8’de esas davranış katsayıları

Bina tipi	Sünekliği normal yapı	Sünekliği yüksek yapı
Çerçeveler, perdeli çerçeve sistemler, boşluklu perdeli sistemler	$3 \alpha_u / \alpha_1$	$4,5 \alpha_u / \alpha_1$
Boşluksuz perdeli sistemler	3,0	$4 \alpha_u / \alpha_1$
Burulma rijitliği zayıf sistemler	2,0	3,0
Ters sarkaç sistemler	1,5	2,0

Çizelge 2.16’da gösterilen α_u / α_1 oranı yapıdaki elemanların eğilme kapasitesine ve göçme durumuna ulaşması ile ilgili ayrıntılı hesap gerektirir. Eurocode 8’de bu oran için aşağıda belirtilen değerlerin kullanılması uygun bulunmuştur.

Çerçeveler yada çerçeve eşdeğeri ikili sistemler,

- Tek katlı çerçeveler 1,1
- Çok katlı, tek açıklı çerçeveler 1,2
- Çok katlı, çok açıklı çerçevelerde ve çerçeve eşdeğeri ikili sistemler 1,3

Perdeler yada perde eşdeğeri ikili sistemler,

- Her iki yatay doğrultuda yalnız ikişer adet ayrık perdesi bulunan yapılarda 1
- Diğer perdeli sistemlerde 1,1
- Boşluklu perdeli sistemlerde 1,2

Eurocode 8’de eşdeğer deprem yükü ile hesap yapılırken, incelenen ana doğrultudaki mod yerdeğiştirmelerinde yükseklik boyunca yerdeğiştirmeler artıyorsa, bulunan deprem kuvveti katlara denklem (2.36)’da verilen oran ile ters üçgen yük dağılımı oluşturacak şekilde dağıtılacaktır.

$$F_i = F_b \frac{z_i m_i}{\sum z_j m_j} \quad (2.36)$$

Denklem (2.36)'de belirtilen F_i i'inci kata etkiyen yatay deprem yükünü, F_b taban kesme kuvvetini, z_i, z_j zemin döşemesinden itibaren olan ilgili katın yüksekliğini, m_i, m_j ilgili katların efektif sismik kütesini ifade etmektedir.

Eşdeğer deprem yükü hesap yöntemi ile deprem hesabı yapılırken kütlelerin düzensiz dağılımının belirsizliğinden dolayı her iki doğrultuda verilen dışmerkezlilik kuvveti denklem (2.37)'de belirtildiği gibi hesap edilecektir.

$$e_{ai} = \pm 0,05 L_i \quad (2.37)$$

Denklem (2.37)'de e_{ai} yapıda kat kesme kuvvetinin etkitileceği kat ağırlık merkezinin kaydırılacağı dışmerkezlilik mesafesi, L_i hesabı yapılan doğrultuya dik olan bina yüzey mesafesini göstermektedir.

Eurocode 8'de taşıma gücü yöntemine uygun hesap yapılabilmesi için bir takım güvenlik sınırlaması yapılmıştır.

Depremden oluşan tasarım etki değeri E_d , yapısal elemanın tasarım dayanımı R_d 'den küçük olmalıdır.

Denklem (2.38)'de belirtilen koşulların tüm katlarda sağlanması durumunda yapıda ikincil etkilerin ($P - \Delta$) etkilerinin dikkate alınmaması istenir, eğer bu değer 0,1 ile 0,2 arasında bir değer alırsa deprem etkilerinin $1/(1-\theta)$ oranı ile arttırılması istenir ve bu oranın 0,3 değerini aşmaması istenir.

$$\theta = \frac{P_{tot} d_r}{V_{tot} h} \leq 0,10 \quad (2.38)$$

Denklem (2.38)'de ifade edilen θ kat yerdeğiştirme hassaslığını ifade eden bir katsayı, P_{tot} deprem hesabı yapılan kat üzerindeki toplam yükü, d_r etkin görelî kat (q yapı davranış katsayısı ile artırılmış) yerdeğiştirmesini, V_{tot} depremden oluşan toplam taban kesme kuvvetini, h ise kat yüksekliğini ifade etmektedir.

Kolon kiriş birleşim bölgelerinde süneklilik koşulu olarak denklem (2.39) koşulu sağlanmalıdır

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 M_{Rb} \quad (2.39)$$

Denklem (2.39)'da belirtilen M_{Rc} düğüm noktasında birleşen kolonların eğilme kapasitesi değerlerinin toplamı, M_{Rb} ise düğüm noktalarında birleşen eğilme kapasitesi değerleri toplamını ifade eder.

Ayrıca kat yerdeğiştirme sınırlaması olarak, içerisinde yapısal olmayan kırılğan malzemelerin (duvar vb.) varolduğu yapı sistemlerinde denklem (2.40)'ta belirtilen koşulun sağlanması gerekir.

$$d_r v \leq 0,005 h \quad (2.40)$$

Denklem (2.40)'ta belirtilen d_r etkin görelî kat ötelemesini, h kat yüksekliğini, v ise daha küçük dönüş periyotlu bir deprem tasarımı için azaltma katsayısını ifade eder ve bina önem katsayısına göre , bina önem sınıfı 1 ve 2 olan binalar için 0,5, bina önem sınıfı 3 ve 4 olan binalar için 0,4 değerini alır.

2.2.3 Eurocode 8'de mod birleştirme yöntemi

Eşdeğer deprem yükü hesap yönteminin kullanılabilme koşullarına karşılık, mod birleştirme yönteminde böyle bir sınırlama getirilmemiştir. Diğer bir ifade ile eşdeğer deprem yükü yöntemi koşullarının sağlanmadığı durumlarda mod birleştirme yöntemi kullanılır.

Mod birleştirme yöntemi ile hesap yapılırken hesaba katılacak mod sayısının belirlenmesinde, etkin kütlelerin bina toplam kütlelerinin %90'ından az olmama şartı sağlanmalıdır. Aksi takdirde her bir modun etkin kütlelerinin, bina toplam kütlelerinin %5'inden fazla olduğu gösterilmelidir. Eğer bu koşullar sağlanmıyorsa hesaplarda ele alınacak mod sayısı denklem (2.41)'de belirtildiği şekilde hesaplanır.

$$k \geq 3 \sqrt{n} \text{ ve } T_k \leq 0,20 \text{ s} \quad (2.41)$$

Denklem (2.41)'de belirtilen k hesaba alınacak mod sayısı, n zemin döşemesinden itibaren olan kat sayısı ve T_k k 'ıncı moda ait periyodu ifade eder.

Modal katkıların birleştirilme hesabında, T_j ve T_i birbirinden farklı iki titreşim modu olmak üzere, T_j/T_i oranı $< 0,90$ koşulun sağlanması durumunda “Karelerinin

Toplamının Karakökü (SRSS)” kuralı uygulanabilir. Ve denklem (2.42)’de belirtilen işlemle deprem etkisi hesap edilir.

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (2.42)$$

Denklem (2.42)’de belirtilen E_E deprem etkisinde incelenecek büyüklüğü (kuvvet yerdeğiştirme vb.), E_{Ei} ise i’inci moda ait büyüklük katkısını göstermektedir. T_j/T_i oranı $< 0,90$ koşulun sağlanmaması durumunda ise “Tam Karesel Birleştirme” yöntemi uygulanır.

Mod birleştirme yöntemi ile hesap yapılırken burulma etkileri denklem (2.43)’te belirtildiği şekilde hesaba alınacaktır.

$$M_{ai} = e_{ai} F_i \quad (2.43)$$

Denklem (2.43)’te belirtilen e_{ai} , kütle merkezinden olan dış merkezliği, F_i incelenen kattaki kat kesme kuvvetini ve M_{ai} ise katta düşey doğrultuda etkitilecek olan burulma momentini ifade eder.

2.2.4 Eurocode 8’de yapı düzensizlikleri

2.2.4.1 Planda düzensizlik durumları

Yapının planda düzenli olarak incelenebilmesi için aşağıda verilen kriterleri sağlamış olması gerekir.

- X ve Y doğrultularında kütle ve yatay rijitlik dağılımı bakımından bina planda simetrik yerleştirilmelidir.
- Planda girinti yapan bölümlerin toplam alanı, bina toplam alanının %5’ini geçmemelidir.
- Planda L,C,H,I,X gibi karmaşık şekle sahip yapılarda, kat diyaframlarının düzlem içi rijitliği ayrıntılı incelenmelidir.
- Binanın planda uzun boyutunun kısa boyutuna oranı $\lambda = \frac{L_{\max}}{L_{\min}} \leq 4,0$ olmalıdır.

- Ayrıca her kat seviyesinde denklem (2.44)'te belirtilen koşullar sağlanmalıdır.

$$e_{OX} = 0,30 r_x \text{ ve } r_x \geq l_s \quad (2.44)$$

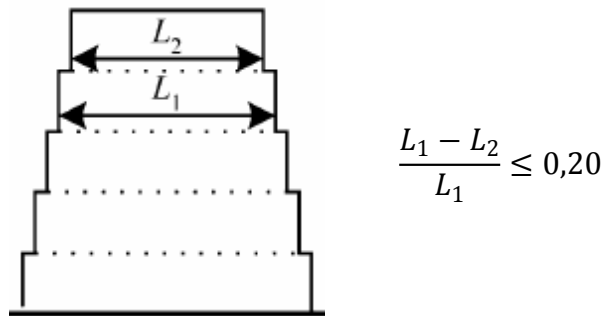
Denklem (2.44)'te belirtilen e_{OX} kütle ve rijitlik merkezi arasındaki mesafeyi, r_x kat burulma yarıçapını ve l_s kat dönme yarıçapını göstermektedir. Bu koşul her iki doğrultuda da incelenmeli ve herhangi bir doğrultuda bu koşul sağlanmıyor ise sistem, “burulma rijitliği zayıf sistem” olarak incelenir.

2.2.4.2 Düşey doğrultuda düzensizlik durumları

Yapının düşey doğrultuda düzenli olarak nitelendirilebilmeleri için aşağıda belirtilen koşulları sağlaması gerekir.

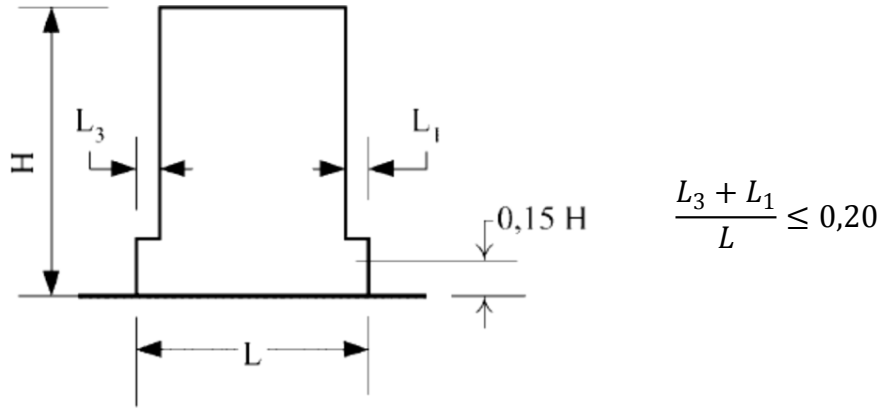
- Tüm yapısal elemanlar bina temel seviyesinden çatı seviyesine kadar devam ettirilmelidir.
- Bina temelinden yukarı gidildikçe kat kütle ve rijitliklerinde aşamalı olarak azalmalar görülebilir. Ani değişimlerden kaçınılmalıdır.
- Çerçeve sistemlerde komşu katların dayanımı birbirine yakın olmalıdır.

Yapıda kat çekilmesi olması durumunda, toplam daralma miktarının plan boyutunun %20'sini geçmemelidir.



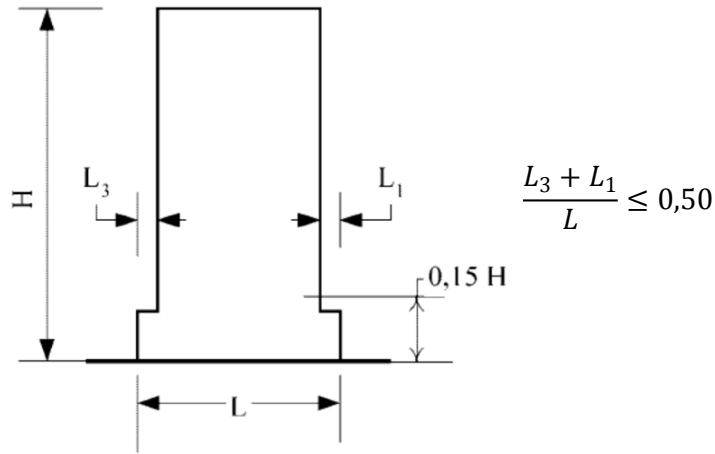
Şekil 2.7 : Eurocode 8’de kat çekilmesi koşulu(a).

Kat çekilmesi temelden itibaren bina boyunun %15’inin üzerinde başlayan sabit bir kat çekilmesi uygulanacaksa, daralma miktarı önceki plan boyutunun %20’sini aşmamalıdır.



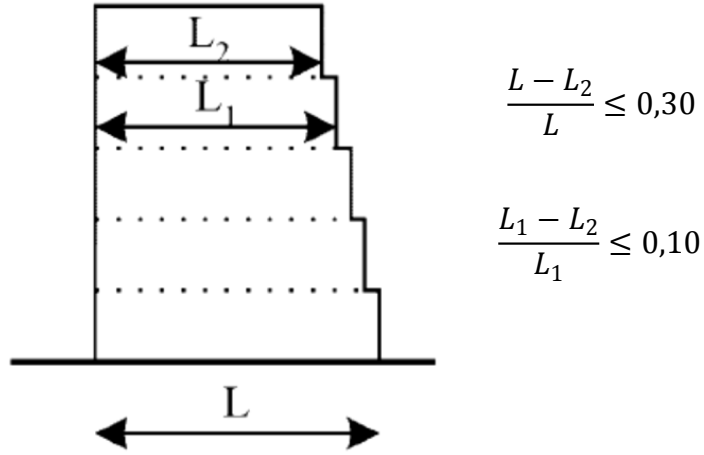
Şekil 2.8 : Eurocode 8’de kat çekilmesi koşulu(b).

Kat çekilmesi, temelden itibaren bina yüksekliğinin %15’inin altında başlayacak ve sabit olarak devam ettirilecekse, daralma miktarı önceki plan boyutunun %50’sini aşmamalıdır.



Şekil 2.9 : Eurocode 8’de kat çekilmesi koşulu(c).

Simetrik olmayan kat daralması uygulanacaksa; hesaplanan en büyük daralma zemin kat seviyesindeki plan boyutunun %30’undan büyük olmamalıdır. Herhangi iki kat arasındaki daralma miktarı, alt kattaki boyutun %10’unu geçmemelidir.



Şekil 2.10 : Eurocode 8’de kat çekilmesi koşulu(d).

2.2.5 Eurocode 2’de taşıma gücü sınır durumuna göre hesap ilkeleri

Eurocode 2’de donatı çeliği ve beton malzemelerin karakteristik dayanımını azaltarak tasarımda kullanılacak olan diğer bir ifade ile hesap dayanımını elde etme yarayan malzeme katsayıları TS 500 ile aynı değerler olup beton için 1,5 ve donatı çeliği için 1,15 değerini almaktadır.

Eurocode 2’de yük birleşimleri tanımlanmamıştır. Yapılacak yüklemeler EN 1990’a göre belirlenmektedir. İşletme ve deprem yükleri altında çözüm yapılacaksa aşağıda belirtilen yük birleşimleri kullanılmalıdır.

- $1,35G + 1,5Q$ ve $1,0G + \psi_{2,i}Q + 1,0E$ [8].

Eurocode 2’de TS 500 den farklı olarak betonarme kesit hesaplarında beton ezilme birim kısalması 0,0035 alınır. Taşıma gücü hesabı kabulleri TS 500’ dekiler ile uyumludur.

2.3 ASCE/SEI 7-10 Göre Tasarım Aşamaları

2.3.1 ASCE/SEI 7-10 ile ilgili genel bilgiler

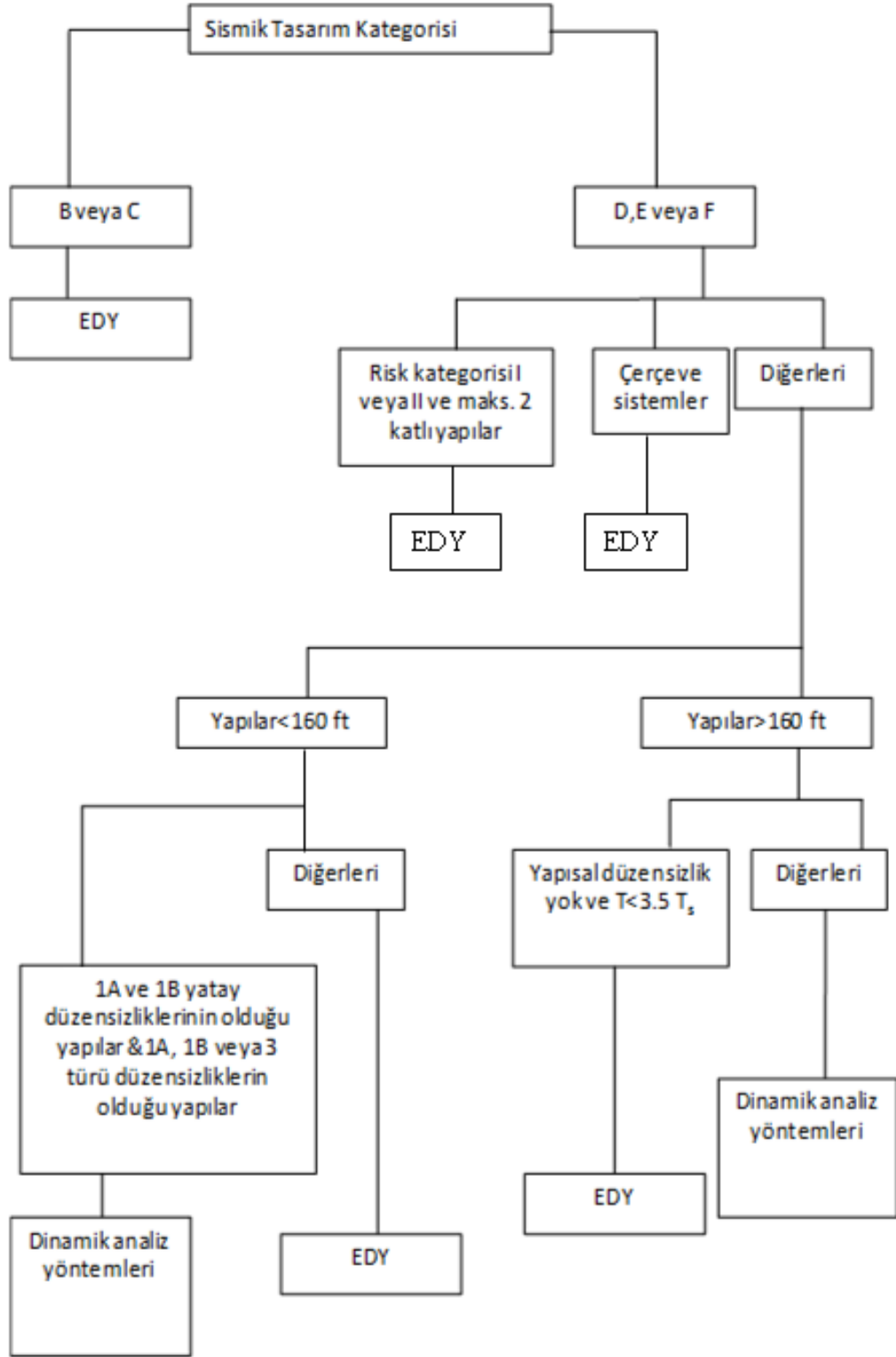
Binaların projesi ve tasarım depremi aynı olmasına rağmen farklı bölgelerde inşaa edilen yapılarda farklı hasarlar meydana gelmektedir. Bunun nedeni zemin tabakalarının cinsi, kalınlık, yeraltı su seviyesi gibi özelliklerinden dolayı zeminde oluşan maksimum hız ve ivmelerin farklı olmasıdır. Bundan dolayı yapılar tasarlanmadan önce zemin sınıfı doğru belirlenmelidir. Çizelge 2.17’de yapılan zemin etütleri sonucunda elde edilen ortalama kayma dalga hızı, standart

penetrasyon değeri ve ortalama drene olmamış kayma dayanımına bağlı olarak seçilen zemin sınıfları gösterilmiştir. Yapılan araştırmalar sonucunda zemin sınıfını belirlemek için yeterli bilgi mevcut değil ve jeolojik kaynaklar, zeminin E veya F zemin grubuna ait olmadığını belirtiyorsa, bu zemin ASCE/SEI 7-10'a göre zemin sınıfı D olarak seçilir.

Çizelge 2.17 : ASCE/SEI 7-10'a göre zemin sınıfları[9].

Zemin Sınıfı	Zemin profili	$V_s(ft/s)$	N_{spt}	$S_u(psf)$
A	Sert kaya	>5000	uygulanamaz	uygulanamaz
B	kaya	$2500 < V_s < 5000$	uygulanamaz	uygulanamaz
C	Yüksek yoğunluklu toprak ve yumuşak kaya	$1200 < V_s < 2500$	$N > 50$	$S_u > 2000$
D	Sıkı daneli zemin	$600 < V_s < 1200$	$15 \leq N \leq 50$	$1000 \leq S_u \leq 2000$
E	Yumuşak kil zemin	<600	$N \leq 15$	$S_u \leq 1000$
E		Aşağıdaki özelliklere sahip daneden 10 ft'den fazla içeren zeminler -Plastisite indisi $PI > 20$ -Nem muhtevası $w \geq 40$ -Drenajsız kayma dayanımı $S_u \leq 1000$		
F		Aşağıdaki özelliklerden birine veya birkaçına sahip zemin -Kayma riskine karşı savunmasız zemin veya deprem yükleri altında kayan sıvılaşabilen zemin, hızlı ve hassas kil gibi -Yüksek organik kil -Çok yüksek plastisiteli kil ($H > 25$ feet, $PI > 75$)		

ASCE/SEI 7-10'a göre hesap yapılırken uygulanması gereken hesap yöntemi sismik tasarım kategorisine bağlı olarak eşdeğer deprem yükü veya dinamik analiz yöntemine Şekil 2.11'de belirtilen yolla karar verilir.



Şekil 2.11 : ASCE/SEI 7-10'a göre deprem hesap yönteminin belirlenmesi

Amerikan yönetmeliklerine göre tasarım yapılırken eşdeğer deprem yükü hesap yöntemine ait bilgiler ASCE/SEI 7'de açıklanmıştır. Amerikan yönetmeliklerinde sismik tasarım sınıfları mevcuttur. A,B,C,D,E,F olarak ayrılan sismik tasarım sınıflarından A ve B sismik tasarım etkisi düşük deprem hareketine, C sınıfı orta

şiddette yıkıcı yer hareketine D,E ve F sismik tasarım sınıfları ise yıkıcı etkisi yüksek yer hareketine karşılık gelmektedir. ASCE/SEI 7’de binanın yaklaşık esas periyodu T_a yaklaşık olarak denklem (2.45)’te belirtildiği şekilde hesaplanır.

$$T_a = C_t h_n^x \quad (2.45)$$

(2.45) denkleminde h_n , binanın tabanından itibaren ölçülen yüksekliği ifade eder. C_t ve x bilinmeyenleri ise yapı sistem türüne göre Çizelge 2.18’de belirtilen değerleri alır.

Çizelge 2.18 : ASCE 7-10’da metrik sistem için verilen esas periyot parametreleri

Yapı Tipi	C_t	x
Moment karşılayan çelik çerçeve sistemler	0,0724	0,8
Moment karşılayan betonarme çelik çerçeve sistemler	0,0466	0,9
Dışmerkez çelik çerçeve sistemler	0,0731	0,75
Diğer tüm yapısal sistemler	0,0488	0,75

Amerika’da tüm ülkenin ivme değerlerini gösteren MCE_r haritaları hazırlanmıştır. Bu haritalarda beklenen maksimum ivme değerleri elde edilir. Bu ivme, 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan dönüş periyodu 2500 yıl olan depremin ivme değeridir. Hesabı yapılacak bölgenin 0,2 saniyelik kısa periyot ve 1 saniyelik periyot spektral ivmeleri belirlenmelidir. Belirlenen spektral ivmeler zemin katsayısı ile çarpılıp 1/3 oranında azaltılarak tasarım spektral ivmesi denklem (2.46)’da belirtildiği gibi hesaplanmış olur.

Ayrıca 12 kattan fazla olmayan moment aktaran çelik ve betonarme çerçevelerde yaklaşık periyot $T_a=0,1 N$ olarak hesaplanabilir. Burada N kat sayısı gösterirken kat yüksekliğin 10 ft (3m)’den fazla olmaması beklenir.

$$S_{MS} = F_a S_S \text{ ve } S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \text{ ve } S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (2.46)$$

(2.46) denkleminde belirtilen, F_a kısa periyot zemin düzeltme katsayısını, S_s kısa periyot için spektral ivmeyi, S_{MS} ise zemin katsayısı ile çarpılmış kısa periyot spektral ivme değerini, S_{DS} kısa periyot tasarım spektral ivme değerini göstermektedir. F_v uzun periyot zemin düzeltme katsayısını, S_1 1 sn periyot için spektral ivmeyi, S_{M1} ise zemin katsayısı ile çarpılmış 1 saniye periyot spektral ivme değerini, S_{D1} 1 saniye periyot tasarım spektral ivme değerini göstermektedir.

Kıyı ve liman yapıları, demiryolları, hava meydanları inşaatları deprem teknik yönetmeliğinde 50 yılda asılma olasılığı, sırası ile, %50, %10 ve %2 olan (D1), (D2) ve (D3) deprem düzeylerinde kısa periyot ve 1.0 sn Periyodu için spektral ivme değerlerini Türkiye genelinde tanımlayan kontur haritaları 0,2 derecelik artımlarla gösterilmiştir[10]. Ancak bu değerler B zemin sınıfına göre hazırlanmış olduğundan dolayı kısa ve uzun periyot için zemin katsayısı ile çarpılmalıdır. Çizelge 2.19 ve Çizelge 2.20’de zemine bağlı bu katsayılar sırası ile S_s ve S_1 değerlerine göre alacağı değerler gösterilmiştir.

Çizelge 2.19 : ASCE/SEI 7-10’da kısa periyot zemin katsayısı, F_a

Zemin Sınıfı	$S_s \leq 0,25$	$S_s=0,50$	$S_s=0,75$	$S_s=1$	$S_s \geq 1,25$
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
D	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
E	2,5	1,7	1,2	1,1	1,0
F	IBC 2009 yönetmeliğinde açıklanmıştır. (11.4.7)				

Çizelge 2.20 : ASCE/SEI 7-10’da uzun periyot zemin katsayısı, F_v

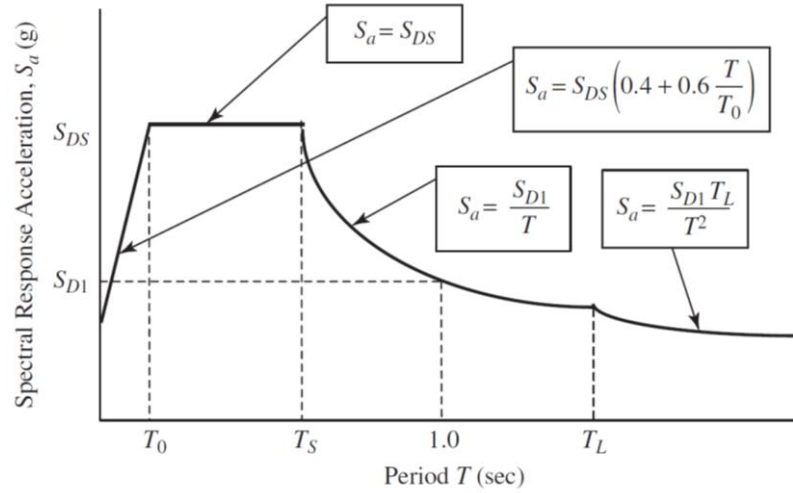
Zemin Sınıfı	$S_1 \leq 0,1$	$S_1=0,2$	$S_1=0,3$	$S_1=0,4$	$S_1 \geq 0,5$
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
D	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
E	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
F	IBC 2009 yönetmeliğinde açıklanmıştır.(11.4.7)				

Yapıda S_{D1} değerine bağlı olarak bir üst sınır katsayısı C_u belirtilerek, periyodun üst sınırı belirlenmiştir. Denklem (2.47)’de belirtilen üst sınır denkleminde kullanılan C_u katsayılarını Çizelge 2.21’e göre belirlenir.

$$T \leq C_u T_a \quad (2.47)$$

Çizelge 2.21 : ASCE/SEI 7-10’da periyot hesabı için üst sınır katsayısı

S_{D1}	C_u katsayısı
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7



Şekil 2.12 : ASCE/SEI 7 tasarım spektrumu

Şekil 2.12’de %5 sönüm oranı için tanımlanan tasarım spektrumu gösterilmiştir. $S_1 < 0,04$ ve $S_5 < 0,15$ olduğu durumlarda yapının A sismik tasarım sınıfında tasarlanmasına izin verilir. F_a ve F_v değerlerinin zemin kalitesi düşük yerlerde yüksek, zemin kalitesi yüksek olan yerlerde ise düşük olduğu görülmektedir.

Şekil (2.12)’de gösterilen T_L uzun periyot bölgesine geçiş periyodunun ifade eder ve haritalardan alınır, zemin koşullarına bağlıdır. Bu parametre çok yüksek yapıları etkiler. Şekilde gösterilen T_0 ve T_s periyotları (2.48) denklemleri kullanılarak hesaplanır.

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.48)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

(2.48) denkleminde ifade edilen S_{D1} 1 saniye periyot tasarım spektral ivmesini, S_{DS} kısa periyot tasarım spektral ivmesini ifade etmektedir.

ASCE/SEI7 7-10’da yapının risk sınıfını ve tasarım depreminin yer hareketinin şiddetini esas alan sismik tasarım kategorileri Çizelge 2,22’de gösterilmiştir.

Çizelge 2.22 : ASCE/SEI 7-10’da sismik tasarım kategorileri

Kullanım Kategorisi	S_s	SDC
I,II,III	$S_s \leq 0,75$	E
IV	$S_s \geq 0,75$	F

Çizelge 2.22’nin kapsamı dışında kalan binalarda sismik tasarım kategorisi S_{DS} ve S_{D1} değerleri dikkate alınarak Çizelge 2.23 ve Çizelge 2.24’te gösterildiği gibi seçilir. T titreşim periyoduna bakılmaksızın her türlü bina Çizelge 2.23 ve Çizelge 2.24’te gösterilen kategoriden daha şiddetli bir sismik tasarım kategorisine atanabilir.

Çizelge 2.23 : ASCE/SEI 7-10’da kısa periyot davranış spektrumuna göre SDC[9].

S_{DS}	Kullanım Kategorisi I,II,III	Kullanım Kategorisi IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Çizelge 2.24 : ASCE/SEI 7-10’da 1 sn periyodu davranış spektrumuna göre SDC.

S_{D1}	Kullanım Kategorisi I,II,III	Kullanım Kategorisi IV
$S_{D1} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

2.3.2 ASCE/SEI 7-10’da eşdeğer deprem yükü yöntemi

ASCE/SEI 7-10’da eşdeğer deprem yükü yöntemi yönteminde taban kesme kuvveti (2.49) denkleminde belirtildiği şekilde hesaplanır.

$$V = C_s W \quad (2.49)$$

ASCE/SEI 7-10'da deprem hesabı yapılırken, göz önünde bulundurulacak efektif sismik ağırlık hesaplanırken, genel olarak yapıdaki ölü yükleri kapsar, ekstrem durum olarak;

- Depo yapılarında, hareketli yükün en az %25'i,
- Sürekli olarak bulunan mekanik yükleri,
- Peyzaj malzemelerin ağırlıklarını,
- Kar yükü değeri P_f 1,44 kN/m² değerini geçiyorsa bu yükün %20'sini kapsar.

DBYBHY ve Eurocode yönetmeliklerinden farklı olarak ASCE/SEI 7-10'da yukarıda ifade edilen durumlar dışında hareketli yüklerin belli bir oranı alınmaz, sadece hareketli ölü yükler hesaba katılır.

(2.49) denkleminde V eşdeğer deprem yükü yöntemi taban kesme kuvvetini, C_s sismik katsayısı W ise efektif sismik ağırlığı ifade etmektedir. Sismik katsayı C_s (2.50) denklemi ile hesaplanır.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{(R/I)} \quad (2.50)$$

Denkleminde ifade edilen R taşıyıcı sistem katsayısını, I ise bina önem katsayısını ifade etmektedir. Ayrıca ASCE/SEI 7-10'a (12.8.1.1) göre sismik katsayısı C_s yapının doğal periyoduna bağlı olarak (2.51) denkleminde ifade edilen sınırları aşmamalıdır.

$$\begin{aligned} T \leq T_L \text{ için } C_s &= \frac{S_{D1}}{T(R/I)} \\ T > T_L \text{ için } C_s &= \frac{S_{D1} T_L}{T^2(R/I)} \end{aligned} \quad (2.51)$$

$$C_s = 0,044 S_{DS} I \geq 0,01$$

Ayrıca S_1 değerinin 0,6g'ye eşit veya 0,6g'den büyük olduğu bölgelerde bulunan yapılarda C_s ifadesi (2,52) denkleminde ifade edilen değere eşit olmalıdır.

$$C_s = 0,5 S_1/(R/I) \quad (S_1 \geq 0,6g) \quad (2.52)$$

(2.52) denkleminde belirtilen I bina önem katsayısını ifade eder ve binanın kullanım kategorisine göre Çizelge 2.25'te belirtilen değerleri alır.

Çizelge 2.25 : ASCE/SEI 7-10'da bina önem katsayısı[9].

Kullanım Kategorisi	I
I ve II	1,00
III	1,25
IV	1,50

Çizelge 2.25'te ifade edilen kullanım kategorisi I, insan hayatını riske etmeyen binaları, III yıkılması durumunda çok sayıda insanın hayatını riske eden, IV deprem sonrasında hizmet vermesi hayati öneme sahip binaları ve son olarak kategori II ise bu binalar dışında kalan binaları ifade etmektedir.

Eşdeğer deprem yükünü katlara dağıtırken (2.53) denkleminde faydalanılır.

$$F_x = V \frac{w_x h_x^k}{\sum w_i h_i^k} \quad (2.53)$$

(2.53) denkleminde w_i binanın i'inci katına ait efektif sismik ağırlığı, h_i binanın i'inci katından zemin döşemesine olan yüksekliği ifade eder, x indisi ise, söz konusu büyüklüğün x katına ait olduğunu göstermektedir. F_x ise herhangi bir x'inci kattaki yanal deprem kuvvetini ifade etmektedir. Denkleminde gösterilen diğer bir indis k ise yapının periyoduna bağlı olarak değişmektedir. $T < 0,5$ saniye için 1, $T > 2,5$ saniye için $k=2$ alınır ve periyodu 0,5 saniye ile 2,5 saniye arasında olan yapılarda k, 1 ve 2 arasında interpolasyonla veya doğrudan 2 alınabilmektedir.

Eurocode ve DBYBHY'den farklı olarak, ASCE/SEI 7-10'da yapı davranış katsayısı R'den farklı olarak C_d deplasman büyütme katsayısı verilmiştir. Çizelge 2.26'da yapı davranış katsayısı, deplasman büyütme katsayısı ve sismik tasarım sınıfına bağlı olarak bina yüksekliği kısıtlamaları verilmiştir.

Çizelge 2.26 : ASCE/SEI 7-10’da yapı davranış katsayısı

Bina Tipi	R	C_d	Sismik Tasarım Sınıfına Göre Taşıyıcı Sistem ve Bina Yüksekliği kısıtlamaları				
			A veya B	C	D	E	F
Perdeli Sistemler							
Özel Perdeli	5	5	Limit Yok	Limit Yok	48,77 m	48,77 m	30,48 m
Normal Perdeli	4	4	Limit Yok	Limit Yok	İzin verilmez	İzin verilmez	İzin verilmez
Deprem Yüklerinin Tamamını Perdelerin Taşıdığı Perdeli Çerçevesi Sistemler							
Özel Perdeli	6	5	Limit Yok	Limit Yok	48,77 m	48,77 m	30,48 m
Normal Perdeli	5	4,5	Limit Yok	Limit Yok	İzin verilmez	İzin verilmez	İzin verilmez
Çerçevesi Sistemler							
Özel Çerçevesi	8	5,5	Limit Yok	Limit Yok	Limit Yok	Limit Yok	Limit Yok
Orta Sınıf Çerçevesi	5	4,5	Limit Yok	Limit Yok	İzin verilmez	İzin verilmez	İzin verilmez
Normal Çerçevesi	3	2,5	Limit Yok	İzin verilmez	İzin verilmez	İzin verilmez	İzin verilmez
Özel Çerçevesi-Perdeli Çerçevesi Sistemler							
Özel Perdeli	7	5,5	Limit Yok	Limit Yok	Limit Yok	Limit Yok	Limit Yok
Normal Perdeli	6	5	Limit Yok	Limit Yok	İzin verilmez	İzin verilmez	İzin verilmez
Orta Sınıf Çerçevesi-Perdeli Çerçevesi Sistemler							
Özel Perdeli	6,5	5	Limit Yok	Limit Yok	48,77 m	30,48 m	30,48 m
Normal Perdeli	5,5	4,5	Limit Yok	Limit Yok	İzin verilmez	İzin verilmez	İzin verilmez

Çizelge 2.26’da ifade edildiği gibi B ve C sismik tasarım sınıflarındaki tüm yapılar için eşdeğer deprem yükü yöntemi kullanılabilir fakat bu yöntemin D,E ve F sismik tasarım sınıfındaki yapılar için bazı sınırlamalar getirilmiştir.

- Kat sayısı 2’yi aşmayan ve kullanım kategorisi I ve II olan yapılar
- Yapısal düzensizliğe sahip olmayan ve yüksekliği 48,77 m’yi geçmeyen yapılar.
- Yüksekliği 48,77 m’yi geçen ancak yapısal düzensizliği olmayan ve $T < 3,5 T_S$ olan yapılar ($T_S = S_{D1}/S_{DS}$)
- Yüksekliği 48,77 m’yi geçmeyen ve sadece yanal doğrultuda girintili köşe düzensizliği, döşeme süreksizlik düzensizliği, düşey elemanların akstan sapma düzensizliği, paralel olmayan sistem düzensizliğine ve düşeyde düşey elemanların süreksizlik düzensizliğine veya aşırı zayıf kat düzensizliğine sahip binalar.

İfade edilen sınırlamaların dışında kalan binaların deprem hesabında eşdeğer deprem yükü yönteminin kullanılmasına izin verilmemiştir.

2.3.3 ASCE/SEI 7-10’da mod birleştirme yöntemi

Mod birleştirme yöntemi dinamik analiz yöntemidir. Diğer yönetmeliklerde ortak olarak kullanılır. Eşdeğer deprem yükü yönteminde yapının 1. Modu dikkate alınırken, mod bileştirme yönteminde binada yeterli sayıda doğal titreşim modu dikkate alınır. Hesaba katılan modların yeterliliği kontrol edilmelidir. Hesaba katılan modların etkin kütlelerin toplamı, bina kütlelerinin % 90’ından az olmamalıdır. Eşdeğer deprem yükü yönteminin aksine mod birleştirme yönteminde sismik tasarım sınıfına göre veya bina kullanım kategorilerine göre herhangi bir sınırlandırma getirilmemektedir.

Modal katkıların birleştirilmesinde SRSS veya CQC kurallarından birinin kullanılması öngörülür. Modların birbirinden ayık olması durumunda CQC kuralının kullanılması öngörülmektedir. Tasarımı yapılan bina eşdeğer deprem yükü yöntemi ile analiz edilmese de eşdeğer deprem yükü hesabı yapılmalıdır. Çünkü mod birleştirme yönteminden elde edilen taban kesme kuvveti V_t ’nin, eşdeğer deprem yükü yöntemine göre hesaplanmış taban kesme kuvveti V ’nin %85’inden küçük olması durumunda, kuvvetler $0,85(V/V_t)$ oranında artırılması öngörülür.

2.3.4 ASCE/SEI 7-10'a göre yapı düzensizlikleri

2.3.4.1 Planda düzensizlik durumları

1-a Burulma Düzensizliği ve 1-b ileri derecede burulma düzensizliği

Ek dışmerkezlik etkileri göz önüne alınarak hesaplanan maksimum görelî kat ötelemesinin, ortalama görelî kat ötelemesine oranının 1,2 den büyük olması durumunda yapıda burulma düzensizliği mevcuttur. Eğer bu oran 1,4 değerinden büyükse yapıda aşırı derecede burulma düzensizliği mevcuttur. Ortalama görelî kat ötelemesi, maksimum görelî kat ötelemesi ile minimum görelî kat ötelemesinin aritmetik ortalamasının alınması ile hesaplanır.

Girintili köşe düzensizliği

Girintili köşe boyutunun plan boyutunun %15'inden büyük olması durumunu ifade etmektedir.

Döşeme süreksizlik düzensizliği

Kat döşemesinin brüt alanının %50'sinden fazlasının boşluk olması durumunda yada katlar arası geçişte diyafram rijitliğinin %50'den fazla azalması durumunda görülen düzensizliktir.

Düşey elemanların akstan sapma düzensizliği

Yatay kuvvetleri taşıyan elemanların eksenden sapması durumunda görülen düzensizliktir.

Paralel olmayan sistem düzensizliği

Düşey elemanların planda x ve y doğrultularına göre simetrik olmaması durumunda görülen düzensizliktir.

2.3.4.2 Düşey doğrultuda düzensizlik durumları

1-a Yumuşak kat düzensizliği ve 1-b ileri derecede yumuşak kat düzensizliği

Herhangi bir katta hesaplanan kat rijitliğinin, üstündeki kat rijitliğinin %70'inden veya üstündeki üç katın ortalama rijitliğinin %80'inden az olması durumunda yapıda yumuşak kat düzensizliği, eğer üstteki kat rijitliğinin %60'ından yada üstündeki 3 katın ortalama rijitliğinin %70'inden az olması durumunda ileri derecede yumuşak kat düzensizliği ortaya çıkmaktadır.

Kütle dağılım düzensizliği

Herhangi bir kat kütlelerinin, komşu kat kütlelerine oranla 1,5 kattan fazla olması durumunda ortaya çıkan bir yapı düzensizliğidir. Çatı katlarında kütle dağılım düzensizliği aranmaz.

Düşey geometri düzensizliği

Yanal kuvvetlere karşı koyan yapısal elemanların boyutlarının kendine komşu olan katlara oranla 1.3 kattan fazla olması durumunda görülen bir düzensizliktir.

Düşey elemanların süreksizlik düzensizliği

Yanal kuvvetlere karşı koyan yapısal elemanların bina boyunca sürekli olmaması durumunda ortaya çıkan düzensizlik durumudur.

5-a zayıf kat ve 5-b aşırı zayıf kat düzensizliği

Herhangi bir katın deprem kuvveti dayanımının, komşu kat dayanımının %80'inden az olması durumunda zayıf kat düzensizliği, komşu kat dayanımının %65'inden az olması durumunda ise aşırı zayıf kat düzensizliği ortaya çıkar.

Sismik tasarım sınıfı E veya F olan yapılarda, planda ileri derecede burulma düzensizliği ve düşeyde ileri derecede yumuşak kat düzensizliği, zayıf kat ve aşırı zayıf kat düzensizliğine izin verilmez. Sismik tasarım sınıfı D olan yapılarda düşeyde aşırı zayıf kat düzensizliğine izin verilmez.

2.3.5 ACI 318 göre taşıma gücü sınır durumu hesap ilkeleri

ACI 318'e göre malzemelerin karakteristik dayanımlarında herhangi bir azaltılma yapılmaksızın doğrudan hesaplarda kullanılır. Ancak denklem (2.2)'de ifade edildiği üzere kesitlerin tasarım dayanımı R_d (gerçek olmayan), taşıma gücü azaltma katsayısı Φ ile azaltılarak hesaplarda bu değer ACI 318'e uygun katsayılarla çarpılması ile elde edilen kesitteki tasarım kuvveti F_d değerinden büyük veya buna eşit olduğu gösterilmelidir.

$$\Phi \times R_d \geq F_d \quad (2.54)$$

(2.54) denklemi referans alınarak moment kesme kuvveti ve eksenel kuvvetin sağlanması gereken koşullar denklem (2.55)'te gösterilmiştir.

$$\Phi \times M_n \geq M_d$$

$$\Phi \times V_n \geq V_d \quad (2.55)$$

$$\Phi \times P_n \geq P_d$$

Kesitlerin hesap noktalarına hesap türüne ve yapısal elemanın sünekliğine göre değişen ve her zaman 1’den küçük olan taşıma gücü azaltma katsayısı Φ ’nin alacağı değerler Çizelge 2.27’de gösterilmiştir.

Çizelge 2.27 : ACI 318’de taşıma kapasitesi azaltma katsayısı

Hesap Tipi	İlave Bilgi	Φ
Çekme kontrollündeki kesit		0,9
Basınç kontrolündeki kesit	Spiral donatılı elemanlarda	0,75
	Diğer	0,65
Kesme ve Burulma		0,75

ACI 318’ göre taşıma gücü hesabı için gerekli olan yük kombinasyonları tanımlanmıştır[11].

- (1) 1,4D+1,4F
- (2) 1,2(D+F+T)+1,6(L+H)+0,5(L_r veya S veya R)
- (3) 1,2D+1,6(L_r veya S veya R)+(1,0L veya 0,8W)
- (4) 1,2D+1,6W+1,0L+0,5(L_r veya S veya R)
- (5) 1,2D+1,0E+1,0L+0,2S
- (6) 0,9D+1,6W+1,6H
- (7) 0,9D+1,0E+1,6H

Yük bileşimlerinde ifade edilen D sabit yükü, F akışkan yükünü, T sıcaklık sunme rötre yükünü, L hareketli yükü, H toprak itkisini, L_r çatı hareketli yükünü, S kar

yükünü, R yağmur yükünü, W rüzgar yükünü, E deprem yükünü belirtir. Ayrıca 3,4,5 nolu kombinasyonlarda hareketli yük katsayısı, halkın kullanımına açık alanlar ve hareketli yükün $4,8 \text{ kN/m}^2$ ’den büyük olduğu alanlar düşünülerek hesaplanmıştır, bunun dışında kalan bölgelerde hareketli yük katsayısı 0,5 olarak hesaplara katılır.

Toprak ağırlığından veya toprak basıncından kaynaklanan H yükü, eğer yapıda rüzgar deprem gibi diğer yanal etkilere direnç sağlayacak şekilde bir etki oluşturuyorsa bu kuvvet ihmal edilir ve katsayısı 0 alınır, ancak tasarım dayanımında dikkate alınmalıdır.

Denklem (2.56)’da belirtildiği gibi kombinasyonlarda ifade edilen deprem etkisi E , depremin yatay ve düşey etkilerinin toplanması ile elde edilir.

$$E = E_h + E_v$$

$$E_h = qQ_e \quad (2.56)$$

$$E_v = 0,2S_{DS}D$$

Düşey yük etkisi $S_{DS} < 0,125$ ve zemin yapı etkileşimlerinde bazı durumlarda 0 alınacaktır. Bu durumda deprem kombinasyonu tekrar düzenlenecek olursa;

$(1,2+0,2S_{DS})D+qQ_e+L+0,2S$ olarak değiştirilebilir.

Betonarme kesit hesabında yapılan kabuller genel olarak TS 500, Eurocode 2 ve ACI 318’de aynı olup aşağıda özetlenmiştir.

- Betonun çekme dayanımı ihmal edilmiştir.
- Donatı ile beton arasında tam aderans sağladığı kabul edilmiştir.
- Düzlem kesitler şekil değiştirdikten sonrada düzlem kalırlar.
- Donatı çeliği elasto plastik bir davranış sergiler.
- Donatı çeliğinin elastisite modülü tüm çelik sınıfları için aynı olup değeri $2 \times 10^5 \text{ MPa}$ olarak hesaplara katılır.
- Betonarme hesaplarda eşdeğer dikdörtgen gerilme bloğunun kullanılabilmesi.
- Betonun ezilme noktasındaki birim kısalma değerinin TS 500 ve ACI 318’de 0,003’tür. Bu değer Eurocode 2’de ise 0,0035 olarak hesaplara katılır.

Görelî kat ötelemelerinin sınırı olarak ASCE/SEI 7-10' da biraz daha detaylı bilgiler bulunmaktadır. ACSE/SEI 7-10' a göre R_a ifadesi ile azaltılarak bulunan yer değıştirme değeri diğeri yönetmeliklerde olduğı gibi R_a ile çarpılmaz. Denklem (2.57)'de gösterildiğı gibi C_d yerdeğıştirme arttırma katsayısı ile çarpılır ve bina önemine göre azaltma yapılır. Çizelge 2.28'de yapı türüne göre izin verilen kat ötelemeleri mevcuttur.

$$\delta_x \leq C_d \delta_{xe} / I_e \quad (2.57)$$

Denklem (2.57)'de belirtilen δ_x etkin görelî kat ötelemesini, C_d yerdeğıştirme arttırma katsayısını, δ_{xe} elastik yerdeğıştirmeyi ve I_e ise bina önem katsayısını ifade etmektedir.

Çizelge 2.28 : ASCE/SEI 7-10'da yapı davranış katsayısı[9].

Yapı	Risk Kategorisi		
	I veya II	III	IV
En fazla 4 katlı olup dıştan duvar ile kaplı yapılar	0,025 h_{sx}	0,020 h_{sx}	0,015 h_{sx}
Konsol tipi kagir yapılar	0,010 h_{sx}	0,010 h_{sx}	0,010 h_{sx}
Konsol harici kagir yapılar	0,007 h_{sx}	0,007 h_{sx}	0,007 h_{sx}
Diğeri tüm yapılar	0,020 h_{sx}	0,015 h_{sx}	0,010 h_{sx}

Çizelgede gösterilen h_{sx} , x kotunun altındaki kat yüksekliğini belirtmektedir.

3. TASARLANACAK YAPIYA AİT ÖZELLİKLER

Bu tez çalışmasında incelenen bina Yapı Merkezi İnşaat A.Ş'nin Kadıköy Acıbadem'deki tarihi sokullu konağı projesinin kat planlarının belirli revizyonlarının ardından kat adedinin artırılarak, zemin ve 10 normal kattan oluşan, taşıyıcı sistemi perde ve çerçeve sistemlerden oluşan betonarme bir yapı olup, kullanım amacı konut olarak tasarlanacaktır. Kat yükseklikleri eşit olup 3.00 m'dir. Yapının toplam yüksekliği 33 m'dir. Binanın x doğrultusundaki uzunluğu 23m, y doğrultusundaki uzunluğu 16,50 m olup kat alanı 380 m²'dir. Kat döşemeleri çift doğrultuda çalışan döşemelerdir. Temel sistemi 1 m kalınlığında radye temel seçilip kat planından her doğrultuda 1m genişleyerek x doğrultusunda 25 m, y doğrultusunda 18,50 m olarak hesaplanmış ve toplam temel alanı 462,5 m² olarak hesaplanmıştır. Binaya ait plan görünüşü Şekil 3.1'de gösterilmiştir.

3.1 Malzeme bilgileri

Tasarımı yapılan binada C25 betonu ve S420 nervürlü donatı çeliği kullanılmıştır. Kullanılan beton ve çelik malzeme sınıflarına ait malzeme karakteristik ve tasarım dayanımları Çizelge 3.1'de gösterilmiştir. Hesaplarda malzeme güvenlik katsayıları $\gamma_{mc}=1,50$ ve $\gamma_{ms}=1,15$ alınmıştır.

Çizelge 3.1 : Kullanılan malzeme dayanım bilgileri

Beton sınıfı C25	f_{ck}	25 Mpa
	f_{ctk}	1,725 Mpa
	f_{cd}	16,7 Mpa
	f_{ctd}	1,15 Mpa
Çelik sınıfı S420	f_{yk}	420 Mpa
	f_{yd}	365 Mpa

3.2 Düşey Taşıyıcı Elemanların Tasarımında Hareketli Yük Azaltılması

Deprem hesabında kullanılacak olan parametreler ilgili bölümlerde detaylı bir şekilde açıklanmıştır. Bu bölümde katlı yapılarda düşey taşıyıcı elemanların tasarımında kullanılacak olan hareketli yük azaltılması hakkında bilgi verilecektir.

3.2.1 TS 498’de hareketli yük azaltma katsayısı

TS 498’e göre üç veya daha fazla kat yükü taşıyan kolon, bağ kirişi, perde duvarı, temel duvarı ve bunun gibi yapı elemanlarının hesaplanmasında ve buna eşdeğer zemin basıncının belirlenmesinde hareketli yükün toplanarak sonucun aşağıda belirtilen kaideler içinde azaltılması mümkündür. Ancak bu hareketli yük azaltma işlemi ağır sanayi atölyeleri, imalathaneler ve depolarda böyle bir yük azaltılmasına izin verilmemelidir. İlk üç katta hareketli yükte bir azaltılma yapılmaz, fakat yapının diğer katlarında üst katlara doğru kademeli olarak azalan bir şekilde hareketli yük azaltılabilir[12].

Hareketli yük değerlerinin konut projeleri için bulunduğu kata göre kat bazında alabileceği azaltma değeri % eksiltme değeri olarak, yapının toplam hareketli yük miktarındaki azaltma değeri β olarak Çizelge 3.2’de gösterilmiştir.

Çizelge 3.2 : TS 498’de hareketli yük azaltma değerleri

Kat sayısı	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
% eksiltme değeri	0	0	0	20	40	60	80	80	90	40	40	40
β azaltma oranı	1	1	1	0,95	0,88	0,8	0,71	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6

3.2.2 EC1’e göre hareketli yük azaltma katsayısı

Yük azaltılması ile ilgili Eurocode 1’e göre A ve D kategorilerinde bulunan ve ikiden fazla katlı yapıların kolon ve perde tasarımında ölü yükler dışındaki ilave yüklerin denklem (3.1)’de belirtildiği gibi azaltma katsayısı a_n ile azaltılması beklenir[13].

$$a_n = \frac{2 + (n - 2)\psi_0}{n} \quad (3.1)$$

Denklem (3.1)’de gösterilen n kat sayısını, ψ_0 ise azaltma katsayısını ifade eder. Çizelge 3.3’te A ve D kategorileri için ψ_0 değerleri gösterilmiştir.

Çizelge 3.3 : Eurocode 1990 ilave yük azaltma katsayısı ψ_0

kategori	ψ_0
A (yerleşim alanları)	0,7
D (alışveriş alanları)	0,7

3.2.3 ASCE 7-10'a göre hareketli yük azaltma katsayısı

ASCE 7-10' a göre tasarım yaparken üniform yükler için azaltma ifadesinin, kolonun çalıştığı bölgenin alanı A_T ile hareketli yük eleman katsayısı K_{LL} çarpımlarının 37.16 m^2 'den büyük olması durumunda denklem (3.2)'de belirtildiği gibi yapılması uygun görülmüştür.

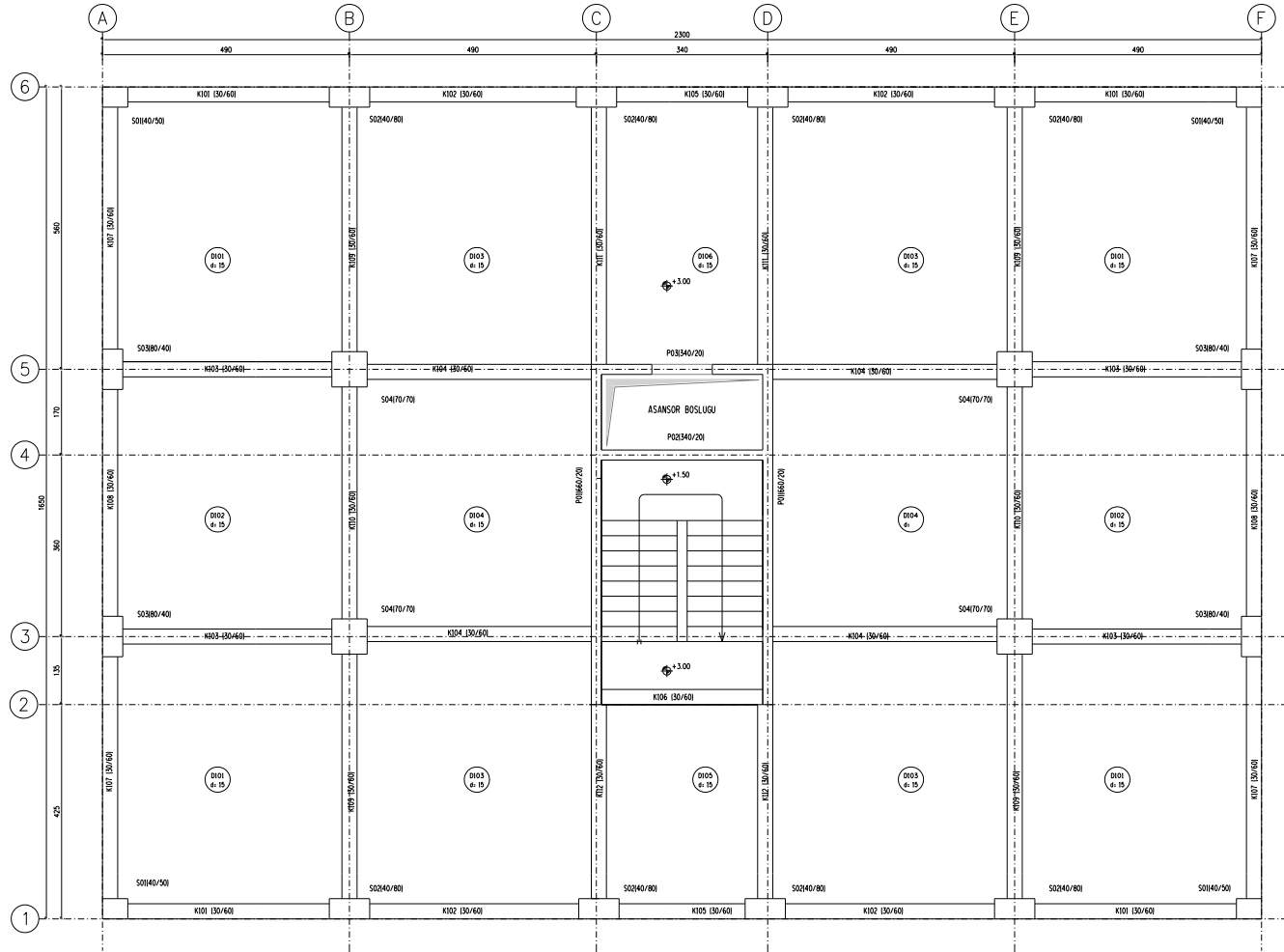
$$L = L_0(0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL}A_T}}) \quad (3.2)$$

Denklem (3.2)'de gösterilen L azaltılmış hareketli yük değerini, L_0 azaltılmamış hareketli yük değerini, K_{LL} hareketli yük eleman faktörünü ve A_T ise kolonun çalıştığı bölgenin alanını ifade eder. Çizelge 3.4'te eleman türüne bağlı hareketli yük eleman faktörü belirtilmiştir.

Çizelge 3.4 : Hareketli yük eleman faktörü K_{LL} ASCE 7-10 Table 4.2

Eleman	K_{LL}
İç kolonlar	4
Dış kolonlar konsol döşemesiz	4
Kenar kolonlar konsol döşemeli	3
Köşe kolonlar konsol döşemeli	2
Kenar kirişleri konsol döşemesiz	2
İç kirişler	2

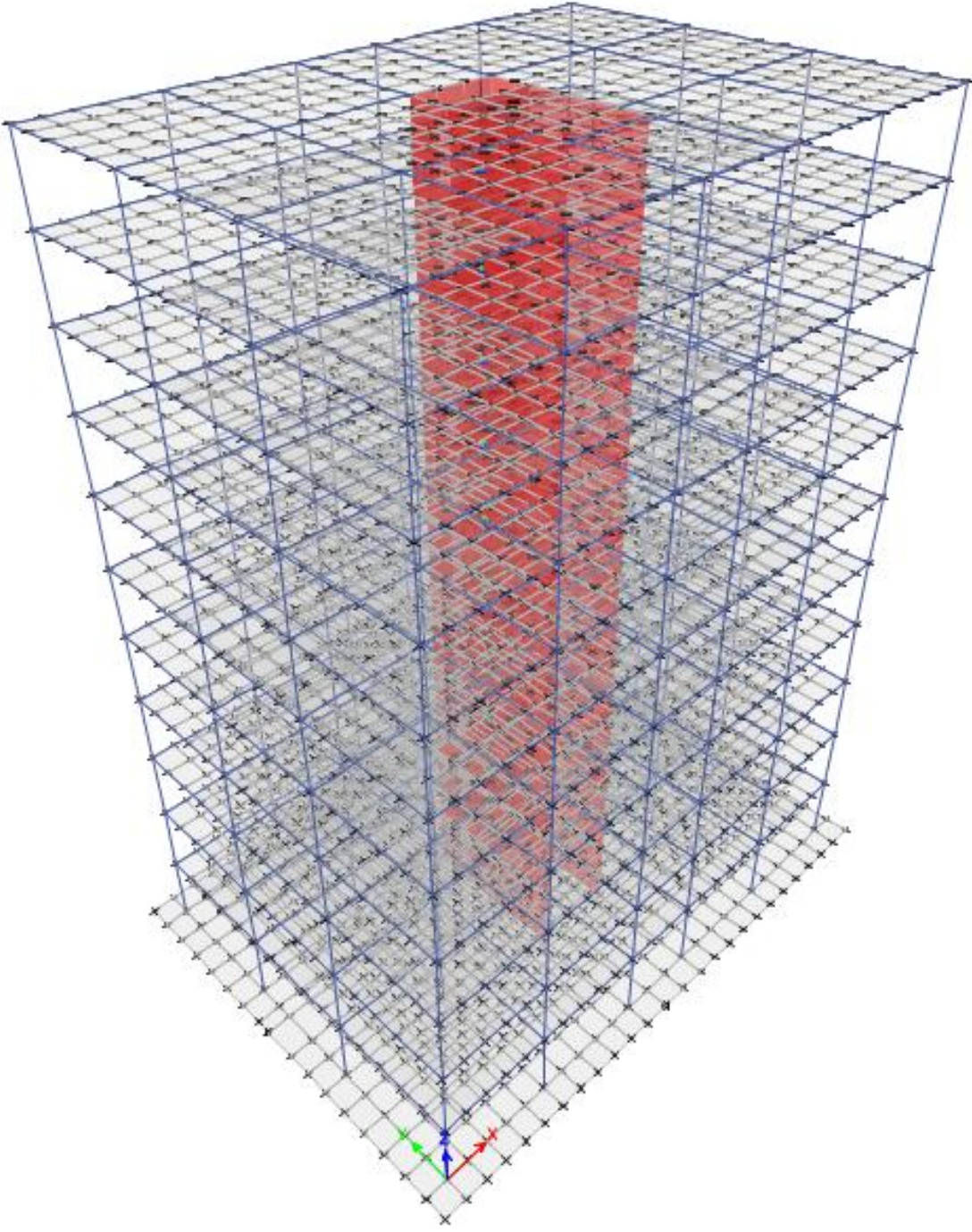
Tasarımı yapılan binada yukarıda açıklanan hareketli yük azaltılması yapılmamıştır.



Şekil 3.1 : Kat kalıp planı

3.3 Yapısal Analiz Programı ile Yapının Modelinin Oluşturulması

Computers and Structures Inc. tarafından geliştirilen yapısal model oluşturma değiştirme, çözümleme ve boyutlandırma seçeneklerini sağlayan ETABS 2013 programının TS500 ACI318-11 ve EC8-2004 şartnamelerini içeren 13.1.5 versiyonu kullanılarak bina düşey ve yatay yükler altında çözülmüştür. Her 3 yönetmelikte de aynı model kullanmıştır. Model üzerinde birimler kN,m,C olarak seçilmiştir. Tek katlı model oluşturulup ‘replicate’ komutu ile diğer tüm katlara kopyalanmıştır. Fakat çatı katında yükler diğer katlara göre farklı olduğundan dolayı çatı katının yükleri ayrı bir şekilde girilmiştir. Kullanılacak malzemeler ‘define-material’ sekmesinden tanımlanmıştır. Kesit özellikleri ‘define-frame’ ve ‘define-area’ sekmeleri ile tasarlanmıştır. Normal kuvvet altında perde elemanlarının kapasite dayanımlarını hesap edebilmek amacı ile ‘section design’ sekmesi kullanılarak perde modeli oluşturulmuştur. Kolon ve kirişler dikdörtgen kesitli elemanlar (frame) olarak, temel perde ve döşeme ise kabuk eleman (shell) olarak modellenmiştir. Kabuk elemanların analizini doğru güvenli bir şekilde yapabilmek için sonlu elemanlar yöntemi kullanılmıştır. Yapı yükleri ‘define load cases’ kısmında tanımlanarak yapısal elemanlara ‘assign-frame/area loads’ sekmeleri ile etkilmiştir. Deprem hesabında kullanılacak olan deprem ağırlığı ‘define mass source’ kısmında dikkate alınmıştır. Her 3 yönetmeliğin gerektirdiği yük kombinasyonları ayrı ayrı oluşturulan modellerde ‘define load combinations’ sekmesi ile girilerek analizi yapılan modelin iç kuvvet değerleri modelden alınmıştır[14]. Zemin kat B-B aksı kolon ve kirişleri ile 4-4 aksında bulunan P02 perdesinin betonarme hesabı yapılmıştır. ETABS 2013 programı yardımı ile oluşturulan model Şekil 3.2’de gösterilmiştir. Hesaplarda çatlama kesit rijitliği dikkate alınmıştır.



Şekil 3.2 : 11 katlı betonarme yapının ETABS 2013 ile kurulan modeli

4. BETONARME BİR YAPININ TASARIMI

Bu çalışma ile birlikte betonarme bir yapının Türk Avrupa ve Amerikan yönetmeliklerine göre, aynı sistem modeline göre tasarım ve analizlerinin yapıp sonuçlarının karşılaştırılarak incelenmesi amaçlanmıştır.

4.1 Döşemeleri Tasarımı

4.1.1 Döşemelerin çalışma ilkelerinin belirlenmesi

Düzgün yayılı yük taşıyan ve uzun kenarın kısa kenara oranı 2'den büyük olan betonarme plaklar tek doğrultuda çalışan döşemeler olarak adlandırılır. Düzgün yük taşıyan, dört kenarı boyunca mesnetlenmiş ve uzun kenarın kısa kenara oranı 2 veya 2'den küçük olan betonarme plaklar ise çift doğrultuda çalışan döşemeler olarak adlandırılır. Fakat, kirişsiz döşemeler TS500 madde 11.4.4'e göre mesnet koşullarına ve bu orana bakılmaksızın, çift doğrultuda çalışan döşemeler olarak hesaplanır.

4.1.2 Döşeme kenarının sürekli, süreksiz olması

Döşeme bir kenar kirişe ve perdeye oturuyor ve oturduğu kiriş yada perde komşu döşemeninde ortak kenarı ise veya bir kenar rijit bir perde veya kirişe bağlı ise sürekli varsayılır. Sürekli kenar boyunca mesnet momenti oluşur.

Döşemenin bir kenarı kiriş veya duvara serbestçe oturuyorsa, veya bir kenarı bağlı olduğu kirişi döndürebiliyorsa, süreksiz varsayılır. Süreksiz kenarlarda mesnet momenti oluşmaz. Tasarımı yapılan binada tüm döşemeler için uzun kenar uzunluğunun kısa kenar uzunluğuna oranı 2'den küçük olduğu için çift doğrultuda çalışan döşeme olarak incelenecektir.

4.2 Döşeme Kalınlıklarının Belirlenmesi

Çift doğrultuda çalışan döşemeler için döşeme kalınlıklarının belirlenmesi;

$$h_f \geq \frac{l_{sn}}{15 + \frac{20}{m}} \left(1 - \frac{\alpha_s}{4}\right) \quad (4.1)$$

Denklem (4.1)'de açıklanan h_f döşeme kalınlığını, l_{sn} kısa kenar doğrultusundaki serbest açıklığı, m döşemenin uzun kenarının kısa kenara oranını ve α_s ise sürekli olan kenarların toplam uzunluğunun döşeme çevresi uzunluğuna oranını belirtmektedir.

TS 500'e göre plak kalınlığı 80 mm'den az olmamalı. Birinci derece deprem bölgesinde ise plak kalınlığı en az 100 mm olmalıdır.

En kritik döşeme olan D101 döşemesi için kalınlık hesap edilecektir.

$$m=5.6/4.9=1.14$$

$$\alpha_s=0,5$$

$$L_{sn}=4600$$

$$h_f \geq \frac{4600}{\left(15 + \frac{20}{1,14}\right)} \left(1 - \frac{0,5}{4}\right) = 123 \text{ mm}$$

olacağından döşeme kalınlığı $h_f=150$ mm seçilmiştir.

Zemin kata ait döşemelerin kalınlıklarının kontrolü Çizelge 4.1'de gösterilmiştir.

Çizelge 4.1 : Zemin kat döşemeleri döşeme kalınlıklarının belirlenmesi

Döşeme	$m=l_l/l_s$	Sürekli kenarları toplamı(m)	Kenar uzunlukları toplamı(m)	α_s	L_{sn} (mm)	h_f (mm)
D101	1,14	10,5	21	0,5	4600	123
D102	1,08	16,1	21	0,79	4600	110
D103	1,14	10,5	21	0,5	4600	123
D104	1,08	16,1	21	0,79	4600	110
D105	1,25	11,9	15,3	0,77	3100	80
D106	1,64	14,6	18,0	0,81	3100	91

Yapılan hesaplar sonucu tüm döşeme elemanlarında döşeme kalınlığı $h_f=150$ mm seçilmesi uygun görülmüştür.

4.3 Döşeme Yüklerinin Belirlenmesi

Yük analizlerini yaparken TS 498 esas alınmıştır. hesap yükü denklem (4.2)'de verilen bağıntı ile hesaplanır.

$$p_d = 1,4g + 1,6q \quad (4.2)$$

Denklem (4.2)'de belirtilen g döşemeler üzerinde sabit yükü, q döşemeler üzerindeki hareketli yükü ifade etmektedir.

Normal kat döşemelerinde;

- Betonarme döşeme $0,15m \times 25kN/m^3 = 3,75kN/m^2$
- Sıva $0,02m \times 20kN/m^3 = 0,40 kN/m^2$
- Şap $0,03m \times 22kN/m^3 = 0,66 kN/m^2$
- Kaplama + Yalıtım malzemesi $= 0,44 kN/m^2$
- Toplam sabit yük $g = 5,25 kN/m^2$
- Hareketli yük $q = 2,00 kN/m^2$

Hesap yükü $P_d = 1,4 \times 5,25 + 1,6 \times 2 = 10,55 kN/m^2$

Çatı kat döşemesinde;

- Betonarme döşeme $0,15m \times 25kN/m^3 = 3,75kN/m^2$
- Sıva $0,02m \times 20kN/m^3 = 0,40 kN/m^2$
- Oturtma çatı elemanları $= 0,50 kN/m^2$
- kiremit $= 0,50 kN/m^2$
- izolasyon $= 0,20 kN/m^2$
- Toplam sabit yük $g = 5,35 kN/m^2$
- Hareketli yük $q = 0,75 kN/m^2$

Hesap yükü $P_d = 1,4 \times 5,35 + 1,6 \times 0,75 = 8,69 kN/m^2$

Duvar tipi olarak 20 cm kalınlığında delikli tuğla ($14kN/m^3$) tercih edilmiştir. Duvar ağırlıkları kirişlere yayılı yük olarak etkitilmiştir;

Kiriş üzerindeki yayılı duvar yükü;

- $0,2\text{m} \times 14\text{kN/m}^3 = 2,8 \text{ kN/m}^2$
- $2 \times 0,02\text{m} \times 20\text{kN/m}^3 = 0,80 \text{ kN/m}^2$ (çift taraflı 2cm sıva)

Toplam $3,6 \text{ kN/m}^2 \times (3,00 - 0,60) = 8,6 \text{ kN/m}$ olarak hesaplanır.

Çatı katı hareketli yükünde herhangi bir azaltma yapılmamıştır.

4.4 Yapının Temel Tasarımı

Tasarımı yapılan binada boyutları kat planının 1m genişletilmesi ile $25 \times 18,50 \text{ m} \times \text{m}$ boyutlarında 1 m kalınlığında radye temel tercih edilmiştir. ‘Define area springs’ sekmesi ile elastik zemin etkisi incelenmiş ve zemin yatak katsayısı 30000 kN/m^3 olarak girilmiştir. Temel ve döşeme tasarımı tez kapsamında incelenmemiştir. Fakat incelenmesi durumunda;

EC 8 Bölüm 4.4.2.6(8)’de belirtildiği üzere temel tasarımlarında dikkate alınacak yük kombinasyonlarında deprem yüklerinin arttırıldığı denklem (4.3)’te gösterilmiştir.

$$E_{fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \Omega E_{F,E} \quad (4.3)$$

Denklem (4.3)’te belirtilen γ_{Rd} güvenli tasarım katsayısını, $E_{F,G}$ depremli kombinasyonlarda deprem kuvveti dışındaki etkileri, $E_{F,E}$ deprem etkisini, Ω ilgili bölge veya elemanın tasarım dayanımının tasarım değerine oranını belirtir fakat yapı davranış katsayısından büyük olamaz diğer bir ifade ile yatay deprem kuvveti en fazla azaltılmamış deprem yükü kadar arttırılabilir. Ayrıca birden fazla düşey elemanın etkilendiği radye temel tasarımında en büyük yatay kuvvet denklem (4.3)’te belirtildiği gibi arttırılır veya $\Omega=1$ alınıp güvenli tasarım katsayısı $\gamma_{rd}=1,40$ alınarak tasarım değerleri hesaplanabilir. DBYBHY ve ASCE/SEI 7-10’da yatay kuvvetlerin benzer şekilde arttırılması betonarme yapılarda mevcut değildir.

4.5 Yapı dönme atalet kütlesi

Yapı konut olarak tasarlandığından dolayı hareketli yük katılım katsayısı $n=0,3$ olacaktır. Yapıdaki sabit yüklerin tamamı ile hareketli yüklerin %30’ının toplanması ile hesaplanan kat kütleleri Çizelge 4.2’de gösterilmiştir.

Kat dönme atalet kuvveti denklem (4.4)’te belirtildiği gibi hesaplanır.

$$\text{dönme atalet kütlesi} = \frac{M(I_{xG} + I_{yG})}{A} \quad (4.4)$$

Denklem (4.4)'te belirtilen M kat toplam kütleini, I_{xg} ve I_{yg} kat kütle merkezine göre eylemsizlik momentlerini, A kat alanını göstermektedir. Tasarımı yapılan binada;

$$I_{xg}=8707.25 \text{ m}^4, I_{yg}=16890 \text{ m}^4, A=381 \text{ m}^2$$

Çizelge 4.2 : Kat kütleleri ve kat ağırlık merkezi

Kat	Diyafram	Kütle X	Kütle Y	XCM	YCM
		kg	kg	m	m
kat1	D1	503441,93	503441,93	11,525	8,2585
kat 2	D2	503441,93	503441,93	11,525	8,2585
kat 3	D3	496329,41	496329,41	11,525	8,2581
kat 4	D4	489974,03	489974,03	11,525	8,2577
kat 5	D5	489974,03	489974,03	11,525	8,2577
kat 6	D6	484391,09	484391,09	11,525	8,2574
kat 7	D7	480184,76	480184,76	11,525	8,2571
kat 8	D8	480184,76	480184,76	11,525	8,2571
kat 9	D9	480184,76	480184,76	11,525	8,2571
kat 10	D10	480184,76	480184,76	11,525	8,2571
kat 11	D11	296540,69	296540,69	11,525	8,2601

Katlara ait dönme atalet kütleleri Çizelge 4.3'te gösterilmiştir.

Çizelge 4.3 : Kat dönme atalet kütlesi

Kat	Dönme Atalet Kütlesi (kgm ²)
10	33821228,9
9	33821228,9
8	33343409,8
7	32916455,3
6	32916455,3
5	32541393,4
4	32258812,2
3	32258812,2
2	32258812,2
1	32258812,2
Z	19921603,6

4.6 Serbest titreşim analizi

Model üzerinde her kat için 2 yerdeğiştirme ve 1 dönme olmak üzere toplam 3 adet bilinmeyen olduğundan binanın tamamında $11 \times 3 = 33$ mod göz önüne alınmıştır. Her kat için rijit diyaframlar tanımlanmıştır. X doğrultusunda hakim modun birinci mod olduğu hesaplanmıştır. Y doğrultusunda ise hakim mod ikinci mod olarak hesaplanmıştır. Rijit diyafram kabulü yapılarak her bir moda ait periyot, frekans ve açısal frekans değerleri Çizelge 4.4'te gösterilmiştir.

Çizelge 4.4 : Modlara ait periyot, frekans ve açısal frekans değerleri

Mod	Periyot (s)	Frekans (1/s)	Açısal Frekans(rad/s)
1	1,069	0,935	5,8763
2	1,013	0,987	6,2038
3	0,938	1,066	6,6956
4	0,356	2,81	17,6561
5	0,262	3,817	23,9852
6	0,227	4,397	27,6251
7	0,201	4,985	31,3218
8	0,14	7,128	44,7886
9	0,129	7,778	48,8695
10	0,105	9,561	60,0719
11	0,103	9,749	61,2529
12	0,085	11,722	73,6502
13	0,083	12,021	75,5304
14	0,072	13,842	86,9724
15	0,065	15,391	96,7054
16	0,063	15,827	99,4425
17	0,062	16,099	101,1548
18	0,059	17,016	106,913
19	0,051	19,762	124,1689
20	0,05	20,185	126,8276
21	0,048	20,848	130,9947
22	0,044	22,766	143,0448
23	0,04	24,894	156,4126
24	0,04	25,24	158,5899
25	0,039	25,72	161,6027
26	0,036	27,872	175,1263
27	0,033	30,151	189,4458
28	0,033	30,341	190,6403
29	0,031	32,1	201,6879
30	0,029	35,047	220,207
31	0,028	35,174	221,0058
32	0,025	39,576	248,6651
33	0,024	42,059	264,2649

5. TASARIM VE ANALİZLERİN YAPILMASI

5.1 Türk Yönetmeliklerine Göre Hesap

5.1.1 Deprem hesabı

DBYBHY'ye göre 1. ve 2. deprem bölgelerinde bulunan yapılarda, yapının toplam boyu $H_n \leq 40$ m olması, burulma düzensizliği katsayısı $\eta_{bi} \leq 2,0$ olması ve yapıda B2 türü düzensizliğin olmadığı durumlarda eşdeğer deprem yükü yönteminin kullanılmasına izin verilmiştir. Yönetmelikte ayrıca;

- Mod birleştirme yöntemi,
- Zaman tanım alanında hesap yöntemi,

Yöntemlerinin kullanılmasına izin verilmiştir. Bu hesap yöntemlerinin kullanılabilmesi için eşdeğer deprem yükü yönteminin aksine herhangi bir sınırlama bulunmamaktadır. Fakat DBYBHY'de [Hesaplanan Büyüklüklere İlişkin Altsınır Değerleri] kısmında eşdeğer deprem yükü yöntemi ile hesaplanan V_t mod birleştirme yöntemi ile hesaplanan V_{tb} 'ye oranının sınırları belirtilmiştir. Bu nedenle eşdeğer deprem yükü ve mod birleştirme yöntemi üzerinde durulacaktır.

5.1.1.1 Eşdeğer deprem yükü hesap yöntemi

Yapıya etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü V_t denklem (5.1) ile hesaplanır.

$$V_t = \frac{W A(T1)}{R_A(T1)} \geq 0,10 A_0 I W \quad (5.1)$$

Önceki bölümlerde açıklandığı üzere deprem hesabında dikkate alınacak olan efektif sismik ağırlık W , denklem (5.2)'de açıklandığı gibi hareketli yüklerin yapı türüne göre belirli bir oranda azaltılıp ölü yüklere eklenmesi ile hesaplanacaktır. Hareketli yüklerin azaltılmasının nedeni, deprem anında esas alınan hareketli yükün tamamının bulunma olasılığının düşük olmasından kaynaklanır. Hareketli yük azaltma katsayısı incelen yapı türü bina projesi olduğundan dolayı 0,3 alınmıştır.

$$w_i = g_i + n \cdot q_i \quad (5.2)$$

$$W = \sum_{i=1}^{11} w_i = 50254,8 \text{ kN} \quad (5.3)$$

Eşdeğer deprem yükü hesabında kullanılacak olan tüm parametreler ve sonuçlar Çizelge 5.1’de gösterilmiştir.

Çizelge 5.1 : Eşdeğer deprem yükü yöntemi parametreleri

Deprem Bölgesi	1($A_0=0,40$)
Yerel Zemin Sınıfı	Z2($T_a=0,10$ s ve $T_b=0,30$ s)
Bina Önem Katsayısı	I=1
T_{1x}	1,069 s
T_{1y}	1,013 s
$S(T_{1x})$	$2,5(0,30/1,069)^{0,8}=0,904$
$A(T_{1x})$	$A_0IS(T_{1x})=0,36$
$S(T_{1y})$	$2,5(0,30/1,013)^{0,8}=0,944$
$A(T_{1y})$	$A_0IS(T_{1y})=0,38$
$R_a(T_{1x})$	$T_A < T_{1x}$ olduğu için $R=7$
$R_a(T_{1y})$	$T_A < T_{1y}$ olduğu için $R=7$
W	50254,8 kN
V_{tx}	$50254,8 \times 0,36 / 7 = 2597$ kN
V_{ty}	$50254,8 \times 0,38 / 7 = 2712$ kN
$0,10A_0IW$	$0,10 \times 0,40 \times 1 \times 50254,8 = 2010$
ΔF_{nx}	$0,075 \text{ N } V_{tx} = 0,0075 \times 11 \times 2597 = 214,3$ kN
ΔF_{ny}	$0,075 \text{ N } V_{ty} = 0,0075 \times 11 \times 2712 = 223,7$ kN

Uç kuvvetlerin toplam deprem kuvvetden çıkarılması ile bulunan kuvvetler katlara dağıtılacaktır;

$$\text{X yönünde } V_{tx} - \Delta F_{nx} = 2597 - 214,3 = 2383 \text{ kN}$$

$$\text{Y yönünde } V_{ty} - \Delta F_{ny} = 2712 - 223,7 = 2488 \text{ kN}$$

Çizelge 5.2 : Eşdeğer deprem yüklerinin katlara dağıtılması

Kat	$h_i(m)$	$H_i(m)$	$W_i(kN)$	$W_i x H_i$	$\frac{W_i x H_i}{(W_i x H_i)_{toplam}}$	$F_{ix} (kN)$	$F_{iy} (kN)$	$F_{ix} + \Delta F_{Nx} (kN)$	$F_{iy} + \Delta F_{Ny} (kN)$
10	3	33	3652,8	120544,512	0,136	325,92	340,28	540,22	563,98
9	3	30	4558,1	136740,66	0,155	369,70	385,96	369,70	385,96
8	3	27	4558,1	123066,594	0,139	332,72	347,36	332,72	347,36
7	3	24	4558,1	109392,528	0,124	295,75	308,76	295,75	308,76
6	3	21	4558,1	95718,462	0,108	258,78	270,17	258,78	270,17
5	3	18	4662,1	83916,846	0,095	226,88	236,86	226,88	236,86
4	3	15	4662,1	69930,705	0,079	189,07	197,38	189,07	197,38
3	3	12	4662,1	55944,564	0,063	151,25	157,90	151,25	157,90
2	3	9	4794,5	43151,148	0,048	116,66	121,80	116,66	121,80
1	3	6	4794,5	28767,432	0,032	77,77	81,20	77,77	81,20
Z	3	3	4794,5	14383,716	0,016	38,88	40,59	38,88	40,59
Toplam			50254,8	881557,2	1	2383	2488	2597	2712

5.1.1.2 DBYBHY'ye göre tasarımda kullanılan yük birleşimleri

Türk deprem yönetmeliklerine göre tasarımda kullanılacak yük kombinasyonları aşağıda belirtilmiştir.

$$G1+G2+Q$$

$$1,4G1+1,4G2+1,6Q$$

$$G1+G2+Q\pm EXP\pm 0,3EYP$$

$$G1+G2+Q\pm EXP\pm 0,3EYN$$

$$G1+G2+Q\pm EXN\pm 0,3EYP$$

$$G1+G2+Q\pm EXN\pm 0,3EYN$$

$$0,9G1+0,9G2\pm EXP\pm 0,3EYP$$

$$0,9G1+0,9G2\pm EXP\pm 0,3EYN$$

$$0,9G1+0,9G2\pm EXN\pm 0,3EYP$$

$$0,9G1+0,9G2\pm EXN\pm 0,3EYN$$

$$G1+G2+Q\pm EYP\pm 0,3EXP$$

$$G1+G2+Q\pm EYP\pm 0,3EXN$$

$$G1+G2+Q\pm EYN\pm 0,3EXP$$

$$G1+G2+Q\pm EYN\pm 0,3EXN$$

$$0,9G1+0,9G2\pm EYP\pm 0,3EXP$$

$$0,9G1+0,9G2\pm EYP\pm 0,3EXN$$

$$0,9G1+0,9G2\pm EYN\pm 0,3EXP$$

$$0,9G1+0,9G2\pm EYN\pm 0,3EXN$$

Gösterilen kombinasyonlarda G1 yapısal eleman ağırlıklarını, G2 ilave ölü yükleri, Q hareketli yükleri, EXP x doğrultusunda pozitif ek dışmerkezlilik hesaba katılarak hesaplanan deprem etkisini, EXN x doğrultusunda negatif ek dışmerkezlilik hesaba katılarak hesaplanan deprem etkisini, EYP y doğrultusunda pozitif ek dışmerkezlilik hesaba katılarak hesaplanan deprem etkisini, EYN y doğrultusunda negatif ek dışmerkezlilik hesaba katılarak hesaplanan deprem etkisini belirtmektedir.

5.1.1.3 Taşıyıcı sistemin analizler ile çözümlenmesi

Yapının Türk yönetmeliklerine göre tanımlanan yük kombinasyonları için ETABS 2013 1.5 programı ile model kurularak eşdeğer deprem yükü hesabı ile bulunan deprem kuvvetleri altında pozitif ve negatif dışmerkezlik etkileri altında analizleri yapılarak kesit tesirleri elde edilmiştir. Çıkan sonuçlara göre gerekli kontroller yapılmıştır.

5.1.1.4 Düzensizliklerin Kontrolü

Tasarımı yapılan bina planda düzenli ve simetrik olmasına rağmen eşdeğer deprem yükü ile hesapta ek dışmerkezlik etkisi göz önüne alındığından dolayı A1 burulma düzensizliği kontrol edilmiştir. Genel olarak düzensizliklerin tahkiki yapılırken EXN ve EYP depremleri daha elverişsiz sonuçlar vermesinden dolayı dikkate alınmıştır. X doğrultusundaki deprem etkileri Çizelge 5.3'te, Y doğrultusundaki deprem etkileri ise Çizelge 5.4'te gösterilmiştir.

Çizelge 5.3 : X doğrultulu deprem EXN için A1 burulma düzensizliğinin tahkiki

Kat	$d_{imin}(mm)$	$d_{imaks}(mm)$	$\Delta_{imin}(mm)$	$\Delta_{imaks}(mm)$	$\Delta_{iort}(mm)$	η_{bi}	düzensizlik
10	22,6	31,9	2,1	2,3	2,2	1,05	Yok
9	20,5	29,6	2,2	2,6	2,4	1,08	Yok
8	18,3	27	2,2	2,9	2,55	1,14	Yok
7	16,1	24,1	2,2	3,2	2,7	1,19	Yok
6	13,9	20,9	2,3	3,5	2,9	1,21	Var
5	11,6	17,4	2,3	3,2	2,75	1,16	Yok
4	9,3	14,2	2,2	3,3	2,75	1,20	Yok
3	7,1	10,9	2,1	3,3	2,7	1,22	Var
2	5	7,6	1,9	2,9	2,4	1,21	Var
1	3,1	4,7	1,7	2,7	2,2	1,22	Var
Z	1,4	2	1,4	2	1,7	1,18	Yok

Çizelge 5.4 : Y doğrultulu deprem için EYP için A1 burulma düzensizliğinin tahkiki

Kat	$d_{imin}(mm)$	$d_{imaks}(mm)$	$\Delta_{imin}(mm)$	$\Delta_{imaks}(mm)$	$\Delta_{iort}(mm)$	η_{bi}	düzensizlik
10	23,9	32,5	2,4	2,8	2,6	1,08	Yok
9	21,5	29,7	2,5	3,0	2,75	1,09	Yok
8	19,0	26,7	2,4	3,2	2,8	1,14	Yok
7	16,6	23,5	2,3	3,2	2,75	1,16	Yok
6	14,3	20,3	2,4	3,4	2,9	1,17	Yok
5	11,9	16,9	2,4	3,2	2,8	1,14	Yok
4	9,5	13,7	2,2	3,2	2,7	1,19	Yok
3	7,3	10,5	2,2	3,1	2,65	1,17	Yok
2	5,1	7,4	1,9	2,8	2,35	1,19	Yok
1	3,2	4,6	1,7	2,5	2,1	1,19	Yok
Z	1,5	2,1	1,5	2,1	1,8	1,17	Yok

Yapılan kontroller sonucunda x doğrultulu deprem etkisi sonucunda 1,2,3 ve 6 nolu katlarda A1 düzensizliği görülmüştür.

Merdiven ve asansör boşlukları dahil, boşluk alanları toplamının kat brüt alanının 1/3'ünden fazla olması durumunda ve döşemenin düzlem içi rijitlik ve dayanımında ani rijitlik değişimi olması durumunda A2 döşeme düzensizlikleri görülür. Tasarlanan yapıda döşemelerde düzlem içi rijitlik ve dayanımında ani azalmalar bulunmamaktadır. Merdiven ve asansör boşlukları dahil toplam boşluk alanının kat brüt alanına oranı Çizelge 5.5'te gösterilmiştir.

Çizelge 5.5 : A2 döşeme süreksizliği düzensizliğinin tahkiki

Kat	Kat alanı (m ²)	Boşluk alanı (m ²)	Boşluk/kat alanı	düzensizlik
10	381	18	0,047	Yok
9	381	18	0,047	Yok
8	381	18	0,047	Yok
7	381	18	0,047	Yok
6	381	18	0,047	Yok
5	381	18	0,047	Yok
4	381	18	0,047	Yok
3	381	18	0,047	Yok
2	381	18	0,047	Yok
1	381	18	0,047	Yok
Z	381	18	0,047	Yok

Yukarıda gösterildiği üzere boşluk alanı / brüt kat alanı oranı 1/3’değerinden küçük olduğundan dolayı yapıda A2 döşeme süreksizliği bulunmamaktadır.

Yapıda planda herhangi bir çıkıntı bulunmadığından dolayı A3 türü düzensizlik mevcut değildir.

Herhangi bir kattaki etkili kesme alanının bir üst kattaki etkili kesme alanına oranı 0,80’değerinden küçükse yapıda B1 zayıf kat düzensizliği bulunmaktadır. Yapıda X ve Y doğrultuları için hesaplanan etkili kesme alanları ve düzensizliğin kontrolü Çizelge 5.6 ve Çizelge 5.7’de sırası ile verilmiştir.

Çizelge 5.6 : X doğrultusu için B1 zayıf kat düzensizliğinin tahkiki

Kat	$A_{kolon}(m^2)$ $\sum A_w$	$A_{perde}(m^2)$ $\sum A_g$	$A_{duvar}(m^2)$ $\sum A_k$	Etkili kesme alanı $\sum A_w + A_g + 0,15A_k$	η_{ci}	düzensizlik
10	3,28	1,36	17,76	9,97	1	Yok
9	3,28	1,36	17,76	9,97	1	Yok
8	3,28	1,36	17,76	9,97	1	Yok
7	3,28	1,36	17,76	9,97	1	Yok
6	3,28	1,36	17,76	9,97	1	Yok
5	4,74	1,36	17,76	11,43	1,15	Yok
4	4,74	1,36	17,76	11,43	1	Yok
3	4,74	1,36	17,76	11,43	1	Yok
2	6,6	1,36	17,76	13,29	1,16	Yok
1	6,6	1,36	17,76	13,29	1	Yok
Z	6,6	1,36	17,76	13,29	1	Yok

Çizelge 5.7 : Y doğrultusu için B1 zayıf kat düzensizliğinin tahkiki

Kat	$A_{kolon}(m^2)$ $\sum A_w$	$A_{perde}(m^2)$ $\sum A_g$	$A_{duvar}(m^2)$ $\sum A_k$	Etkili kesme alanı $\sum A_w + A_g$ $+ 0,15A_k$	η_{ci}	düzensizlik
10	3,28	2,57	17,28	11,03	1	Yok
9	3,28	2,57	17,28	11,03	1	Yok
8	3,28	2,57	17,28	11,03	1	Yok
7	3,28	2,57	17,28	11,03	1	Yok
6	3,28	2,57	17,28	11,03	1	Yok
5	4,74	2,57	17,28	12,49	1,13	Yok
4	4,74	2,57	17,28	12,49	1	Yok
3	4,74	2,57	17,28	12,49	1	Yok
2	6,6	2,57	17,28	14,35	1,15	Yok
1	6,6	2,57	17,28	14,35	1	Yok
Z	6,6	2,57	17,28	14,35	1	Yok

Herhangi bir kattaki etkili kesme alanının bir üst kattaki etkili kesme alanına oranı 0,80 değerinden küçük olmadığından dolayı yapıda B1 zayıf kat düzensizliği bulunmamaktadır.

Birbirine dik herhangi bir deprem doğrultusunun herhangi biri için, herhangi bir i'inci kattaki ortalama görelî kat ötelemesinin bir alt kattaki ortalama görelî kat ötelemesine oranı ile yumuşak kat düzensizliği kontrolü gösterilecektir. X ve Y doğrultuları için B2 yumuşak kat düzensizliği kontrolleri sırası ile Çizelge 5.8 ve Çizelge 5.9'da yapılacaktır.

Çizelge 5.8 : X doğrultulu deprem EXN için B2 yumuşak kat düzensizliğinin tahkiki

Kat	$d_{iort}(mm)$	$\Delta_{iort}(mm)$	(Δ_{iort}/h)	η_{ki}		düzensizlik
				$(\Delta_{iort}/h_i)/(\Delta_{i+1ort}/h_i)$	$(\Delta_{iort}/h_i)/(\Delta_{i-1ort}/h_{i-1})$	
10	27,25	2,2	0,00073	-	0,917	Yok
9	25,05	2,4	0,0008	1,091	0,941	Yok
8	22,65	2,55	0,00085	1,063	0,944	Yok
7	20,1	2,7	0,0009	1,059	0,931	Yok
6	17,4	2,9	0,000967	1,074	1,,055	Yok
5	14,5	2,75	0,000917	0,948	1,00	Yok
4	11,75	2,75	0,000917	1,00	1,019	Yok
3	9	2,7	0,0009	0,982	1,125	Yok
2	6,3	2,4	0,0008	0,889	1,091	Yok
1	3,9	2,2	0,000733	0,917	1,294	Yok
Z	1,7	1,7	0,000567	0,773	-	Yok

Çizelge 5.9 : Y doğrultulu deprem EYP için B2 yumuşak kat düzensizliğinin tahkiki

Kat	$d_{iort}(mm)$	$\Delta_{iort}(mm)$	(Δ_{iort}/h)	η_{ki}		düzensizlik
				$(\Delta_{iort}/h_i)/(\Delta_{i+1ort}/h_i)$	$(\Delta_{iort}/h_i)/(\Delta_{i-1ort}/h_{i-1})$	
10	28,2	2,6	0,000867	-	0,945	Yok
9	25,6	2,75	0,000917	1,058	0,982	Yok
8	22,85	2,8	0,000933	1,018	1,018	Yok
7	20,05	2,75	0,000917	0,982	0,948	Yok
6	17,3	2,9	0,000967	1,055	1,036	Yok
5	14,4	2,8	0,000933	0,966	1,037	Yok
4	11,6	2,7	0,0009	0,964	1,019	Yok
3	8,9	2,65	0,000883	0,981	1,128	Yok
2	6,25	2,35	0,000783	0,887	1,119	Yok
1	3,9	2,1	0,0007	0,894	1,167	Yok
Z	1,8	1,8	0,0006	0,857	-	Yok

Yapılan kontroller sonucunda X ve Y doğrultularında rijitlik düzensizlik katsayısı 2,0'dan büyük olmadığından dolayı, yapıda B2 yumuşak kat düzensizliği bulunmamaktadır.

Taşıyıcı sistem düşey elemanlarının herhangi bir katta kirişlere veya guseli kolonların ucuna oturması durumunda görülen B3 türü düzensizliği tasarımı yapılan yapıda mevcut değildir.

5.1.1.5 Etkin görelî kat ötelemelerinin kontrolü

Bölüm 2’de açıklandığı üzere DBYBHY’de yapıların görelî yanal kat ötelemelerine sınır getirilmiştir. Denklem (5.4)’te gösterildiği gibi kolon veya perde gibi yapısal elemanların alt ve üst ucundaki yerdeğiştirme farkları hesaplanarak görelî kat ötelemeleri hesaplanmış olur.

$$\Delta_i = d_i - d_{i-1} \quad (5.4)$$

Yapılması gereken adım görelî kat ötelemesinden etkin kat ötelemelerine geçmektir.

$$\delta_i = R \Delta_i \quad (5.5)$$

DBYBHY’de maksimum etkin görelî kat ötelemesinin kat yüksekliğine oranını, (5.6) denklemi ile ifade edilmektedir.

$$\frac{\delta_{i\max}}{h_i} \leq 0,02 \quad (5.6)$$

Bu nedenler yapının herhangi bir i’inci katında kolon veya perdelerde maksimum etkin görelî kat ötelemesinin kat yüksekliğine oranı tahkik edilmiştir. Eğer tahkikler sonucu bu koşul herhangi bir katta sağlanmamış olsaydı, kat rijitliği arttırıp hesaplar tekrarlanacaktı veya bu koşullar sağlanmasına rağmen, kolon ve perde dışında yapısal olmayan gevrek elemanların, etkin görelî kat ötelemesi altında kullanılabilirliği kontrol edilmelidir. Ayrıca etkin görelî kat ötelemelerinin tahkiki eşdeğer deprem yükleri altında $\pm 5\%$ ek dışmerkezlik etkilerinin de hesaplara katılması ile yapılmıştır. X ve Y doğrultulu depremlerde yapılan kontrolleri sırası ile Çizelge 5.10 ve Çizelge 5.11’de gösterilmiştir.

Çizelge 5.10 : X doğrultulu deprem EXN için etkin görelî kat ötelemesi tahkiki

Kat	R	$\Delta_{maks}(mm)$	$h_i(m)$	$\delta_{maks} = R\Delta_{maks}(mm)$	δ_{maks}/h_i
10	7	2,3	3,00	16,1	0,00536
9	7	2,6	3,00	18,2	0,00606
8	7	2,9	3,00	20,3	0,00676
7	7	3,2	3,00	22,4	0,00746
6	7	3,5	3,00	24,5	0,00816
5	7	3,2	3,00	22,4	0,00746
4	7	3,3	3,00	23,1	0,0077
3	7	3,3	3,00	23,1	0,0077
2	7	2,9	3,00	20,3	0,0067
1	7	2,7	3,00	18,9	0,0063
Z	7	2	3,00	14	0,0046

Çizelge 5.11 : Y doğrultulu deprem EYP için etkin görelî kat ötelemesi tahkiki

Kat	R	$\Delta_{maks}(mm)$	$h_i(m)$	$\delta_{maks} = R\Delta_{maks}(mm)$	δ_{maks}/h_i
10	7	2,8	3,00	19,6	0,00653
9	7	3,0	3,00	21	0,007
8	7	3,2	3,00	22,4	0,00746
7	7	3,2	3,00	22,4	0,00746
6	7	3,4	3,00	23,8	0,00793
5	7	3,2	3,00	22,4	0,00746
4	7	3,2	3,00	22,4	0,00746
3	7	3,1	3,00	21,7	0,00723
2	7	2,8	3,00	19,6	0,00653
1	7	2,5	3,00	17,5	0,00583
Z	7	2,1	3,00	14,7	0,0049

Kontrollere bakıldığında herhangi bir katta, δ_i/h_i değerinin 0,02 değerini aşmadığından dolayı etkin görelî kat ötelemesi şartının sağlandığı gözlemlenmiştir.

5.1.1.6 İkincil merteye etkilerinin kontrolü

Yapılarda ikinci merteye etkilerinin gösterge değeri olan θ_i 'nin denklem (5.7)'de gösterildiği gibi hesaplanıp ve 0,12 değerinden küçük olması halinde, ikincil merteye etkilerinin mevcut betonarme ve çelik yapı yönetmeliklerine göre değerlendirilecektir.

$$\theta_i = \frac{(\Delta_i)_{ort} \sum_{j=i}^N w_j}{V_i h_i} \leq 0,12 \quad (5.7)$$

Hesaplarda verilen koşulların sağlanmaması halinde taşıyıcı sistemin rijitliği arttırılacaktır. İkinci merteye etkilerinin tahkiki, eşdeğer deprem yükleri altında, $\pm\%5$ ek dışmerkezlik etkilerinin de hesaplara katılması ile yapılmıştır. X ve Y doğrultulu depremlerde yapılan kontrolleri sırası ile Çizelge 5.12 ve 5.13'te gösterilmiştir.

Çizelge 5.12 : X doğrultulu deprem EXN için ikinci merteye kontrolleri

Kat	$h_i(m)$	$\Delta_{iort}(mm)$	$W_j (kN)$	$\sum W_j$	$F_{ix} (kN)$	$V_j (kN)$	θ_i
10	3,00	2,2	3652,8	3652,8	540,22	540,22	0,005
9	3,00	2,4	4558,1	8210,9	369,70	909,92	0,007
8	3,00	2,55	4558,1	12769	332,72	1242,64	0,008
7	3,00	2,7	4558,1	17327,1	295,75	1538,39	0,010
6	3,00	2,9	4558,1	21885,2	258,78	1797,17	0,011
5	3,00	2,75	4662,1	26547,3	226,88	2024,05	0,012
4	3,00	2,75	4662,1	31209,4	189,07	2213,12	0,013
3	3,00	2,7	4662,1	35871,5	151,25	2364,37	0,014
2	3,00	2,4	4794,5	40666	116,66	2481,03	0,013
1	3,00	2,2	4794,5	45460,5	77,77	2558,8	0,013
Z	3,00	1,7	4794,5	50254	38,88	2597,68	0,011

Çizelge 5.13 : Y doğrultulu deprem EYP için ikinci merteye kontrolleri

Kat	$h_i(m)$	$\Delta_{iort}(mm)$	$W_j (kN)$	$\sum W_j$	$F_{iy} (kN)$	$V_j (kN)$	θ_i
10	3,00	2,6	3652,8	3652,8	563,98	563,98	0,0056
9	3,00	2,75	4558,1	8210,9	385,96	949,94	0,0079
8	3,00	2,8	4558,1	12769	347,36	1297,3	0,0091
7	3,00	2,75	4558,1	17327,1	308,76	1606,1	0,0098
6	3,00	2,9	4558,1	21885,2	270,17	1876,23	0,0112
5	3,00	2,8	4662,1	26547,3	236,86	2113,1	0,0117
4	3,00	2,7	4662,1	31209,4	197,38	2310,47	0,0121
3	3,00	2,65	4662,1	35871,5	157,9	2468,37	0,0128
2	3,00	2,35	4794,5	40666	121,8	2590,17	0,0122
1	3,00	2,1	4794,5	45460,5	81,2	2671,37	0,0119
Z	3,00	1,8	4794,5	50254	40,59	2711,96	0,0111

İkincil merteye göstergesi $\theta_i \leq 0,12$ olduğu için ikincil merteye etkilerinin mevcut betonarme ve çelik yapı yönetmeliklerine göre değerlendirilecektir.

5.1.1.7 Mod birleştirme hesap yöntemi

Mod birleştirme yönteminde, maksimum iç kuvvetler ve yer değiştirmeler, her bir serbest titreşim modunun deprem hareketine olan reaksiyonun elde edilip istatistiksel yöntemlerle birleştirilmesi ile bulunur. Tasarımı yapılan binada eşdeğer deprem yükü yönteminin kullanılabilmesi için gerekli koşullar sağlandığından eşdeğer deprem yükü yöntemi kullanılmıştır. Ancak karşılaştırma istenirse mod birleştirme yönteminde kullanılacak parametreler;

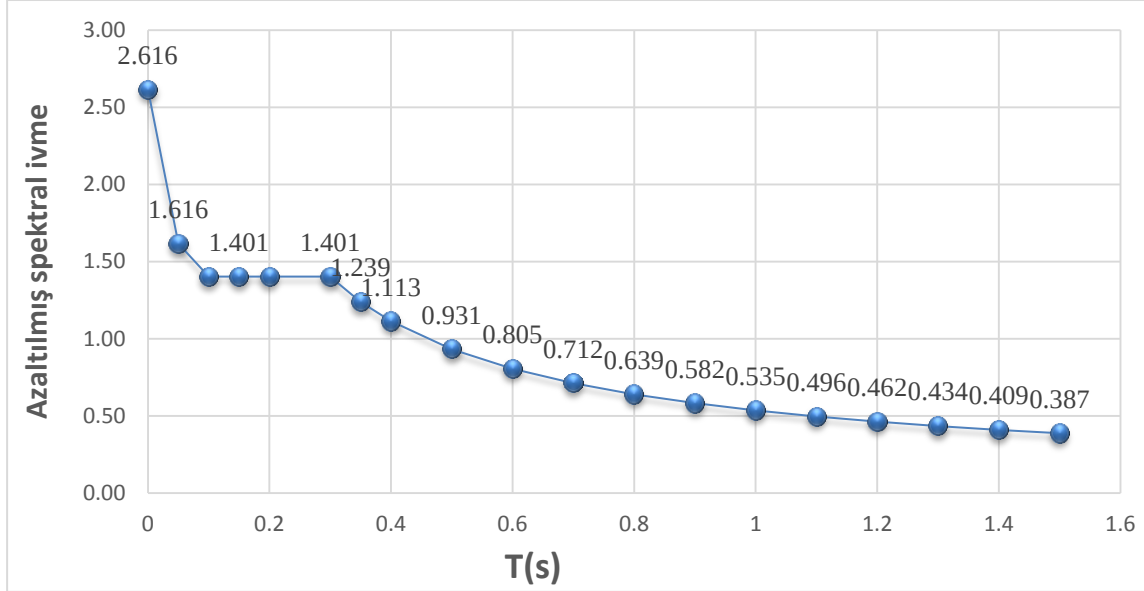
Deprem Bölgesi:1 $A_0=0,40$

Yerel Zemin sınıfı: Z1 $T_A=0,15$ s ve $T_B=0,30$ s

Bina Önem Katsayısı: konut projesi $I=1$

Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı: $R=7$

Parametrelerinden faydalanarak ETABS 2013 programı yardımı ile davranış spektrum eğrisi oluşturulmuştur. Bu egride belli bir zaman aralığındaki $S(T)/R_a$ azaltılmış ivme spektrumunu ifade eder.



Şekil 5.1 : Azaltılmış ivme spektrumu

10 normal kat ve 1 zemin kattan oluşan 11 katlı bir yapı için 11x3 (2 yerdeğiştirme 1 dönme serbestliği) =33 mod kullanılmıştır. Modların katılım oranı Çizelge 5.14’te görüldüğü gibi x doğrultusunda %99, y doğrultusunda %98’dir. Dolayısı ise kütle katılım oranı en az %90 olmalı koşulu sağlanmıştır.

Çizelge 5.14 : Kütle katılım oranları ETABS 2013

Durum	Mod	Periyot	UX	UY	Toplam UX	Toplam UY
		sn	birimsiz	birimsiz	birimsiz	birimsiz
Modal	1	1,069	0,3996	0,0003	0,3996	0,0003
Modal	2	1,013	0,0001	0,5956	0,3997	0,5959
Modal	3	0,938	0,2011	2,7E-05	0,6008	0,5959
Modal	4	0,356	0,0196	0	0,6204	0,5959
Modal	5	0,262	0,1091	1,5E-06	0,7295	0,5959
Modal	6	0,227	1,3E-06	0,1488	0,7295	0,7447
Modal	7	0,201	0,0053	0	0,7348	0,7447
Modal	8	0,14	0,0012	0	0,736	0,7447
Modal	9	0,129	0,0453	0	0,7813	0,7447
Modal	10	0,105	0,0004	8,9E-06	0,7818	0,7447
Modal	11	0,103	0	0,0732	0,7818	0,818
Modal	12	0,085	0,0153	0	0,797	0,818
Modal	13	0,083	0,0161	0	0,8131	0,818
Modal	14	0,072	0,0012	0	0,8142	0,818
Modal	15	0,065	1,3E-06	0,0751	0,8143	0,8931
Modal	16	0,063	0,0003	4,8E-06	0,8145	0,8931
Modal	17	0,062	0,031	1,6E-06	0,8455	0,8931
Modal	18	0,059	0,0004	0	0,8459	0,8931
Modal	19	0,051	0,0446	2,2E-05	0,8906	0,8931
Modal	20	0,05	1,3E-05	0,0669	0,8906	0,96
Modal	21	0,048	0,0004	1,7E-05	0,891	0,9601
Modal	22	0,044	0,0616	0	0,9526	0,9601
Modal	23	0,04	0	0,0215	0,9526	0,9815
Modal	24	0,04	0,0222	0	0,9748	0,9815
Modal	25	0,039	0,0089	1,2E-05	0,9837	0,9816
Modal	26	0,036	0,0099	0	0,9936	0,9816
Modal	27	0,033	0	0,0052	0,9936	0,9867
Modal	28	0,033	0,0018	0	0,9953	0,9867
Modal	29	0,031	0,0013	0	0,9967	0,9867
Modal	30	0,029	0,0008	0	0,9975	0,9867
Modal	31	0,028	0	0,0016	0,9975	0,9883
Modal	32	0,025	0	0,0006	0,9975	0,9889
Modal	33	0,024	1,1E-05	0,0001	0,9975	0,989

5.1.1.8 Eşdeğer deprem yöntemi ile mod birleştirme yönteminin kıyaslanması

Deprem yönetmeliği 2.8.5'e göre göz önüne alınan deprem doğrultusunda mod birleştirme yöntemine göre elde edilen bina deprem yükü V_{tb} 'nin, eşdeğer deprem yükü yönteminde elde edilen deprem yükü V_t 'ye oranla β değerinden küçük olması

durumunda ($V_{tb} < \beta V_t$), mod birleştirme yöntemine göre bulunan tüm iç kuvvet ve yerdeğiştirmelerin aşağıdaki denkleme göre büyütölmesi öngörölmektedir.

$$B_d = \frac{\beta V_t}{V_{tb}} B_b \quad (5.8)$$

β değeri A1, B2 ve B3 türü düzensizliklerinden en az biri olması durumunda $\beta = 0,90$, bu düzensizliklerden hiçbirinin bulunmaması durumunda $\beta = 0,80$ alınmaktadır. Tasarımı yapılan binada A1, A2 ve B3 türü düzensizliklerden bulunmadığından $\beta = 0,80$ alınacaktır. Çizelge 5.15’ te her iki yöntemle elde edilen taban kesme kuvvetleri gösterilmiştir.

Çizelge 5.15 : EDY ve mod birleştirme yöntemi ile bulunan taban kesme kuvvetleri

Hesap yöntemi	Output Case	Step Type	F_x	F_y
	text	text	kN	kN
Mod birleştirme	SPECYX	Maks	2094	-
	SPECYY	Maks	-	2512
Eşdeğeri deprem yükü	EXN	Lineer statik	2597	-
	EYP	Lineer statik	-	2712

X doğrultusunda; $2094/2597=0,806>0,80$,

Y doğrultusunda; $2597/2712=0,958>0,80$,

olduğı için iç kuvvet ve yerdeğiştirmelerde bir değışiklik yapılmayacaktır. Değışiklik olması durumunda, burada kullanılacak olan arttırma katsayısı Etabs 2013 programı yardımı ile Load Case Data kısmında ilgili yükün scale faktörü kullanılarak yapılabilir.

5.1.2 Betonarme kesit tasarımı

Tasarımı yapılan bina süneklilik düzeyi yüksek olarak tasarlandığından dolayı DBYBHY’de 3.3, 3.4, 3.5 ve 3.6 da açıklanan sırası ile süneklilik düzeyi yüksek kolonlar, süneklilik düzeyi yüksek kirişler, süneklilik düzeyleri yüksek çerçeve sistemlerde kolon kiriş birleşim bölgeleri ve süneklilik düzeyi yüksek perdeler bölümlerinde belirtilen kurallara göre tasarım yapılacaktır. Ayrıca zemin katta B aksında bulunan kiriş ve kolonlar ile 4-4 aksında bulunan perde elemanın hesabı yapılacaktır.

5.1.2.1 Kiriş kolon ve perde tasarımı ile ilgili gerekli bilgiler

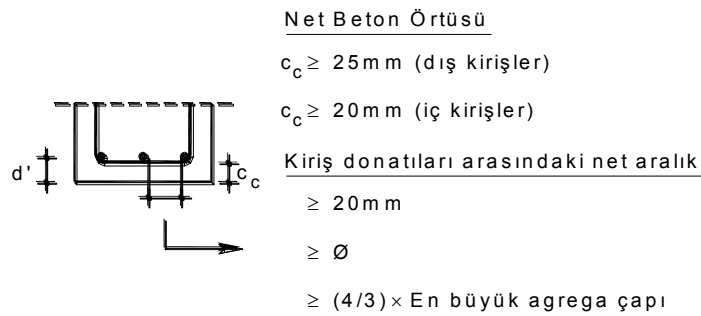
Kiriş

Öncelikle eğilme elemanlarının eksenel basınç değeri sınırlanması denklem (5.9)'da belirtildiği gibi göz önünde bulundurulmalıdır[3].

$$N_d \leq 0.1A_c f_{ck} \quad (5.9)$$

Denklemde ifade edilen eksenel basınç sınırının aşılması durumunda bu elemanlar kolon olarak boyutlandırılıp donatılacaktır. TS 500 ve DBYBHY'ye göre kirişlerin sağlaması gereken boyutlandırma koşulları;

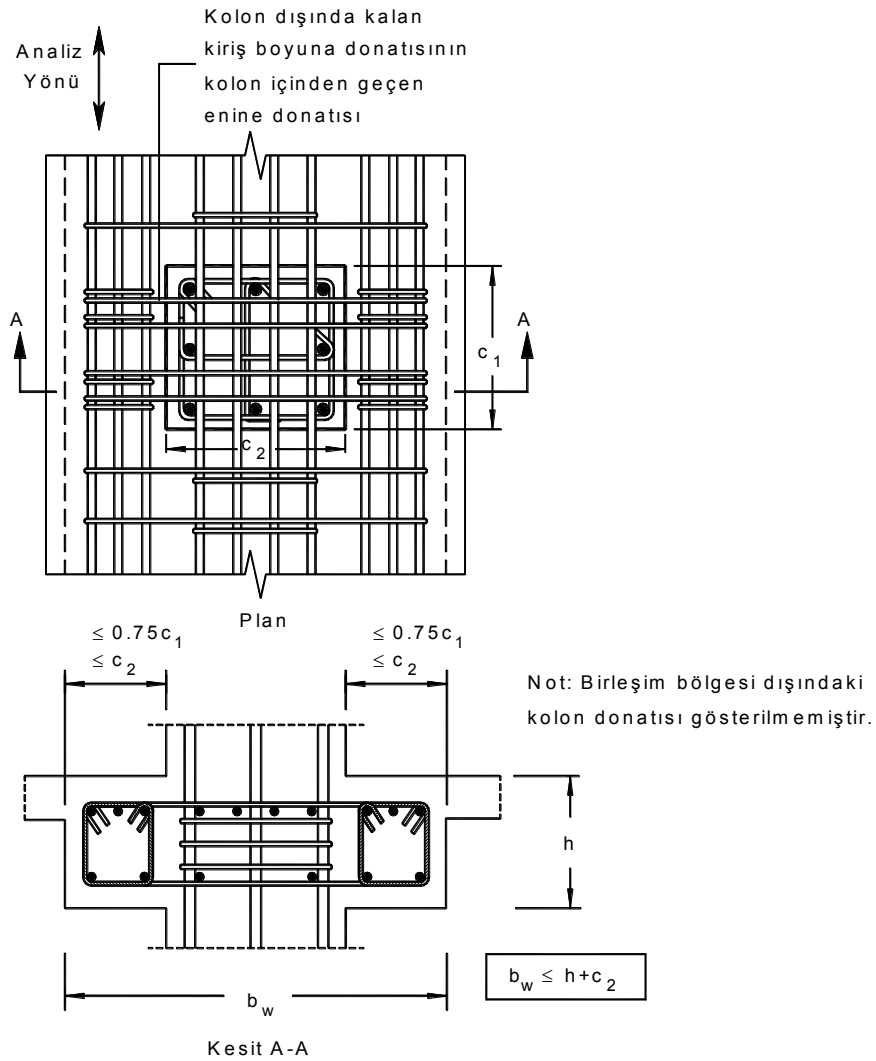
- Kiriş gövde genişliği ≥ 250 mm olmalıdır.
- Kiriş gövde genişliği kiriş yüksekliği ile kirişin birleştiği kolonun kirişe dik genişliğinin toplamını geçmemelidir. $b_w < h + b_k$
- Kiriş toplam yüksekliği, 300 mm den ve döşeme kalınlığının üç katından daha küçük, kiriş gövde genişliğinin 3.5 katından fazla olmamalıdır.
- Kirişlerde net beton örtüsü, özel yapılar dışında, dıştaki elemanlarda 25 mm den, içteki elemanlarda 20 mm den az olmamalıdır. Çevre koşulları dikkate alındığında bu değerler arttırılabilir.



Şekil 5.2 : Kirişlerde beton örtüsü ve donatı aralık koşulları [15].

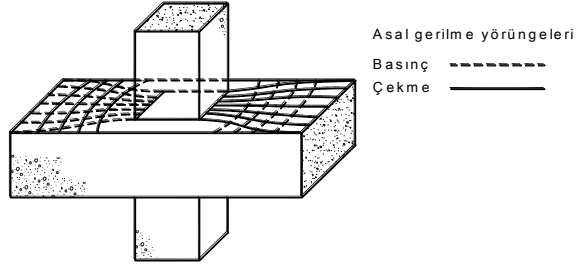
- Kiriş yüksekliği, serbest açıklığın 1/4' ünden fazla olmamalıdır.
- Kirişin kolon kenarlarından taşıyacak olan uzunluğu kolonun kirişe dik uzunluğunun (c_1) 0,75 katından ve kolonun kirişe paralel boyutundan (c_2) küçük olmalıdır. Özellikle yassı kirişler için önemli olan bu sınırlandırma ile birlikte kat rijitliğinin kolon uçlarında dönmelere neden olmasını engellemek diğer bir ifade ile kolonun yeterli mesnetlik yapabilmesini amaçlamaktadır.

Şekil 5.3’te giriş gövde genişliğinin kolon genişliğinden fazla olması durumunda donatı düzeninin nasıl olması gerektiği gösterilmiştir.



Şekil 5.3 : Kiriş genişliğinin kolondan büyük olması durumu [15].

Kiriş ile kolon arasındaki eğilme etkilerinin oluşturduğu gerilmelerin sağlıklı bir şekilde aktarılması amacı ile DBYBHY’de kirişin kolondan çok fazla olmasına izin verilmemektedir. Şekil 5.4’te kirişin kolondan geniş olması durumunda asal gerilme dağılımları gösterilmiştir.



Şekil 5.4 : Kirişlerin geniş olması durumunda gerilme akışı [15].

Sünekliği yüksek olarak tasarlanan yapıda gevrek kırılmaların olması kabul edilebilir bir durum olmadığından dolayı kiriş kesitlerinde donatı oranının sınırları denge donatı sınırının (ρ_b) altında olmalıdır. Çekme donatısının alt ve üst sınırı denklem 5.10’ da belirtilmiştir.

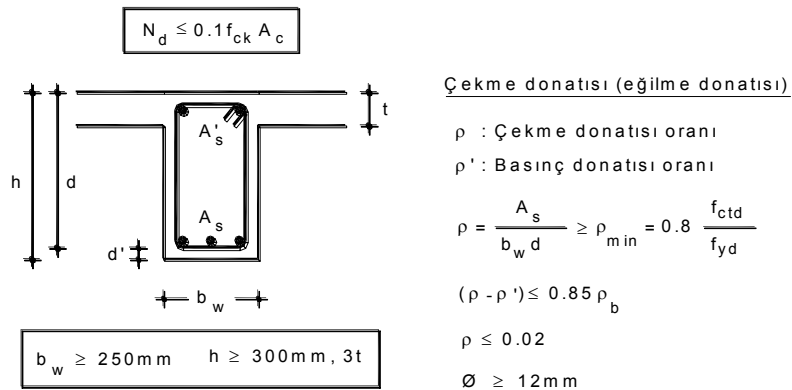
$$\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max} = 0,85\rho_b \quad (5.10)$$

Kiriş mesnetlerinde gövde donatısının minimum oranı denklem (5.11) ile verilen koşulu sağlayacaktır. Bu sınırlandırma ile çatlak genişliğinin kabul edilebilir sınırlar içinde olması amaçlanmıştır.

$$\rho_{\min} \leq 0,8 \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \quad (5.11)$$

Ayrıca çekme donatısı oranı ρ , 0.02’yi geçemez.

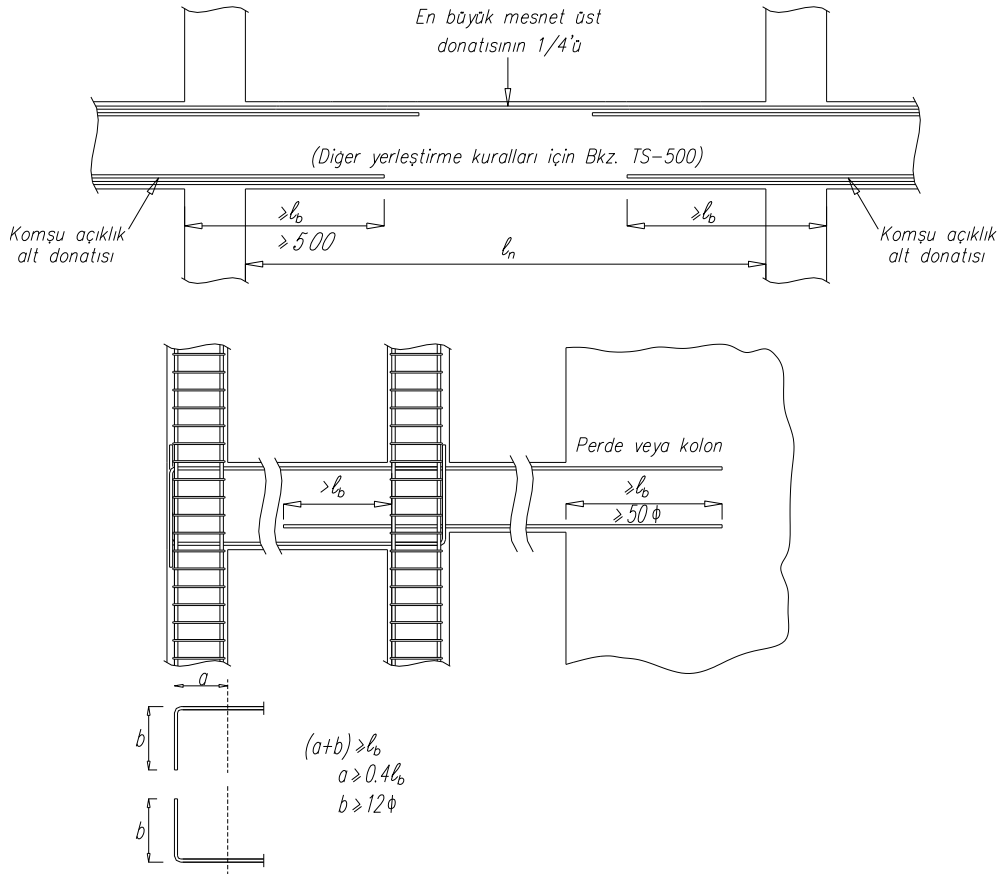
Kirişlerde boyuna donatı olarak 12 mm’den küçük çaplı çubuklar kullanılamaz. Kirişin basınç ve çekme bölgelerinde en az 2 adet donatı çubuğu kiriş boyunca devam ettirilmelidir.



Şekil 5.5 : Örnek Kiriş kesiti [15].

DBYBHY’de süneklilik düzeyi yüksek kirişler için boyuna donatıların düzenlenmesi;

- Kiriş iki ucundaki mesnet donatılarının büyük olanının en az 1/4’ tüm kiriş boyunca sürekli olarak devam ettirilecektir.
- Kolona birleşen kirişlerin kolonun br yüzünde devam etmediği durumlarda kirişlerdeki alt ve üst donatı, kolonun etriyelerle sarılmış çekirdeğinin karşı taraftaki yüzeyine kadar uzatılıp etriyelerin i tarafından 90 derece bükülecektir.
- Her iki taraftan kirişlerin kolonlara birleşmesi durumunda kiriş alt donatıları, açıklığa komşu olan kolon yüzeyden itibaren en az 50 Ø kadar uzatılmalıdır.



şekil 5.6 : DBYBHY’de boyuna donatı eklenmesine ilişkin koşullar

DBYBHY’de süneklilik düzeyi yüksek kirişler için enine donatıların düzenlenmesi;

Kiriş mesnetlerinde kolon yüzeyinden itibaren kiriş derinliğinin 2 katı kadar uzunluktaki blėe, sarılma blėesi olarak tanımlanacaktır. Sarılma blgeleri boyunca zel deprem etriyeleri kullanılacaktır. Sarılma blėesinde ilk etriyenin kolon

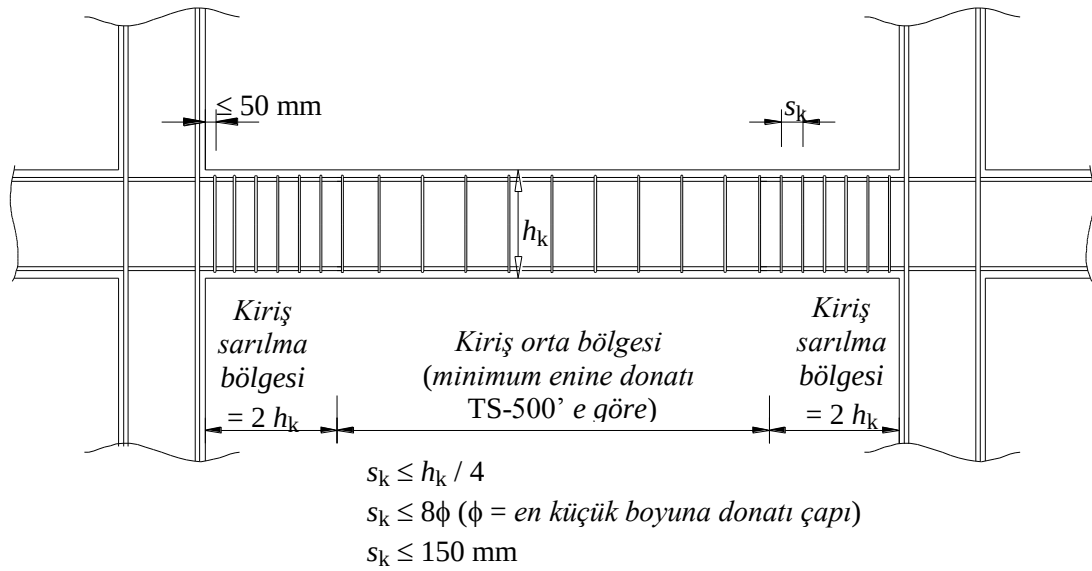
yüzeyine olan uzaklığı en çok 50 mm olacaktır. Sarılma bölgelerinde etriye aralığı denklem (5.12)'de verilen koşulları sağlayacak şekilde seçilecektir.

$$S_k \leq d/4$$

$$S_k \leq 8\phi \quad (5.12)$$

$$S_k \leq 150 \text{ mm}$$

DBYBHY'de süneklilik düzeyi yüksek kirişler için enine donatıların düzenlenmesi Şekil 5.7'de gösterilmiştir.



Şekil 5.7 : DBYBHY'de kiriş enine donatı koşulları

TS 500'e göre yüksekliği 600 mm'den fazla olan kirişlerde en az iki adet gövde donatısı yerleştirilmelidir. Gövde donatısının çapı en az 10 mm olmalıdır. Gövde donatısının alanı en az Denklem (5.13)'te belirtildiği şekilde olmalıdır.

$$A_{s,g} = 0,001b_w d \quad (5.13)$$

Denklem (5.13)'te $A_{s,g}$, gövde donatısı alanını, b_w kiriş genişliğini ve d ise kiriş faydalı yüksekliğini belirtmektedir.

Süneklilik tasarım temel ilkesi olarak hiç bir zaman hasarın gevrek kırılmalarından oluşması istenmez. Bu nedenle kirişlerin kapasite momentlerini karşılayacak şekilde kesme dayanımları hesaplanarak kırılmaların öncelikle eğilmeden kaynaklanması

amaçlanmıştır. Enine donatı hesabında dikkate alınacak V_e kesme kuvveti denklem (5.14) ile belirlenir.

$$V_e = V_{dy} \mp \frac{M_{pi} + M_{pj}}{l_n} \quad (5.14)$$

Kiriş uçlarındaki moment kapasiteleri daha kesin hesaplar yapılmadığı sürece, $M_{pi} \cong 1,4M_{ri}$ ve $M_{pj} \cong 1,4M_{rj}$ olarak hesaplanabilir.

Kirişlerde kesme kuvvetinin maksimum değeri ezilme sınır şartını sağlayacak şekilde denklem (5.15)'te belirtilmiştir. Sınır şartın aşılması durumunda kiriş kesiti büyütülmelidir.

$$V_e \leq 0.22b_wdf_{cd} \quad (5.15)$$

Kiriş enine donatısının V_e kesme kuvveti hesabında, betonun kesme dayanımına katkısı V_c dikkate alınır. Ancak sarılma bölgelerindeki enine donatının hesabında, sadece deprem yüklerinden oluşan kesme kuvvetinin depremlili durumdaki toplam kesme kuvvetinin yarısından daha büyük olması durumunda, betonun kesmeye katkısı $V_c=0$ alınır.

Kolon

Hasar bulunması durumunda tüm taşıyıcı sistemi etkileyebilecek kadar önemli olan kolonlar, üzerindeki eksenel yük, kesme ve eğilme etkileri dikkate alınarak projelendirilir.

DBYBHY'ye göre süneklilik düzeyi yüksek kolonlar ile ilgili enkesit koşulları;

- Dikdörtgen kesitli kolonların en küçük boyutu 250 mm'den ve enkesit alanı 75000 mm^2 den az olmamalıdır. dairesel kolonların çapı ise en az 300 mm olmalıdır.
- Kolonun brüt enkesit alanı, N_{dm} düşey yükler ve depremin ortak etkileri altında hesaplanan eksenel basınç kuvvetlerinin en büyüğü olmak üzere;

$$A_c \geq \frac{N_{dm}}{0,50f_{ck}} \quad (5.16)$$

Koşulu sağlanmalıdır.

DBYBHY'ye göre süneklilik düzeyi yüksek kolonlar için boyuna donatı koşulları;

- Kolonlarda boyuna donatı alanı brüt kesit alanının %1'den az, %4'ünden fazla olmamalıdır. En az donatı, dikdörtgen kesitli kolonlarda 4 ϕ 16 veya 6 ϕ 14, dairesel kolonlarda ise 6 ϕ 14 olmalıdır.
- Bindirmeli ek yapıldığı kesitte boyuna donatı oranı %6'yı geçmemelidir.

Kirişlere benzer bir şekilde kolonların iki ucunda özel sarılma bölgeleri oluşturulmalıdır. Sarılma bölgelerinin uzunluğu denklem (5.17)'de verilen koşulları sağlamalıdır.

$$\begin{aligned} &\geq b_{maks} \\ &\geq l_n/6 \\ &\geq 500 \text{ mm} \end{aligned} \quad (5.17)$$

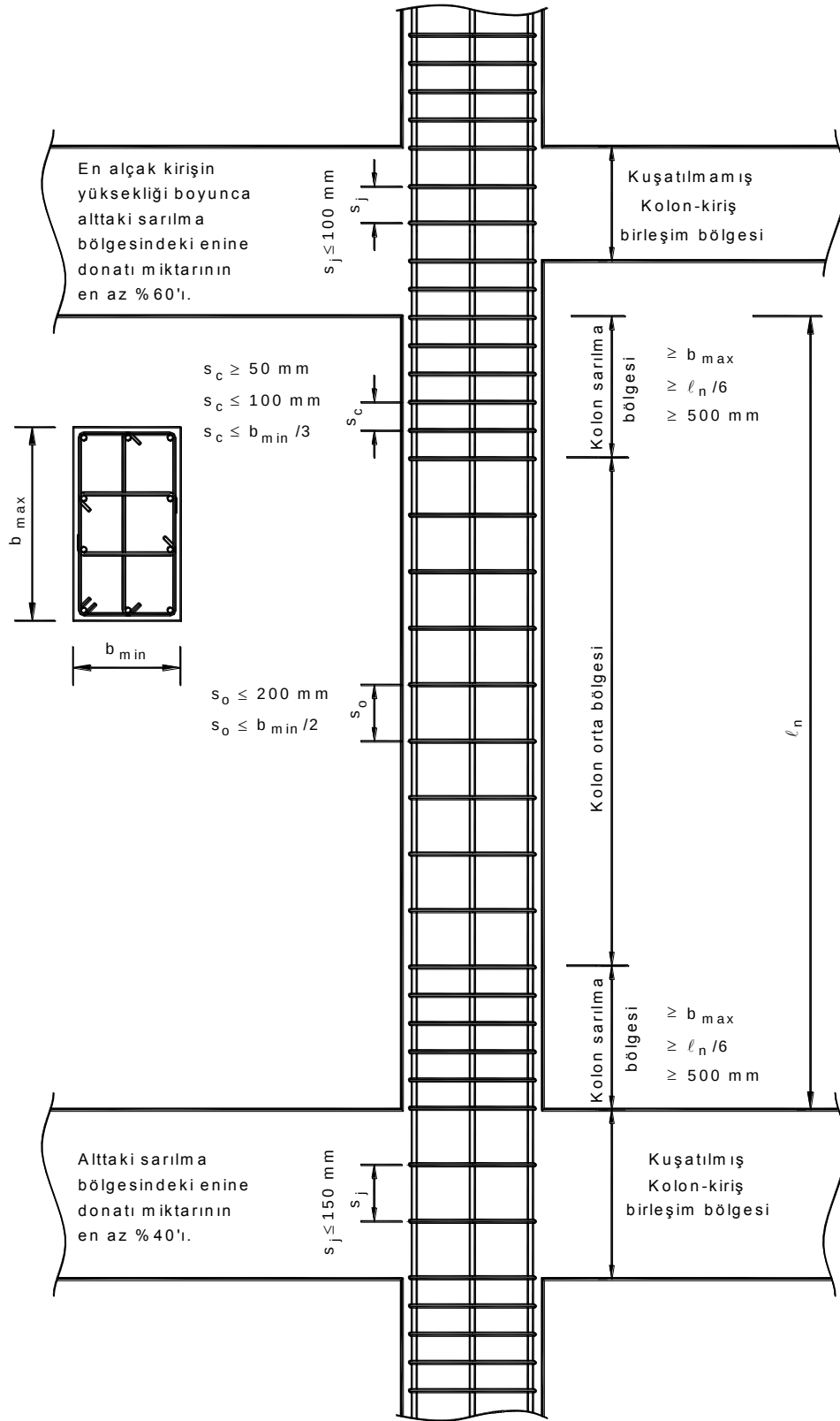
Enine donatılar temelin içinde de, 300 mm'den ve en büyük donatı çapının 25 katından az olmayan bir yükseklik boyunca devam ettirilecektir. Sarılma bölgelerinde ϕ 8'den küçük çaplı enine donatı kullanılmayacaktır. Sarılma bölgesindeki etriye veya çiroz aralığı en küçük enkesit boyutunun 1/3'ünden ve 100 mm'den daha fazla, 50 mm'den daha az olmamalıdır. Etriye kollarının arasındaki yatay uzaklık, etriye çapının 25 katından fazla olmamalıdır.

Kolonların alt ve üst sarılma bölgeleri dışında kalan orta bölgede ϕ 8'den küçük çaplı enine donatı kullanılmayacaktır. Orta bölgede etriye aralığı en küçük enkesit boyutunun yarısından ve 200 mm'den fazla olmamalıdır. Etriye kollarının arasındaki yatay uzaklık, etriye çapının 25 katından fazla olmamalıdır.

Kirişlerde oluşabilecek bir hasar kat seviyesinde problem yapmasına karşın, kolonlarda oluşabilecek hasar tüm yapıyı etkileyebileceğinden dolayı hasarın eksenel kuvvet altında çalışan kolonlar yerine eğilme etkisinde çalışan kirişlerde olması amacı ile kolon kiriş birleşimlerinde ilgili düğüm noktasına birleşen kolonların kapasite momentleri toplamı kirişlerin kapasite momentleri toplamından en az %20 fazla olacak şekilde tasarlanmalıdır.

$$(M_{ra} + M_{r\ddot{u}}) \geq 1.2(M_{ri} + M_{rj}) \quad (5.18)$$

Kolonlar ile ilgili donatı düzenlemesi DBYBHY’de şekil 5.8’de gösterildiği gibi özetlenmiştir.



Şekil 5.8 : DBYBHY’ye göre kolon tasarımı

Kolonlarda enine donatı hesabında dikkate alınacak kesme kuvveti, V_e denklem (5.19) ile hesaplanacaktır.

$$V_e = \frac{M_a + M_{\ddot{u}}}{l_n} \quad (5.19)$$

Kolonların kirişlerden daha güçlü olduğunu gösterme amacı ile kirişlerin ucundaki moment kapasitelerinin toplamı denklem (5.19)'a göre hesaplanmalıdır.

$$\sum M_p = M_{pi} + M_{pj} \quad (5.20)$$

Kiriş uçlarındaki moment kapasiteleri daha kesin hesaplar yapılmadığı sürece, $M_{pi} \cong 1,4M_{ri}$ ve $M_{pj} \cong 1,4M_{rj}$ olarak hesaplanabilir.

Denklem (5.19) ile hesaplanmış kesme kuvveti V_e , denklem (5.21)'de verilen koşulu sağlamalıdır.

$$V_e \leq 0.22b_wdf_{cd} \quad (5.21)$$

Kolon enine donatısının V_e kesme kuvveti hesabında, betonun kesme dayanımına katkısı V_c dikkate alınır. Ancak sarılma bölgelerindeki enine donatının hesabında, sadece deprem yüklerinden oluşan kesme kuvvetinin depremli durumdaki toplam kesme kuvvetinin yarısından daha büyük olması ve kolon üzerindeki eksenel kuvvet $N_d \leq 0.05A_cF_{ck}$ koşulunun sağlanması durumunda, betonun kesmeye katkısı $V_c=0$ alınır.

Perde tasarımı

Yapıda yatay yükleri almak ve yapının yatay ötelenmesini sınırlandırmak açısından çerçeve sistemlerin yetersiz olduğu sistemlerde taşıyıcı sistem tamamen perdelerden oluşabileceği gibi perde-çerçeve sistemlerden de oluşturulabilmektedir. Perdelerde bırakılan boşluklardan veya iki perdenin birbirine bağ kirişleri ile birleştirilmesinden oluşan sistemlere boşluklu perdeli sistem olarak, boşluk bırakılmayan perdelerde boşluksuz perde denir[15]. Tasarımı yapılan binada y doğrultusunda çalışan perdelerin tamamı boşluksuz perdelerden oluşmasına karşın, x doğrultusunda boşluklu ve boşluksuz perde bulunmaktadır.

DBYBHY'ye göre süneklilik düzeyi yüksek perdeler ile ilgili enkesit koşulları;

- Planda uzun kenarın kısa kenara oranı en az yedi olan düşey taşıyıcı elemanlardır. Gövde bölgesinde perde kalınlığı kat yüksekliğinin 1/20'sinden ve 200 mm'den az olmamalıdır.

$$b_w \geq 0.05l_w$$

$$b_w \geq 200 \text{ mm}$$
(5.22)

- 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 tutulu olduğu noktalar arasındaki yatay uzaklığın en az 1/20'sine eşit olabilir. Ancak bu kalınlık 300 mm'den daha az olamaz.
- Taşıyıcı sistemi tamamen perdelerden oluşan sistemlerde denklem (5.23)'te verilen koşulların sağlanması durumunda perde kalınlığı, binadaki en yüksek katın yüksekliğinin 1/20'sinden ve 150 mm'den az olmamalıdır.

$$\sum A_g / \sum A_p \geq 0.002$$

$$V_t / \sum A_g \leq 0.5 f_{ctd}$$
(5.23)

DBYBHY'ye göre toplam perde yüksekliği H_w 'nin plandaki perde boyu L_w 'ye oranı ikiden büyük olması durumunda perdelerin planda her iki ucunda perde uç bölgeleri oluşturulmalıdır. Denklem (5.23)'te belirtilen koşullarının gerçekleşmediği binalarda perde uç bölgelerindeki perde kalınlığı kat yüksekliğinin 1/15'inden ve 200 mm'den az olmamalıdır.

Temel üzerinden veya perdenin plandaki uzunluğunun %20'den fazla küçüldüğü seviyeden itibaren kritik perde yüksekliğinin alabileceği değerler denklem (5.24)'te özetlenmiştir.

$$l_w \leq H_{cr} \leq 2l_w$$

$$H_w/6 \leq H_{cr} \leq 2l_w$$
(5.24)

Denklem (5.24)'te belirtilen H_w , temel üstünden veya perdenin plandaki uzunluğunun %20'den fazla küçüldüğü seviyeden itibaren ölçülen perde yüksekliğidir.

Dikdörtgen kesitli perdelerde, kritik perde yüksekliği boyunca uç bölgelerin her birinin plandaki uzunluğu perdenin plandaki toplam boyunun %20'sinden ve perde kalınlığının iki katından daha az olmamalıdır. Kritik perdenin üzerindeki kısımlarda ise perde uç bölgelerinin plandaki uzunluğu, perdenin plandaki toplam uzunluğunun %10'undan ve perde kalınlığından az seçilmemelidir.

DBYBHY'ye göre perde elemanlarda gövde donatısı sınırlandırılması olarak perdenin her iki yüzündeki gövde donatılarının toplam enkesit alanı, düşey ve yatay donatıların herbiri için, perde uç bölgeleri arasında kalan perde gövdesi brüt enkesit alanının 0,0025'inden az olmamalıdır. H_w / L_w oranı ikiden küçük olma durumunda perde gövdesi perdenin tüm kesiti olarak gözönüne alınacağı ihmal edilmemelidir. Perde gövdesinde enine ve boyuna donatı aralığı 250 mm'den fazla olmamalıdır. Denklem (5.25)'te belirtilen koşulların sağlanması şartı ile, düşey ve yatay donatı aralığı 300 mm'yi geçmiyecek şekilde perdenin her iki yüzündeki gövde donatılarının toplam enkesit alanı, düşey ve yatay donatıların herbiri için, perde uç bölgeleri arasında kalan perde gövdesi brüt enkesit alanına oranı 0.0015'e indirilebilir.

$$\sum A_g / \sum A_p \geq 0.002$$
$$V_t / \sum A_g \leq 0.5 f_{ctd}$$

(5.25)

Uç bölgeleri dışında perde gövdelerinin her iki yüzeyinde metrekarede en az 4 adet özel deprem çirozu, fakat kritik perde yüksekliği boyunca uç bölgeleri dışındaki her metrekarede en az 10 adet özel deprem çirozu kullanılmalıdır. Kullanılan donatıların çapı en az yatay donatıların çapı kadar olmalıdır.

DBYBHY'ye göre perde uç bölgelerinin her birinde düşey donatı toplam alanının perde brüt enkesit alanına oranı 0,001, kritik yükseklik boyunca 0.002'den az olmayacaktır. Perde uç bölgelerinin her birinde düşey donatı miktarları 4Ø14'ten az olmamalıdır. Perde uç bölgelerindeki düşey donatılar, aşağıdaki kurallara uyularak kolonlarda olduğu gibi etriye veya çirozlardan oluşan enine donatılar ile sarılmalıdır.

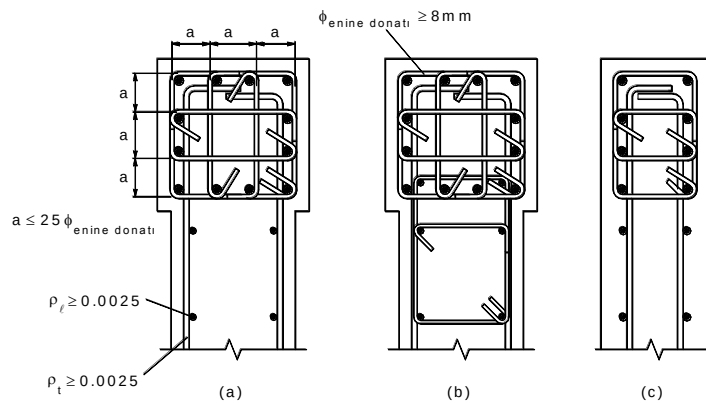
- Uç bölgelerinde kullanılacak enine donatının çapı 8 mm'den az olmamalıdır. Etriye veya çirozların arasındaki yatay uzaklık, etriye çapının 25 katından fazla olmamalıdır.
- Düşey doğrultuda etriye veya çiroz aralığı perde kalınlığının yarısından ve 100 mm'den daha fazla, 50 mm'den daha az seçilmemelidir. Bu donatılar temelin içinde de perde kalınlığının en az iki katı kadar bir yükseklik boyunca devam ettirilmelidir.
- Kritik perde yüksekliği dışında uç bölgelerinde düşey doğrultuda etriye ve çiroz aralığı, perde kalınlığından ve 200 mm'den az seçilmemelidir.

Yukarıda açıklanan perde elemanlarında kritik perde yüksekliği boyunca veya kritik perde yüksekliği dışında donatı miktarı ve aralıkları ile ilgili özet tablo Çizelge 5.16'da verilmiştir.

Çizelge 5.16 : DBYBHY'ye göre perde elemanlarında sınır koşullar

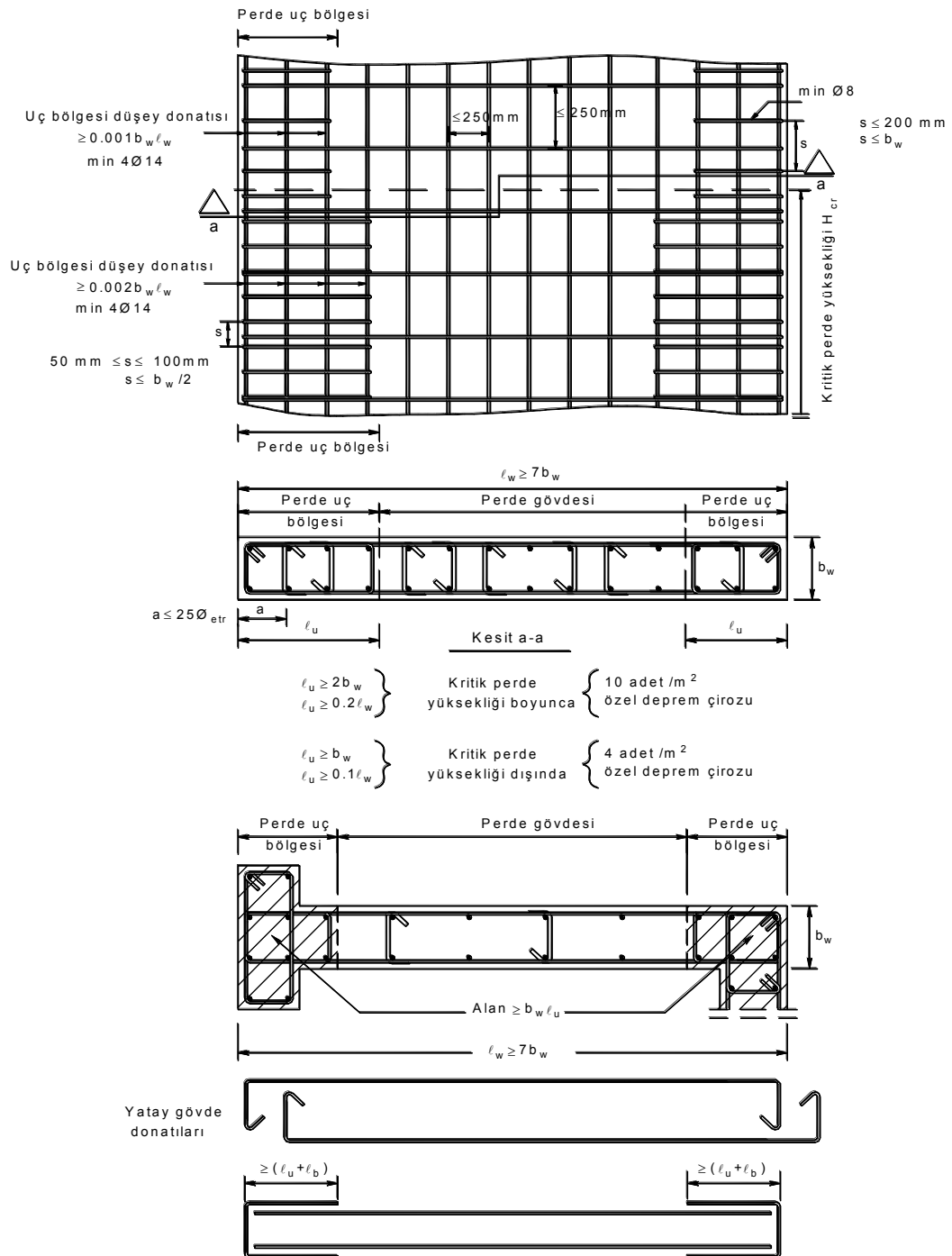
$H_W/L_W > 2.0$ olan perdeler	l_u	Uç bölgesi düşey donatı miktarı	Uç bölgesi enine donatı aralığı
Kritik perde yüksekliği boyunca	$l_u \geq 2b_w$ $l_u \geq 0.2l_w$	$0.002b_wl_w$	$50\text{mm} \leq s \leq 100\text{mm}$ $s \leq b_w/2$
Kritik perde yüksekliğinin dışında	$l_u \geq 1b_w$ $l_u \geq 0.1l_w$	$0.001b_wl_w$	$s \leq 200\text{mm}$ $s \leq b_w$

Perde uç bölgesi donatı düzenli şekil 5.9'da gösterimiştir.



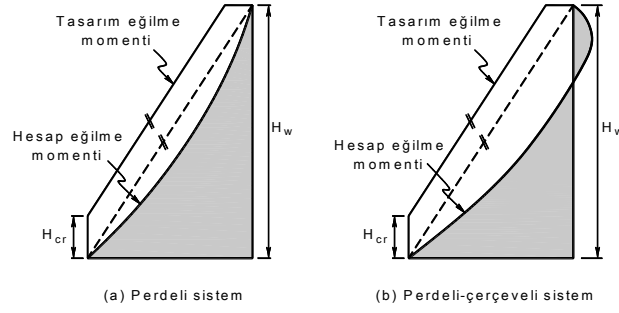
Şekil 5.9 : Perde uç bölgesi donatı düzeni [15].

Perdeler için genel donatı düzeni DBYBHY'ye göre Şekil 5.10'da gösterilmiştir.



Şekil 5.10 : DBYBHY'ye göre perde donatı düzeni[15].

Şekil 5.11’de gösterildiği üzere $H_w/L_w > 2.0$ koşulunu sağlayan perde elemanlarda tasarıma esas eğilme momentleri, kritik yükseklik boyunca perde tabanında deprem yüklemesinde hesaplanan eğilme momenti sabit bir şekilde devam ettirilmelidir. Kritik perde yüksekliğinden sonra perde tabanında ve tepesinde hesaplanan momentleri birleştiren doğruya paralel olan doğrusal moment uygulanmalıdır.



Şekil 5.11 : Perde eğilme tasarım momentlerinin bulunması [15].

$H_w/L_w > 2.0$ koşulunu sağlayan perdelerde, gözönüne alınan herhangi bir kesitte enine donatı hesabında kullanılacak tasarım kesme kuvveti V_e , denklem (5.26)'daki gibi hesaplanır.

$$V_e \leq \beta_v \frac{(M_p)_t}{(M_d)_t} V_d \quad (5.26)$$

Burada dinamik arttırma katsayısı $\beta_v=1,5$ alınır. Deprem yükünün tamamının perdeler ile taşındığı binalarda $\beta_v=1,0$ alınır. Daha kesin hesap yapılmadığı durumda perdenin tabanındaki pekleşmeli momenti kapasitesi;

$$(M_p)_t \cong 1.40(M_r)_t \quad (5.27)$$

Perdelerin kesme dayanımı denklemi V_r , denklem (5.28)'e göre hesaplanır.

$$V_r = A_{ch}(0,65f_{ctd} + \rho_{sh}f_{ywd}) \quad (5.28)$$

V_e kesme tasarım kuvveti denklem (5.29)'da verilen koşulları sağlamalıdır.

$$V_e \leq V_r \text{ ve } V_e \leq 0.22A_{ch}f_{cd} \quad (5.29)$$

5.1.2.2 Kiriş kesitlerinin tasarımı

Süneklik düzeyi yüksek kirişlerin betonarme tasarımında enkesit koşulları, boyuna donatı oranları, boyuna donatıların düzenlenmesi, enine donatı koşulları ve kesme güvenliği hesabı DBYBHY Bölüm 3.4 ve gerekli olduğu durumlarda TS 500 ilkeleri göz önüne alınmıştır. Zemin kat B-B aksı kirişlerinden K109 kirişinin hesabı yapılacaktır.

K109 kirişinin kesit özellikleri;

$$b_w=300\text{mm}$$

$$b_k=400\text{mm}$$

$$h=600\text{mm}$$

$$d=570\text{mm}$$

$$d'=30\text{mm}$$

$$l_{\text{a\cıklık}}=5,6\text{m}$$

$$t_{\text{döşeme}}=150\text{mm}$$

bir yapısal elemanın kiriş olarak tasarlanabilmesi için, elemanın eksenel kuvvetinde denklem (5.30) ile gösterilen sınırları aşmaması gerekir.

$$N_d \leq 0.1A_c f_{ck} \quad (5.30)$$

$$A_c=300 \times 600=180000 \text{ mm}^2$$

$N_d=0\text{kN} < 0.1 \times 180000 \times 25=450\text{kN}$ olduğu için yapısal eleman kiriş olarak tasarlanacaktır.

Kiriş enkesit özellikleri

- $b_w=300\text{mm} > 250\text{mm}$ olduğu için kiriş gövde genişliği şartı sağlanmıştır.
- Gövde genişliği, kiriş yüksekliği ile kirişin birleştiği kolonun kirişe dik genişliğinin toplamını geçmemelidir. $b_w=300\text{mm} < 600+400=1000\text{mm}$.
- Kiriş yüksekliği h , döşeme kalınlığı $t_{\text{döşeme}}$ 'nin 3 katından ve 300mm 'den daha az, kiriş gövde genişliği b_w 'nin 3.5 katından fazla olmamalıdır. $h=600\text{mm} > (3 \times 150\text{mm}, 300\text{mm})$ ve $h=600\text{mm} < 3 \times 300\text{mm}=900\text{mm}$ olduğu için bu koşul sağlanmıştır.
- Son olarak kiriş yüksekliği serbest açıklığın $1/4$ 'ünden fazla olmamalıdır. $h=600\text{mm} < 5600/4=1400\text{mm}$.

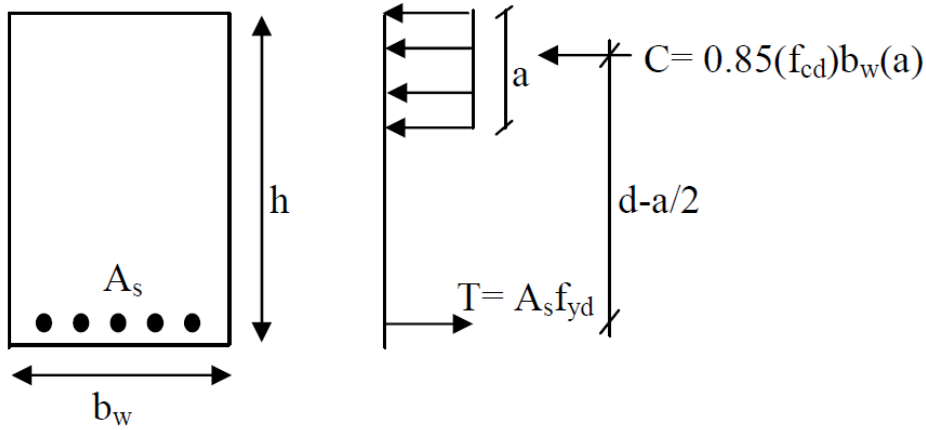
Açıklıkta kiriş betonarme hesabı

Analizler sonucunda K109 kirişinde açıklıkta elde edilen tasarım momenti ve donatı bilgileri Çizelge 5.17'de gösterilmiştir.

Çizelge 5.17 : ETABS 2013 kiriş tasarımı açıklık ortasında kesit bilgileri

	Tasarım -Momenti kN-m	Tasarım +Momenti kN-m	-Eğilme donatısı mm ²	+ Eğilme donatısı mm ²	Minimum Donatı mm ²	Gerekli donatı mm ²
Üst taraf (+2 Axis)	0		0	0	0	0
Alt taraf (-2 Axis)		54,2945	0	266	437	437

Açıklık ortasında örnek bir kiriş tasarımı Şekil 5.12’de özetlenmiştir.



Şekil 5.12 : Kiriş kesitlerinin açıklık ortası tasarımı[16]

Kiriş açıklığında elde edilen hesap momenti, $M_d=54.29\text{kNm}$, $b_w=300\text{mm}$, $h=600\text{mm}$.

Açıklık ortasında kullanılan hesaplar denklemlerle gösterilmiştir.

$$M_d = C \left(d - \frac{a}{2} \right) \rightarrow M_d = 0,85F_{cd}b_w a \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (5.31)$$

$$T = C \rightarrow 0,85F_{cd}b_w a = A_s f_{yd} \quad (5.32)$$

$$A_s = \frac{0,85F_{cd}b_w a}{f_{yd}} \quad (5.33)$$

$$M_d = 54.29 \text{ kNm}, \quad 54.29 = 0,85 \times \frac{25000}{1,5} \times 0,3 \times a \times \left(0,57 - \frac{a}{2} \right) \rightarrow a = 2.3 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{\frac{0,85 \times 25000}{1,5} \times 0,3 \times 0,023}{420000/1,15} = 266 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{\min} = 0,8 \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} = 0,8 \frac{1,15}{365} = 0,00252 \rightarrow A_{s,\min} = 0,00252 \times 300 \times 570 \cong 437 \text{ mm}^2$$

(DBYBHY Bölüm 3.4.2.1)

Seçilen donatı: $3\phi 16$ $A_s=603\text{mm}^2$

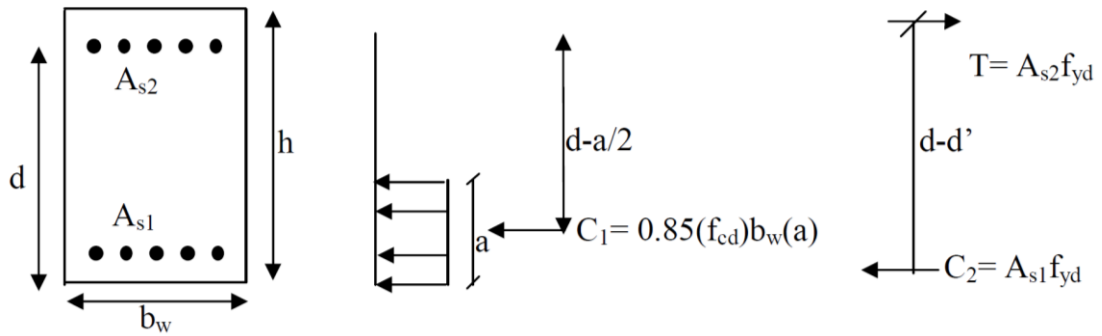
Mesnette kiriş betonarme hesabı

Analizler sonucunda K109 kirişinde mesnet bölgesinde en elverişsiz tasarım momenti ve donatı bilgileri Çizelge 5.18’de gösterilmiştir.

Çizelge 5.18 : ETABS 2013 kiriş tasarımı mesnet bölgesi kesit bilgileri

	Tasarım -Momenti kN-m	Tasarım +Momenti kN-m	-Eğilme donatısı mm ²	+ Eğilme donatısı mm ²	Minimum Donatı mm ²	Gerekli donatı mm ²
Üst taraf (+2 Axis)	-135,0734		684	0	437	684
Alt taraf (-2 Axis)		67,5367	0	333	437	437

Örnek bir mesnet bölgesi kiriş tasarımı Şekil 5.13’te özetlenmiştir.



Şekil 5.13 : Kiriş kesitlerinin mesnet bölgesi tasarımı [16]

Önceki bölümde hesaplanan açıklık donatısı mesnet bölgesine uzatılmıştır. Bu donatının basınca çalıştığı durum için üst mesnet donatısı hesaplanacaktır.

$$A_{s1}=6.03 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\phi 16 \text{ (a açıklık bölgesi donatısı)}$$

$$M_d=135.07 \text{ kNm}, M_d = 0,85F_{cd}b_w a \left(d - \frac{a}{2}\right) + A_{s1}f_{yd}(d - d')$$

$$135,07 = 0,85 \times \frac{25000}{1,5} \times 0,3 \times a \times \left(0,57 - \frac{a}{2}\right) + 6,03 \times 10^{-4} \times 365000 \times (0,57 - 0,03) \rightarrow a=0,7 \text{ cm}$$

$$T=C_1+C_2$$

$$A_{s2}f_{yd}=0.85f_{cd}b_w a+A_{s1}f_{yd}$$

$$A_{s2} \times 365000 = 0.85 \times 25000 \times 0.3 \times 0.007 + 6.03 \times 10^{-4} \times 365000 \rightarrow A_{s2}=684 \text{ mm}^2$$

$$\text{Seçilen donatı: } 3\phi 14(\text{montaj}) + 1\phi 18(\text{ek}) A_{s\text{mevcut}}=715.9 \text{ mm}^2$$

Kiriş kesme güvenliği kontrolü

Yukarıda eğilme hesabı yapılan K109 kirişinin sarılma bölgesinde kesme hesabı yapılacaktır. Hesap kesme kuvveti V_e , denklem (5.34)'te gösterildiği gibi düşey yüklerden gelen kesme kuvveti V_{dy} ile deprem durumunda kiriş uçlarında pekleşmeli moment kapasiteleri ile uyumlu olan kesme kuvvetinin toplanması ile elde edilir.

$$V_e = V_{dy} \mp \frac{M_{pi} + M_{pj}}{l_n} \quad (5.34)$$

EYN deprem etkisi altında;

$$V_{dy}=79,96 \text{ kN}$$

$$M_{ri}=603 \times 365 \times (0,57-0,03) \times 10^{-3} = 118,85 \text{ kNm}$$

$$M_{rj}=716 \times 365 \times (0,57-0,03) \times 10^{-3} = -141,12 \text{ kNm}$$

$$M_{pi}=166,39 \text{ kNm}$$

$$M_{pj}=-197,6 \text{ kNm}$$

$$V_e = 79.96 + \frac{166,39+197,6}{5,60} = 144,95 \text{ kN tasarımı esas alınan kesme kuvveti.}$$

Yönetmelik 3.4.5.3'e göre kiriş sarılma bölgesinde enine donatı hesabında sadece deprem kuvvetlerinden oluşan kesme kuvvetinin depremli durumdaki toplam kesme kuvvetinin yarısından küçük olması nedeni ile hesaba betonun katkısı alınacaktır.

$V_E=29,91\text{kN} < V_{G+Q+E}/2=82,82/2=41,41 \text{ kN}$ V_c betonun kesme kuvvetine katkısı dikkate alınacaktır.

Betonun kesme kuvvetine olan etkisi V_c , denklem (5.35)'te belirtildiği şekilde hesaplanır.

$$V_{cr} = 0,65f_{ctd}A_c \quad V_c = 0,8V_{cr} \quad (5.35)$$

Denklem (5.35)'te belirtilen f_{ctd} beton malzemesinin tasarım çekme dayanımını, A_c kiriş enkesit alanını göstermektedir.

$$V_{cr} = 0,65 \times 1,15 \times (600 \times 300) = 134,550 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,8 \times 134,550 = 107,64 \text{ kN}$$

Ø10/100 donatı seçilirse;

$$A_{sw}=2\pi \times 10^2/4 =157 \text{ mm}^2$$

$$V_w = \frac{157}{100} \times 365 \times 570 = 326,63 \text{ kN}$$

$$V_r= V_c+ V_w=326.63+107,64=434.27 \text{ kN} > V_e=144,95 \text{ kN}$$

$$V_e < 0,22f_{cd}b_wd=0,22 \times 0,3 \times 0,57 \times 25000/1,5=627 \text{ kN}$$

Seçilen enine donatı denklem (5.36)'da verilen minimum koşulları sağlamalıdır.

$$\frac{nA_0}{s} \geq 0,3 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} b_w \quad (5.36)$$

$2 \times 79/100=1.58 \text{ mm}^2/\text{mm} \geq 0,3 \times 1,15/365 \times 300=0,28 \text{ mm}^2/\text{mm}$, minimum donatı koşulları sağlanmıştır.

Kirişin kesme güvenliği sağlanmıştır. Orta bölgelerde etriye aralığı 200 mm seçilmiştir.

Zemin kat B-B aksına ait diğer kiriş elemanı K110'a ait ETABS 2013 tasarım verileri açıklık ve mesnet bölgeleri için Çizelge 5.19 ve Çizelge 5.20'de gösterilmiştir.

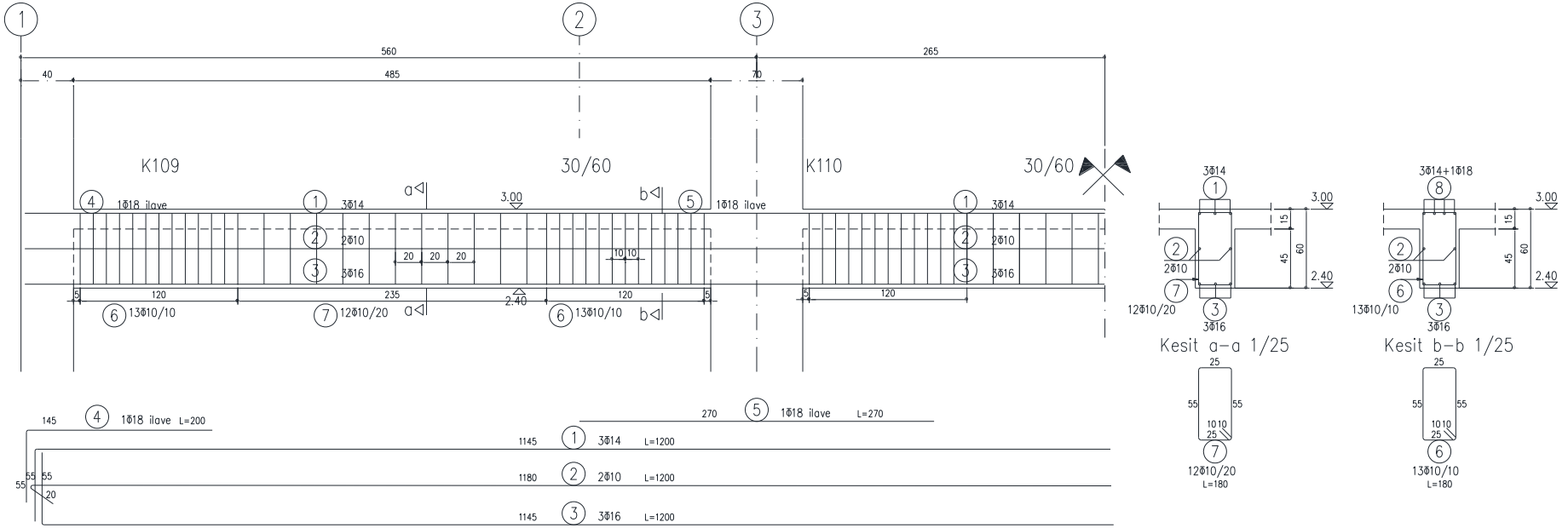
Çizelge 5.19 : ETABS 2013 kiriş tasarımı açıklık ortasında kesit bilgileri

	Tasarım -Momenti kN-m	Tasarım +Momenti kN-m	-Eğilme donatısı mm ²	+ Eğilme donatısı mm ²	Minimum Donatı mm ²	Gerekli donatı mm ²
Üst taraf (+2 Axis)	0		0	0	0	0
Alt taraf (-2 Axis)		43,9411	0	215	437	437

Çizelge 5.20 : ETABS 2013 kiriş tasarımı mesnet bölgesi kesit bilgileri

	Tasarım -Momenti kN-m	Tasarım +Momenti kN-m	-Eğilme donatısı mm ²	+ Eğilme donatısı mm ²	Minimum Donatı mm ²	Gerekli donatı mm ²
Üst taraf (+2 Axis)	-122,3384		616	0	437	616
Alt taraf (-2 Axis)		61,1692	0	301	437	437

B-B aksına ait kirişlerin donatı detayları Şekil 5.14'te gösterilmiştir.



Şekil 5.14 : B-B aksı kirişleri donatı detayları

5.1.2.3 Kolon kesitlerinin tasarımı

Süneklik düzeyi yüksek kolonların betonarme tasarımı kapsamında enkesit koşulları, boyuna donatı oranları, boyuna donatının düzenlenmesi, enine donatı koşulları, kolonların kirişlerden güçlü olması hesapları için Bölüm 3.3'te verilen kurallar esas alınmıştır. Gerekli görüldüğü durumlarda TS-500 ilkeleride göz önünde bulundurulmuştur. Yapıda B-B aksında bulunan S04 kolonunun tasarımı yapılacaktır.

Kolon eğilme tasarımı

ETABS 2013 programı yardımı ile yönetmeliğin gerektirdiği kombinasyonlar çalıştırılarak en elverişsiz yüklemeler bulunmuştur. Öncelikle yönetmelik 3.3.1.2'de belirtilen koşul kontrol edilmiştir. S04 kolonuna ait kesit tasarım bilgileri Çizelge 5.21'de gösterilmiştir.

Çizelge 5.21 : ETABS 2013 S04 kolonu kesit bilgileri

Tasarım N_d kN	Tasarım M_{d2} kN-m	Tasarım M_{d3} kN-m	Minimum M2 kN-m	Minimum M3 kN-m	Donatı Alanı mm ²	Doantı yüzdesi %
2974,9939	3,4126	107,0998	107,0998	107,0998	4900	1

$$N_{dm}=2975 \text{ kN}, A_c=b_w d=700 \times 700=490000 \text{ mm}^2$$

$\frac{N_{dm}}{A_c F_{ck}} = \frac{2975}{700 \times 700 \times 25} = 0,242 \leq 0,50$ yönetmelik 3.3.1.2 koşulu sağlanmıştır. Gerekli boyuna donatı hesabında çeşitli yük kombinasyonları için programda minimum donatı oranı verilerek moment-normal kuvvet etkileşim diyagramları çizilerek mevcut normal kuvvet ve moment değerlerinin bu etkileşim diyagramları içinde kaldığı ispat edilerek seçilen donatıların doğruluğu kontrol edilmiştir.

$A_{smin} = 0,01 \times 700 \times 700 = 4900 \text{ mm}^2 = 49 \text{ cm}^2$ seçilen donatı 16Ø20(50,25cm²). Aşağıda Çizelge 5.22'de ETABS 2013 programı ile elde edilen etkileşim diyagramına ait normal kuvvet moment değerleri gösterilmiştir.

Çizelge 5.22 : ETABS 2013 S04 kolonu moment normal kuvvet etkileşimi

P kN	M2 kNm	M3 kNm
7350	0	0
7350	0	499,3257
7350	0	797,0142
7350	0	1016,6549
6514,2315	0	1169,7598
4925,3759	0	1264,8024
3622,097	0	1223,6244
2342,8512	0	1095,9718
1057,1621	0	876,7078
-342,2322	0	531,6507
-2058	0	0

Kolon sargı donatısının hesabı

S04 kolonunda $\frac{N_{dm}}{A_c F_{ck}} = \frac{2975}{700 \times 700 \times 25} = 0,242 \geq 0,20$ olduğundan, gerekli enine donatı miktarı yönetmelik 3.3.4.1'e göre belirlenecektir. Enine donatı aralığı 100 mm seçilirse minimum enine donatı alanı denklem (5.37)'de belirtildiği gibi seçilecektir.

$$A_{sh} \geq 0,30 s b_k [(A_c/A_{ck}) - 1](f_{ck}/f_{ywk}) \quad (5.37)$$
$$A_{sh} \geq 0,075 s b_k (f_{ck}/f_{ywk})$$

Denklemlerde ifade edilen b_k kolonun çekirdek boyunu, A_{ck} ise kolonun çekirdek alanını göstermektedir.

$$A_{sh} \geq 0,30 \times 100 \times 600 [(4900/3600) - 1](25/420) = 386 \text{ mm}^2$$

$A_{sh} \geq 0,075 \times 100 \times 600 \times (25/420) = 267,8 \text{ mm}^2$ seçilen donatı $\phi 10$ dikdörtgen dış sargı ve her iki doğrultuda iki adet $\phi 10$ çiroz kullanılmıştır.

$$A_{shx} = A_{shy} = 4 \times 79 = 316 \text{ mm}^2, \text{ Kolon sarılma bölgesi } 700 \text{ mm seçilmiştir.}$$

Kolon kesme güvenliğinin kontrolü

Yönetmelik 3.3.7.6'ya göre kolon sarılma bölgesi için hesap kontrolleri yapılırken, iki koşulun incelenmesi istenir;

- Sadece deprem yüklerinden oluşan kesme kuvvetinin depremlili durumdaki toplam kesme kuvvetinin yarısından büyük olması,
- $\frac{N_{dm}}{A_c F_{ck}}$ ifadesinin 0,05 değerinden küçük yada eşit olması halinde betonun kesme kuvvetine etkisi $V_c=0$ alınır. Aksi halde hesaplarda dikkate alınır.

$V_{EYN}=17,75$ kN, $V_{G+Q+EYN}=129,5$ kN ve $\frac{N_{dm}}{A_c F_{ck}}=0,242>0,05$ olduğundan dolayı V_c hesaplarda dikkate alınacaktır.

Betonun kesme kuvvetine katkısı;

$$V_{cr} = 0,65 \times 1,15 \times (700 \times 700) = 366,275 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,8 \times 366,275 = 293,02 \text{ kN}$$

Enine donatının kesme kuvvetine katkısı [16];

$$\rho_{shx} = \frac{A_{shx}}{s_{b_k}} = \frac{316}{100 \times 600} = 5,36 \times 10^{-3}$$

$$\rho_{shy} = \frac{A_{shy}}{s_{b_k}} = \frac{316}{100 \times 600} = 5,36 \times 10^{-3}$$

$$V_{wx} = V_{wy} = \rho_{sh} A_c f_{yd} = 5,36 \times 10^{-3} \times 490000 \times 365 \times 10^{-3} = 958,6 \text{ kN}$$

$$V_r = V_w + V_c = 958,6 + 293,02 = 1251,656 \text{ kN}$$

Kolonların kesme kuvveti hesabı

Kolonların enine donatı hesabında esas alınacak olan V_e kesme kuvveti hesabında, kolonun üst ucundaki moment $M_{\bar{u}}$, kolonun üst düğüm noktasına bağlanan kirişlerin pekleşmeli taşıma gücü momentlerinin toplamının analizlerden elde edilen kolon momentleri oranında dağılımı ile belirlenmiştir. Kolonun alt ucundaki M_a momenti ise pekleşmeli moment kapasitesi olarak hesaplanmıştır.

Y doğrultulu deprem kombinasyonu sonucunda;

$$M_{ri}=118,85 \text{ kNm}$$

$$M_{rj}=-141,12 \text{ kNm}$$

$$M_{pi}=166,39 \text{ kNm}$$

$$M_{pj}=-197,6 \text{ kNm}$$

Kolon momentleri;

aks üzerindeki simetriği olan diğer S104 kolonundan veriler alınmıştır.

$$M_{\bar{u} \text{ düğüm}}=14,69 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{alt düğüm}}=12,77 \text{ kNm}$$

$$\sum M_p = M_{pi} + M_{pj} = 166,39 + 197,6 = 363,99 \text{ kNm}$$

$$M_{\bar{u}} = \sum M_p \frac{12,77}{12,77+14,69} = 163,70 \text{ kNm}$$

$M_a = 1,4M_{ra} = 1,4 \times 1100 = 1540 \text{ kNm}$, M_{ra} etkileşim diyagramından elde edilmiştir.

$$V_e = (M_a + M_{\bar{u}}) / l_n = (163,70 + 1540) / 2,4 = 709,8 \text{ kN}$$

V_e 'nin deprem ve düşey yükler etkisinde oluşan kesme kuvveti V_d 'den büyük olduğu kontrol edilir.

$$V_e = 709,8 \text{ kN} > V_{G+Q+E} = 46,77 \text{ kN}$$

Ayrıca yönetmelikte denklem (3.7)'ye göre aşağıda kontroller yapılmıştır.

$$V_e < V_r \rightarrow 709,8 \text{ kN} < 1251,656 \text{ kN}$$

$$V_e = 709,8 \text{ kN} < 0,22 \times (0,70 \times 0,70) 25000 / 1,5 = 1796 \text{ kN}$$

Kolonların kirişlerden güçlü olma kontrolleri

Yukarıda eğilme hesabı gösterilen S04 kolonunun üst düğüm noktasında kolonların kirişlerden güçlü olma durumu Y doğrultusunda etkitilen deprem sonucunda oluşan tesirler için hesaplanmıştır.

$$M_{ri} = 118,85 \text{ kNm}$$

$$M_{rj} = -141,12 \text{ kNm}$$

$$M_{r\bar{u}} = 1100 \text{ kNm}$$

$$M_{ra} = 1100 \text{ kNm}$$

Y deprem yönü için S04 kolonun bağlı olduğu düğüm noktasında kolonların kirişlerden güçlü olduğu gösterilmiştir.

$$\frac{M_{ra} + M_{r\bar{u}}}{M_{ri} + M_{rj}} = \frac{1100 + 1100}{118,85 + 141,12} = 8,46 \geq 1,2 \text{ olduğundan kolonların kirişlerden güçlü olma}$$

kontrolü sağlanmıştır. Benzer şekilde S02 kolonuna ait kesit tasarım bilgileri Çizelge 5.23'te gösterilmiştir.

Çizelge 5.23 : ETABS 2013 S02 kolonu kesit bilgileri

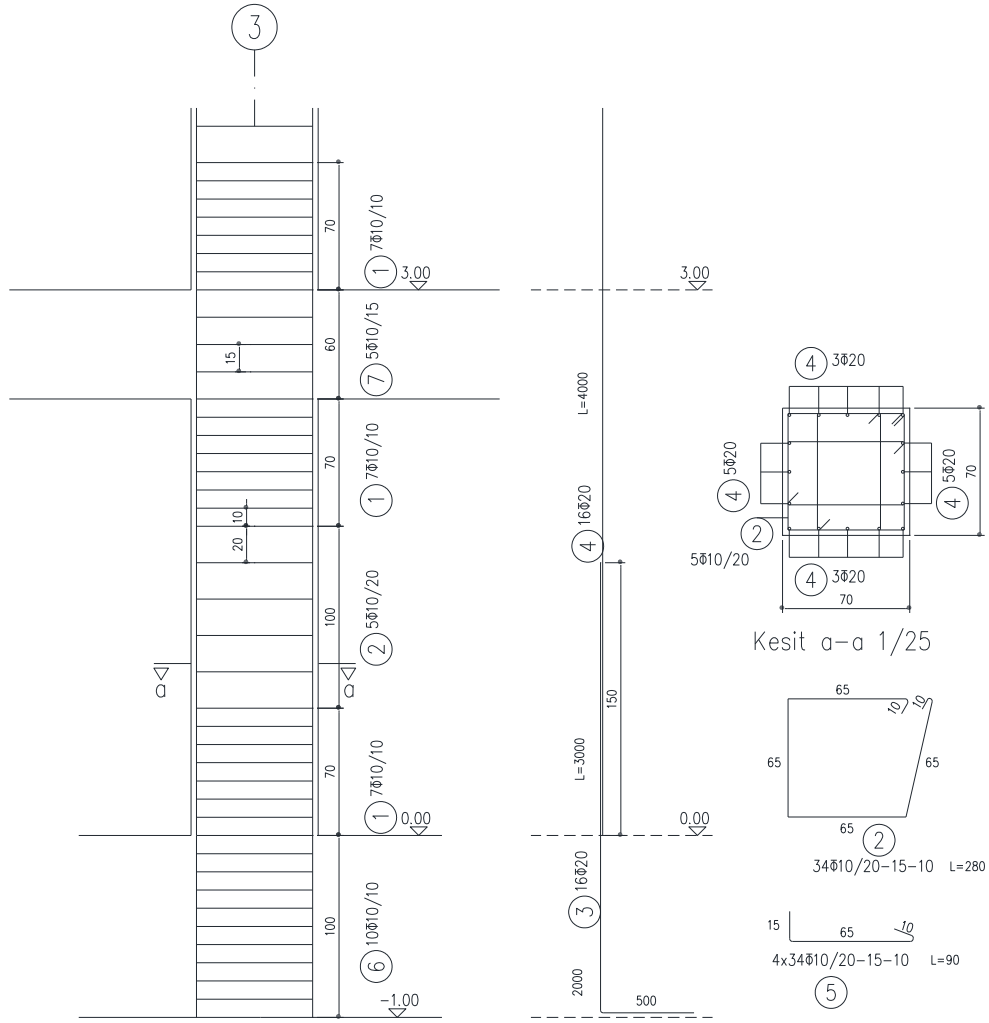
Tasarım N_d kN	Tasarım M_{d2} kN-m	Tasarım M_{d3} kN-m	Minimum M2 kN-m	Minimum M3 kN-m	Donatı Alanı mm ²	Doantı yüzdesi %
2020,1308	37,3116	-78,7851	54,5435	78,7851	3200	1

$A_{min} = 0,01 \times 400 \times 800 = 3200 \text{ mm}^2 = 32 \text{ cm}^2$ seçilen donatı 12Ø20(37,68cm²). Aşağıda Çizelge 5.24'te S02 kolonuna ait ETABS 2013 programı ile elde edilen etkileşim diyagramına ait normal kuvvet moment değerleri gösterilmiştir.

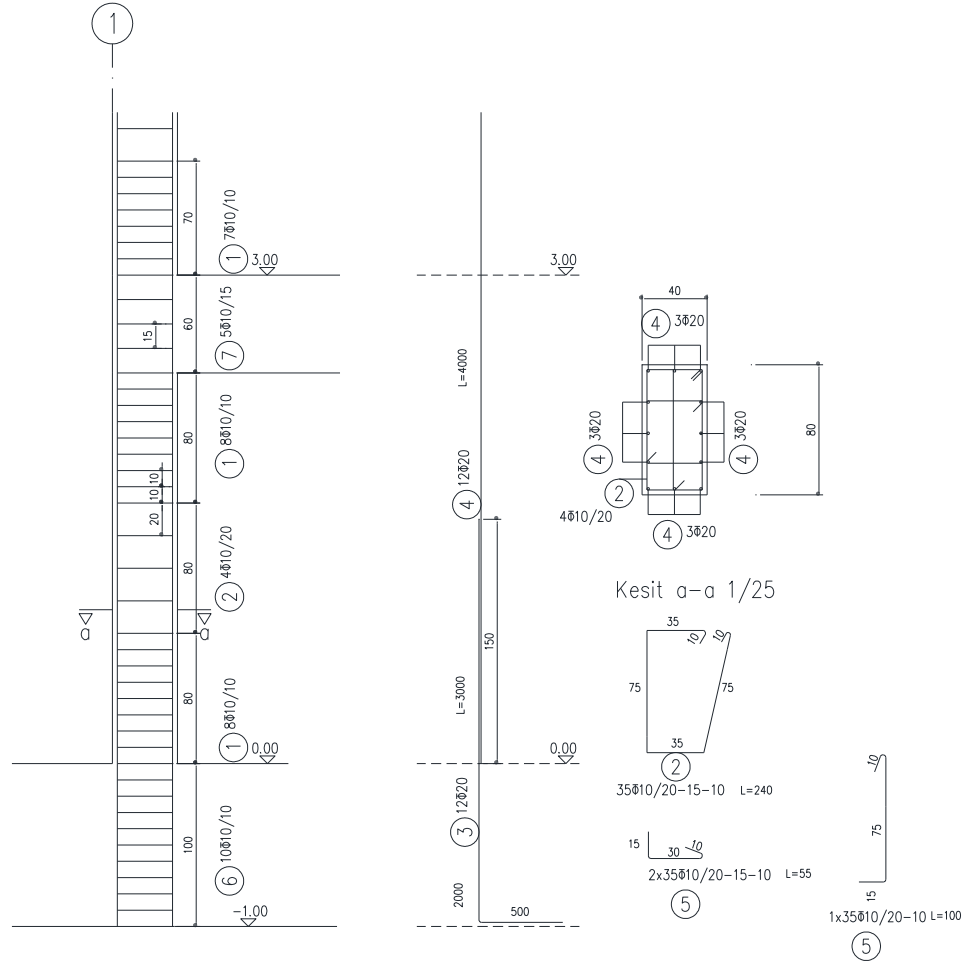
Çizelge 5.24 : ETABS 2013 S02 kolonu moment normal kuvvet etkileşimi

P kN	M2 kNm	M3 kNm
4800	0	0
4800	0	372,1531
4800	0	594,2089
4800	0	757,9789
4264,4801	0	873,996
3243,7162	0	947,623
2388,6162	0	918,8859
1552,9142	0	825,6332
718,9697	0	666,3644
-182,5303	0	414,4832
-1344	0	0

S04 ve S02 kolonlarına ait donatı detayları sırası ile Şekil 5.15 ve Şekil 5.16'da gösterilmiştir.



Şekil 5.15 : B-B aksı S04 kolonu donatı detayları



Şekil 5.16 : B-B aksı S02 kolonu donatı detayları

5.1.2.4 Perde kesitlerinin tasarımı

Süneklik düzeyi yüksek perdelerin betonarme tasarımı konusunda en kesit koşulları, boyuna donatı oranları, boyuna donatının düzenlenmesi, enine donatı koşulları ve kesme güvenliği hesapları için yönetmelik 3.6'da verilen koşullar esas kılınmıştır. Bu bölümde 4-4 aksı üzerinde bulunan P02 perdesinin tasarımı gösterilmiştir.

DBYBHY'ye göre $H_w/l_w > 2$ olan perdelerin planda her iki ucunda uç bölgelerin oluşturulması gerekmektedir.

$H_w=33m$, $l_w=3,40m \rightarrow H_w/l_w=9,70 > 2$ olduğu için uç bölgeleri tasarlanmalıdır. Kritik perde yüksekliği H_{cr} ,

$$l_w \leq H_{cr} \leq 2l_w$$

(5.38)

$$H_w/6 \leq H_{cr} \leq 2l_w$$

Koşullarını sağlayacak şekilde 6m seçilmiştir. Kritik perde yüksekliği boyunca perde uç bölgelerinin uzunluğu,

$$l_u \geq 2b_w = 400\text{mm}$$

(5.39)

$$l_u \geq 0,2l_w = 680\text{mm}$$

700mm seçilmiştir. Kritik perde yüksekliği üzerinde ise $l_u=350\text{mm}$ seçilmiştir. Yapılan analizler sonucunda perde uç bölgelerine 6Ø20, gövde bölgesine ise 2x10Ø14, kritik perde yüksekliğinin üzerinde ise perde uç bölgelerine 4Ø20, gövde bölgesine ise 2x12Ø14 donatıları kullanılacaktır.

Yönetmelik 3.6.3'e göre kritik perde yüksekliği boyunca perde gövde donatısı oranı $\rho=2 \times 10 \times 3,14 / (340 - 2 \times 70) / 20 = 0,0157 > 0,0025$ şartı sağlanmaktadır. Kritik perde yüksekliğinin üzerinde ise $\rho=2 \times 12 \times 3,14 / (340 - 2 \times 35) / 20 = 0,0139 > 0,0025$ şartı sağlanmaktadır.

Yönetmelik 3.6.5'e göre kritik perde yüksekliği boyunca perde uç bölgesi donatı oranı $\rho=6 \times 3,14 / 340 / 20 = 0,00277 > 0,002$ şartı sağlanmaktadır. Kritik perde yüksekliği üzerinde ise $\rho=4 \times 3,14 / 340 / 20 = 0,001847 > 0,001$ şartı sağlanmaktadır. Perde tasarım eğilme momentleri ve normal kuvvet bilgileri ETABS 2013 perde tasarımı ile elde edilmiştir.

Çizelge 5.25 : ETABS 2013 P02 perdesi tasarım bilgileri

Yeri	Eğilme kombinasyonu	N_d kN	M_{d2} kN-m	M_{d3} kN-m	V_{ed} kN
Üst	27	1520,5577	-2,9046	743,0774	520,3114
Alt	27	998,4203	9,4158	1111,9291	464,2075

Perde uç kesiti boyunca sargı donatısı aralığı 100 mm seçilirse, $N_d=1520,55 \text{ kN} < 0,2 \times 340 \times 20 \times 2,5 = 3400 \text{ kN}$ olduğu için;

$$A_{shy} > 2/3 \times 0,075 \times 100 \times 650 \times (25/420) = 193.3 \text{mm}^2$$

$$A_{shx} > 2/3 \times 0,075 \times 100 \times 150 \times (25/420) = 44.64 \text{mm}^2$$

Seçilen enine donatı: Ø12/10 dikdörtgen dış sargı etriye donatısı

$$A_{shy}=2 \times 113.04=226.1 \text{ mm}^2 > 193.3 \text{ mm}^2$$

$$A_{shx}=2 \times 113.04=226.1 \text{ mm}^2 > 44.64 \text{ mm}^2$$

Yönetmelik 3.6.7'ye göre P02 perdesinin kritik perde yüksekliği içinde kesme güvenliği hesapları gösterilmiştir. Yatay gövde donatısı olarak kritik perde yüksekliği içinde Ø12/20, kritik perde yüksekliğinin üzerinde ise Ø10/25 seçilmiştir. Ayrıca kritik perde yüksekliği boyunca perde gövdesinin her bir metrekaresinde 12 adet Ø10, kritik perde yüksekliğinin üzerinde ise 6 adet Ø10 özel deprem çirozu kullanılmıştır.

$$\rho_{sh} = \frac{A_{sh}}{s b_k} = \frac{(200/20) \times 1.13 \times 2}{20 \times 200} = 0,0056 > 0,0025 \text{ koşulu sağlanmıştır.}$$

Yönetmelik 3.6.7.1'e göre perde kesme dayanımı V_r denklem (5.40)'ta belirtildiği gibi hesaplanır.

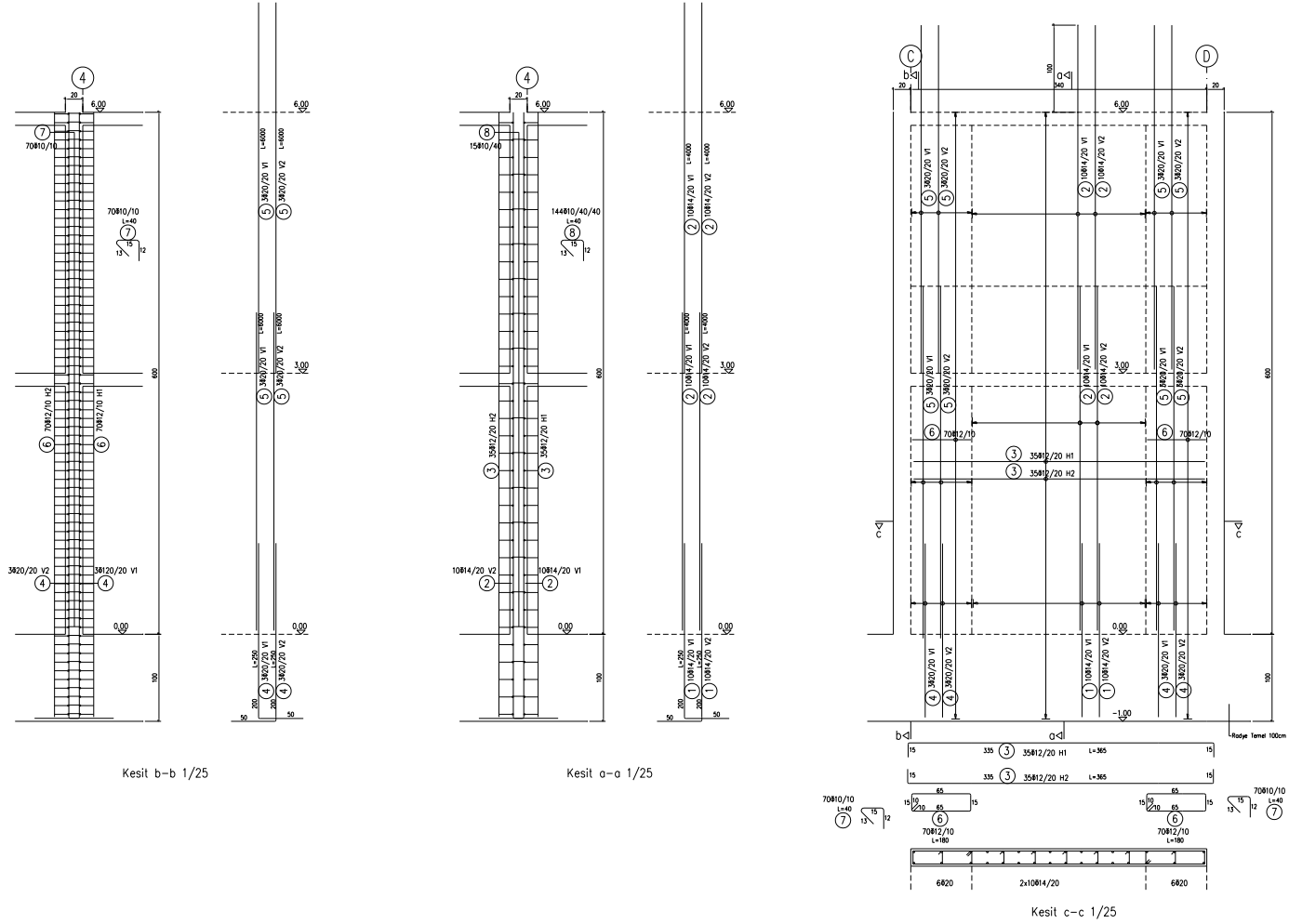
$$V_r = A_{ch}(0,65f_{ctd} + \rho_{sh}f_{ywd}) \quad (5.40)$$

$V_r=(0,2 \times 3,4) \times (0,65 \times 1150 + 0,0056 \times 365000)=1898 \text{ kN}$, yönetmelik 3.6.6.3'e göre enine donatı hesabında esas alınacak tasarım kesme kuvveti V_e ise,

$V_e = \beta_v \frac{(M_p)_t}{(M_d)_t} V_d = 1,5 \frac{1856}{1111,9} 520,3 = 1302,7 \text{ kN}$ olarak hesaplanmıştır. Yönetmelik Denklem (3.18) ile verilen koşulların kontrolü yapılmıştır.

$$V_e \leq V_r \rightarrow 1302,7 \text{ kN} < 1898 \text{ kN}$$

$V_e \leq 0,22 A_{ch} f_{cd} \rightarrow 0,22 \times 3,40 \times 0,2 \times 25000 / 1,5 = 2493 \text{ kN}$. P02 perdesine ait donatı çizimleri Şekil 5.17'de gösterilmiştir.



Şekil 5.17 : P02 perdesi donatı çizimleri

5.2 Eurocode Yönetmeliklerine Göre Hesap

5.2.1 Eurocode 8'e göre deprem hesabı

5.2.1.1 Eşdeğer deprem yükü hesap yöntemi

Binanın yüksekliği taban seviyesi zemin kat döşemesi olarak alındığında 33 m olup 40 m'den düşük olduğundan dolayı hesaplarda yapının periyodu yaklaşık formül ve modal analizler sonucu bulunan periyot değerlerine göre ayrı ayrı hesaplanmıştır. Yaklaşık yöntem ve modal analiz yöntemiyle bulunan değerler sırası ile Çizelge 5.26 ve 5.27'de gösterilmiştir.

Çizelge 5.26 : Yaklaşık yöntem kullanılarak eşdeğer deprem yükü yöntemi

Deprem Bölgesi	Yüksek sismisite bölgesi
Zemin Grubu	A $T_B=0,15s$, $T_c=0,40 s$
Bina Önem Katsayısı	$I=1$
Yapı Davranış Katsayısı	$q=5,85$
Yaklaşık Yöntemle Hesaplanan T_x	$T_1=C_t H^{3/4}=0,050 \times 33^{3/4}=0,688 s$
Yaklaşık Yöntemle Hesaplanan T_y	$T_1=C_t H^{3/4}=0,050 \times 33^{3/4}=0,688 s$
$S(T_x)$	$0,4 \times 9,81 \times 1,0 \times \frac{2,5}{5,85} \times \frac{0,4}{0,69} = 0,974$
$S(T_y)$	$0,4 \times 9,81 \times 1,0 \times \frac{2,5}{5,85} \times \frac{0,4}{0,69} = 0,974$
λ	$0,85 \rightarrow \text{katsayısı} > 2 \text{ ve } T_1 \leq 2T_c$
m	$5122,8 \text{ kNs}^2/\text{m}$
F_{bx}	$0,974 \times 0,85 \times 5122,8 = 4242 \text{ kN}$
F_{by}	$0,974 \times 0,85 \times 5122,8 = 4242 \text{ kN}$

Çizelge 5.27 : Modal analiz yöntemi kullanılarak eşdeğer deprem yükü yöntemi

Deprem Bölgesi	Yüksek sismisite bölgesi
Zemin Grubu	A $T_B=0,15s$, $T_c=0,40 s$
Bina Önem Katsayısı	$I=1$
Yapı Davranış Katsayısı	$q=5,85$
Yaklaşık Yöntemle Hesaplanan T_x	$1,069 s$
Yaklaşık Yöntemle Hesaplanan T_y	$1,013 s$
$S(T_x)$	$0,4 \times 9,81 \times 1,0 \times \frac{2,5}{5,85} \times \frac{0,4}{1,069} = 0,63$
$S(T_y)$	$0,4 \times 9,81 \times 1,0 \times \frac{2,5}{5,85} \times \frac{0,4}{1,013} = 0,66$
λ	$1,0 T_1 > 2T_c$
m	$5122,8 \text{ kNs}^2/\text{m}$
F_{bx}	$0,63 \times 1,0 \times 5122,8 = 3214,4 \text{ kN}$
F_{by}	$0,66 \times 1,0 \times 5122,8 = 3392,1 \text{ kN}$

Sırası ile yapının periyodu eşdeğer deprem yükü kullanılarak hesaplanan eşdeğer deprem yükünün katlara dağıtılması Çizelge 5.28 ve modal analiz sonuçları dikkate alınarak elde edilen eşdeğer deprem yükünün katlara dağıtılması Çizelge 5.29’da gösterilmiştir.

Çizelge 5.28 : Yaklaşık yöntemle eşdeğer deprem yükünün katlara dağıtılması

Kat	$h_i(m)$	$H_i(m)$	$W_i(kN)$	$W_i \times H_i$	$\frac{W_i \times H_i}{\sum W_i \times H_i}$	$F_{ix} (kN)$	$F_{iy} (kN)$
10	3	33	3652,8	120544,512	0,136	580,2	580,2
9	3	30	4558,1	136740,66	0,155	658,1	658,1
8	3	27	4558,1	123066,594	0,139	592,3	592,3
7	3	24	4558,1	109392,528	0,124	526,5	526,5
6	3	21	4558,1	95718,462	0,108	460,7	460,7
5	3	18	4662,1	83916,846	0,095	403,9	403,9
4	3	15	4662,1	69930,705	0,079	336,6	336,6
3	3	12	4662,1	55944,564	0,063	269,2	269,2
2	3	9	4794,5	43151,148	0,048	207,7	207,7
1	3	6	4794,5	28767,432	0,032	138,5	138,5
Z	3	3	4794,5	14383,716	0,016	69,2	69,2
Toplam			50254,8	881557,2	1	4242	4242

Çizelge 5.29 : Modal analizden alınan periyoda göre eşdeğer deprem yüklerinin katlara dağıtılması

Kat	$h_i(\text{m})$	$H_i(\text{m})$	$W_i(\text{kN})$	$W_i \times H_i$	$\frac{W_i \times H_i}{\sum W_i \times H_i}$	$F_{ix} (\text{kN})$	$F_{iy} (\text{kN})$
10	3	33	3652,8	120544,512	0,136	439,5	463,84
9	3	30	4558,1	136740,66	0,155	498,6	526,2
8	3	27	4558,1	123066,594	0,139	448,7	473,5
7	3	24	4558,1	109392,528	0,124	398,9	420,9
6	3	21	4558,1	95718,462	0,108	349,0	368,3
5	3	18	4662,1	83916,846	0,095	306,0	322,9
4	3	15	4662,1	69930,705	0,079	255,0	269,1
3	3	12	4662,1	55944,564	0,063	204,0	215,3
2	3	9	4794,5	43151,148	0,048	157,3	166,0
1	3	6	4794,5	28767,432	0,032	104,9	110,7
Z	3	3	4794,5	14383,716	0,016	52,4	55,3
Toplam			50254,8	881557,2	1	3214,4	3392,1

Tasarımı yapılan binada yönetmelikte gerekli olan kontroller yapılırken yaklaşık yöntem ile hesaplanan yapı periyotları daha küçük olup yapıda daha büyük eşdeğer deprem yüklerinin oluşmasına neden olduğundan dolayı güvenli tarafta kalmak amacı ile yaklaşık yöntemle hesaplanan yapı periyotları kullanılmış ve bu yöntemle elde edilen eşdeğer deprem yükleri katlara etkilmiştir.

5.2.1.2 Eurocode 'a (EN 1990.2002) göre tasarımda kullanılan yük birleşimleri

$$1,35G1+1,35G2+1,50Q$$

$$G1+G2+0,3Q\pm EXP\pm 0,3EYP$$

$$G1+G2+0,3Q\pm EXP\pm 0,3EYN$$

$$G1+G2+0,3Q\pm EXN\pm 0,3EYP$$

$$G1+G2+0,3Q\pm EXN\pm 0,3EYN$$

$$G1+G2+0,3Q\pm EYP\pm 0,3EXP$$

$$G1+G2+0,3Q\pm EYP\pm 0,3EXN$$

$$G1+G2+0,3Q\pm EYN\pm 0,3EXP$$

$$G1+G2+0,3Q\pm EYN\pm 0,3EXN$$

$$G1+G2\pm EYP\pm 0,3EXP$$

$$G1+G2\pm EYP\pm 0,3EXN$$

$$G1+G2\pm EYN\pm 0,3EXP$$

$$G1+G2\pm EYN\pm 0,3EXN$$

$$G1+G2\pm EXN\pm 0,3EYP$$

$$G1+G2\pm EXN\pm 0,3EYN$$

Gösterilen kombinasyonlarda G1 yapısal eleman ağırlıklarını, G2 ilave ölü yükleri, Q hareketli yükleri, EXP x doğrultusunda pozitif ek dışmerkezlilik hesaba katılarak hesaplanan deprem etkisini, EXN x doğrultusunda negatif ek dışmerkezlilik hesaba

katılarak hesaplanan deprem etkisini, EYP y doğrultusunda pozitif ek dışmerkezlilik hesaba katılarak hesaplanan deprem etkisini, EYN y doğrultusunda negatif ek dışmerkezlilik hesaba katılarak hesaplanan deprem etkisini belirtmektedir.

5.2.1.3 Taşıyıcı sistemin analizler ile çözümlenmesi

Yapının Eurocode yönetmeliklerine göre tanımlanan yük kombinasyonları için ETABS 2013 1.5 programı ile model kurularak eşdeğer deprem yükü hesabı ile bulunan deprem kuvvetleri ile pozitif ve negatif dışmerkezlilik etkileri altında analizleri yapılarak kesit tesirleri elde edilmiştir. Çıkan sonuçlara göre gerekli kontroller yapılmıştır.

5.2.1.4 Düzensizliklerin kontrolü

Planda düzensizlik durumu incelenirken, planda girinti yapan bölümlerin herbirinin alanı, toplam kapalı alanın %5'ini aşmaması beklenir, tasarımı yapılan binada planda girinti yapan bölüm olmadığından dolayı bu tür bir düzensizlik bulunmayıp Eurocode 8'e göre planda düzenli yapı sınıfına girer. Yapıda düşey doğrultuda herhangi bir şekilde kat çekilmesi olmadığından tasarımı yapılan bina düşey doğrultuda da düzenli bir yapıdır.

5.2.1.5 Etkin görelî kat ötelemelerinin kontrolü

Yapıda kullanılan yapısal olmayan duvar vb. elemanlar gevrek olması durumunda kullanılan etkin görelî kat ötelemesi koşulu denklem (5.41)'de gösterilmiştir.

$$d_r v \leq 0,005 h \quad (5.41)$$

Denklem (5.41)'de belirtilen d_r q ile arttırılmış etkin görelî kat ötelemesini, h kat yüksekliğini, v ise daha küçük dönüş periyotlu bir deprem tasarımı için azaltma katsayısını ifade eder ve bina önem katsayısına göre , bina önem sınıfı 1 ve 2 olan binalar için 0,5, bina önem sınıfı 3 ve 4 olan binalar için 0,4 değerini alır.

Etkin görelî kat ötelemelerinin kontrolü $\pm\%5$ ek dışmerkezlilik etkilerinin de göz önüne alınması ile hesaplanan eşdeğer deprem yükleri etkisi altında hesaplanmıştır. Sırası ile Çizelge 5.30 ve Çizelge 5.31'de etkin görelî kat ötelemesi kontrolleri gösterilmiştir.

Çizelge 5.30 : X doğrultusunda etkin görelî kat ötelemelerinin kontrolü

Kat	h(m)	d _{i-min} (mm)	d _{i-max} (mm)	d _{i-ort} (mm)	Δ_{i-ort}	d _r (m)	$v d_r/h$
10	3,0	35,2	49,6	42,4	3,2	0,01872	0,00312
9	3,0	32	46,4	39,2	3,55	0,02077	0,00346
8	3,0	28,7	42,6	35,65	3,9	0,02282	0,0038
7	3,0	25,3	38,2	31,75	4,2	0,02457	0,0041
6	3,0	21,9	33,2	27,55	4,5	0,02633	0,00438
5	3,0	18,3	27,8	23,05	4,25	0,02486	0,00414
4	3,0	14,8	22,8	18,8	4,4	0,02574	0,00429
3	3,0	11,3	17,5	14,4	4,25	0,02486	0,00414
2	3,0	8,0	12,3	10,15	3,85	0,02252	0,00375
1	3,0	5,0	7,6	6,3	3,6	0,02106	0,00351
Z	3,0	2,2	3,2	2,7	2,7	0,0158	0,00263

Çizelge 5.31 : Y doğrultusunda etkin görelî kat ötelemelerinin kontrolü

Kat	h(m)	d _{i-min} (mm)	d _{i-max} (mm)	d _{i-ort} (mm)	Δ_{i-ort}	d _r (m)	$v d_r/h$
10	3,0	35,5	48,4	41,95	3,75	0,02194	0,00365
9	3,0	32,1	44,3	38,2	3,9	0,02282	0,00380
8	3,0	28,6	40,0	34,3	4,05	0,02369	0,00394
7	3,0	25	35,5	30,25	4,15	0,02428	0,00404
6	3,0	21,5	30,7	26,1	4,3	0,02516	0,00419
5	3,0	18	25,6	21,8	4,15	0,02428	0,00404
4	3,0	14,5	20,8	17,65	4,15	0,02428	0,00404
3	3,0	11	16	13,5	3,95	0,02311	0,00385
2	3,0	7,8	11,3	9,55	3,6	0,02106	0,00351
1	3,0	4,9	7	5,95	3,25	0,01901	0,00316
Z	3,0	2,3	3,1	2,7	2,7	0,0158	0,00263

Çizelgelerde okunduğu üzere tüm katlarda eşdeğer deprem yükleri altında $d_r v \leq 0,005 h$ koşulunun sağlanmıştır. Etkin görelî kat ötelemeleri sınırları içinde kalınmıştır.

5.2.1.6 İkinci mertebe etkilerinin kontrolü

Eurocode 8’de ikinci mertebe etkilerinin tahkiki (5.42) denklemleri ile dikkate alınır.

$$\theta = \frac{P_{tot} d_r}{V_{tot} h} \leq 0,10 \quad (5.42)$$

Denklem (5.42)’de ifade edilen θ kat yerdeğiştirme hassaslığını ifade eden bir katsayı, P_{tot} deprem hesabı yapılan kat üzerindeki toplam yükü, d_r etkin görelî kat (q yapı davranış katsayısı ile artırılmış) yerdeğiştirmesini, V_{tot} depremden oluşan toplam taban kesme kuvvetini, h ise kat yüksekliğini ifade etmektedir. İkinci mertebe etkilerinin tahkiki, eşdeğer deprem yükleri altında, $\pm\%5$ ek dışmerkezlîk etkilerinin de hesaplara katılması ile yapılmıştır. X ve Y doğrultulu depremlerde yapılan kontrolleri sırası ile Çizelge 5.32 ve 5.33’te gösterilmiştir. Yapılan kontroller sonucunda $\theta_i \leq 0,10$ koşulu tüm katlarda sağlanmıştır.

Çizelge 5.32 : X doğrultulu deprem EXN için ikinci mertebe kontrolleri

Kat	$h_i(m)$	$d_r(mm)$	$P_j(kN)$	$\sum P_{tot}$	$V_{tot}(kN)$	θ_i
10	3,00	18,72	3652,8	3652,8	580,15	0,0392
9	3,00	20,76	4558,1	8210,9	1238,25	0,0459
8	3,00	22,81	4558,1	12769	1830,54	0,0530
7	3,00	24,57	4558,1	17327,1	2357,02	0,0602
6	3,00	26,33	4558,1	21885,2	2817,70	0,0681
5	3,00	24,86	4662,1	26547,3	3221,56	0,0682
4	3,00	25,74	4662,1	31209,4	3558,12	0,0752
3	3,00	24,86	4662,1	35871,5	3827,37	0,0776
2	3,00	22,52	4794,5	40666	4035,05	0,0756
1	3,00	21,06	4794,5	45460,5	4173,50	0,0764
Z	3,00	15,79	4794,5	50254	4242,73	0,0623

Çizelge 5.33 : Y doğrultulu deprem EYP için ikinci merteye kontrolleri

Kat	$h_i(m)$	$d_i(mm)$	$P_j(kN)$	$\sum P_{tot}$	$V_{tot}(kN)$	θ_i
10	3,00	21,94	3652,8	3652,8	580,15	0,0460
9	3,00	22,82	4558,1	8210,9	1238,25	0,0504
8	3,00	23,69	4558,1	12769	1830,54	0,0550
7	3,00	24,28	4558,1	17327,1	2357,02	0,0594
6	3,00	25,16	4558,1	21885,2	2817,70	0,0651
5	3,00	24,28	4662,1	26547,3	3221,56	0,0666
4	3,00	24,28	4662,1	31209,4	3558,12	0,0709
3	3,00	23,11	4662,1	35871,5	3827,37	0,0721
2	3,00	21,06	4794,5	40666	4035,05	0,0707
1	3,00	19,01	4794,5	45460,5	4173,50	0,069
Z	3,00	15,8	4794,5	50254	4242,73	0,0623

5.2.1.7 Mod birleştirme yöntemi hesapları

Mod birleştirme yönteminde, maksimum iç kuvvetler ve yer değiştirmeler, her bir serbest titreşim modunun deprem hareketine olan reaksiyonun elde edilip istatistiksel yöntemlerle birleştirilmesi ile bulunur. Tasarımı yapılan binada eşdeğer deprem yükü yönteminin kullanılabilmesi için gerekli koşullar sağlandığından eşdeğer deprem yükü yöntemi kullanılmıştır. Ancak karşılaştırma istenirse mod birleştirme yönteminde kullanılacak parametreler;

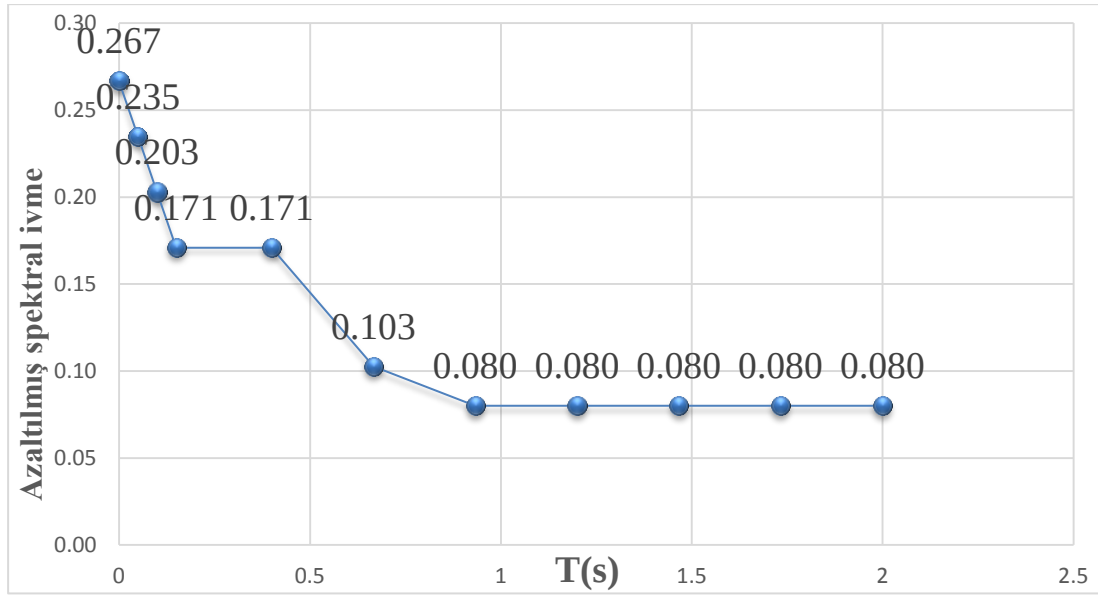
Deprem Bölgesi: Yüksek sismisite bölgesi

Yerel Zemin sınıfı: A $T_B=0,15$ s ve $T_C=0,40$ s

Bina Önem Katsayısı: konut projesi $I=1$

Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı: $q=4,5 \times 1,3=5,85$

Parametrelerinden faydalanarak ETABS 2013 programı yardımı ile davranış spektrum eğrisi oluşturulmuştur. Bu egride belli bir zaman aralığındaki azaltılmış ivme spektrumunu ifade eder.



Şekil 5.18 : Azaltılmış ivme spektrumu

10 normal kat ve 1 zemin kattan oluşan 11 katlı bir yapı için 11x3 (2 yerdeğiştirme 1 dönme serbestliği) =33 mod kullanılmıştır. Modların katılım oranı Çizelge 5.34’te görüldüğü gibi x doğrultusunda %99, y doğrultusunda %98’dir. Dolayısı ise kütle katılım oranı en az %90 olmalı koşulu sağlanmıştır.

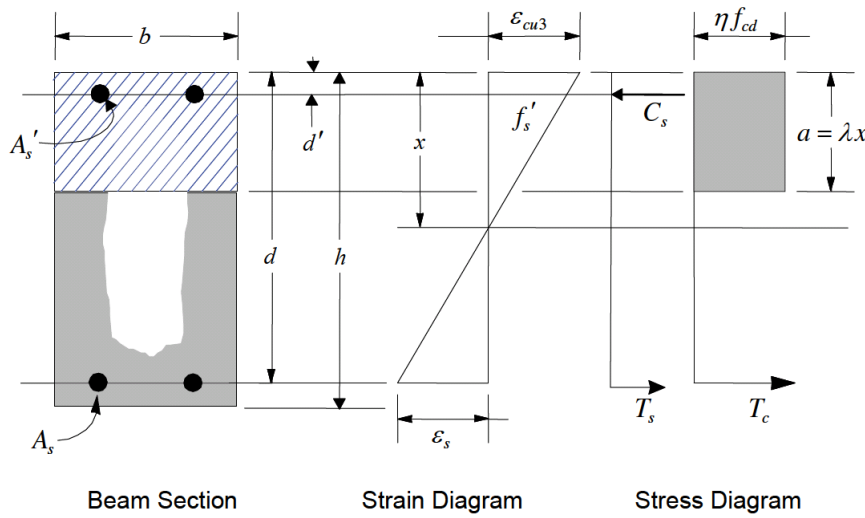
Çizelge 5.34 : Kütle katılım oranları ETABS 2013

Durum	Mod	Periyot	UX	UY	Toplam UX	Toplam UY
		sn	birimsiz	birimsiz	birimsiz	birimsiz
Modal	1	1,069	0,3996	0,0003	0,3996	0,0003
Modal	2	1,013	0,0001	0,5956	0,3997	0,5959
Modal	3	0,938	0,2011	2,7E-05	0,6008	0,5959
Modal	4	0,356	0,0196	0	0,6204	0,5959
Modal	5	0,262	0,1091	1,5E-06	0,7295	0,5959
Modal	6	0,227	1,3E-06	0,1488	0,7295	0,7447
Modal	7	0,201	0,0053	0	0,7348	0,7447
Modal	8	0,14	0,0012	0	0,736	0,7447
Modal	9	0,129	0,0453	0	0,7813	0,7447
Modal	10	0,105	0,0004	8,9E-06	0,7818	0,7447
Modal	11	0,103	0	0,0732	0,7818	0,818
Modal	12	0,085	0,0153	0	0,797	0,818
Modal	13	0,083	0,0161	0	0,8131	0,818
Modal	14	0,072	0,0012	0	0,8142	0,818
Modal	15	0,065	1,3E-06	0,0751	0,8143	0,8931
Modal	16	0,063	0,0003	4,8E-06	0,8145	0,8931
Modal	17	0,062	0,031	1,6E-06	0,8455	0,8931
Modal	18	0,059	0,0004	0	0,8459	0,8931
Modal	19	0,051	0,0446	2,2E-05	0,8906	0,8931
Modal	20	0,05	1,3E-05	0,0669	0,8906	0,96
Modal	21	0,048	0,0004	1,7E-05	0,891	0,9601
Modal	22	0,044	0,0616	0	0,9526	0,9601
Modal	23	0,04	0	0,0215	0,9526	0,9815
Modal	24	0,04	0,0222	0	0,9748	0,9815
Modal	25	0,039	0,0089	1,2E-05	0,9837	0,9816
Modal	26	0,036	0,0099	0	0,9936	0,9816
Modal	27	0,033	0	0,0052	0,9936	0,9867
Modal	28	0,033	0,0018	0	0,9953	0,9867
Modal	29	0,031	0,0013	0	0,9967	0,9867
Modal	30	0,029	0,0008	0	0,9975	0,9867
Modal	31	0,028	0	0,0016	0,9975	0,9883
Modal	32	0,025	0	0,0006	0,9975	0,9889
Modal	33	0,024	1,1E-05	0,0001	0,9975	0,989

Türk ve Amerikan Deprem yönetmeliklerinin aksine Eurocode 8’de mod birleştirme yöntemine göre elde edilen bina deprem yükü V_{tb} ’nin, eşdeğer deprem yükü yönteminde elde edilen deprem yükü V_t arasında belirli bir oran bulundurma gibi bir koşul bulunmamaktadır.

5.2.1.8 Kiriş kesitlerinin tasarımı

Faktörlü kombinasyonlar altında analiz edilen sistemin en elverişsiz kesit tesirleri elde edilir. Çekme ve basınç bölgelerinde oluşan en elverişsiz kesit değerleri için çekme ve basınç donatıları hesaplanır. Basınç donatısı, tasarım moment değerleri çekme donatıları ile karşılanmadığı durumda konulur. Basınç donatısı hesaplanmaması için kesitler yeterli büyüklükte seçilmelidir. Dikdörtgen kiriş kesitlerinin eğilme hesabında eksenel kuvvet ihmal edilerek dikdörtgen basınç kabulü ile yapılan hesap özeti Şekil 5.19’da özetlenmiştir.



Şekil 5.19 : EC2’de dikdörtgen kiriş kesit eğilme hesabı

Faktörlü yükler altında oluşan negatif ve pozitif momente göre donatı hesabı yapılırken basınç gerilmesi ηf_{cd} , derinliği λx olarak gösterilmiştir. EC2 'de denklem 3.19, 3.20, 3.21 ve 3.22’de η ve λ değerlerinin beton malzemesinin karakteristik dayanımına göre alacağı değerler aşağıda denklemler ile açıklanmıştır.

$$\lambda = 0,8 \rightarrow f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (5.43)$$

$$\lambda = 0,8 - [(f_{ck} - 50)/400] \rightarrow 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad (5.44)$$

$$\eta = 1 \rightarrow f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (5.45)$$

$$\eta = 1 - [(f_{ck} - 50)/200] \rightarrow 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad (5.46)$$

Burada x tarafsız eksen derinliğini, λ etkili basınç bölgesi derinliğini belirten bir katsayı ve η ise efektif gerilme katsayısını ifade etmektedir. Tarafsız eksen mesafesinin faydalı yüksekliğe oranının sınırı $(x/d)_{\text{sınır}}$, EC2’de denklem 5.10a 5.10b’de aşağıdaki denklemlerde olduğu gibi özetlenmiştir.

$$(x/d)_{\text{lim}} = (\delta - k_1)/k_2 \rightarrow f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (5.47)$$

$$(x/d)_{\text{lim}} = (\delta - k_3)/k_4 \rightarrow f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (5.48)$$

Denklemlerde belirtilen δ moment dağılım katsayısıdır. Ve herhangi bir dağılım yapılmadığı varsayıldığında 1 alınır, k_1 k_2 k_3 ve k_4 değerleri EC2’de Bölüm 5.5(4)’te aşağıdaki denklemlerde görüldüğü gibi tanımlanmıştır.

$$k_1 = 0,44$$

$$k_2 = 1,25(0,6 + 0,0014/\varepsilon_{cu2}) \quad (5.49)$$

$$k_3 = 0,54$$

$$k_4 = 1,25(0,6 + 0,0014/\varepsilon_{cu2})$$

Denklemlerde ifade edilen ε_{cu2} beton malzemesi için maksimum şekil değiştirme oranını ifade eder ve EC2 Table 3.1’de malzeme karakteristik dayanımına göre alacağı değerler denklemlerle gösterilmiştir.

$$\varepsilon_{cu2} = 0,0035 \rightarrow f_{ck} < 50 \text{ MPa} \quad (5.50)$$

$$\varepsilon_{cu2} = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4 \rightarrow f_{ck} \geq 50 \text{ MPa}$$

Dikdörtgen kesitler için, boyutsuz moment değeri m , ve boyutsuz kesit kapasitesi m_{lim} denklem (5.51) ve (5.52)’de belirtildiği şekilde hesaplanır.

$$m = \frac{M}{bd^2\eta f_{cd}} \quad (5.51)$$

$$m_{\text{lim}} = \lambda \left(\frac{x}{d} \right)_{\text{lim}} \left[1 - \frac{\lambda}{2} \left(\frac{x}{d} \right)_{\text{lim}} \right] \quad (5.52)$$

Gerekli donatı alanı m 'in m_{lim} değerinden büyük veya küçük eşit olma durumuna göre değişmektedir;

$m < m_{lim}$ olma durumunda sadece çekme donatısı kullanılacaktır. Bu durumda A_s donatı alanını hesap edebilmek için boyutsuz çelik oranı bulunması gerekir.

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2m} \quad (5.53)$$

$$A_s = \omega \left[\frac{nf_{cd}bd}{f_{yd}} \right] \quad (5.54)$$

Bu hesaplanan donatı alanı tasarım moment değeri M_{ed} pozitif olması durumunda alt kısma, M_{ed} negatif olması durumunda ise üst kısma yerleştirilecektir.

$m > m_{lim}$ olma durumunda basınç donatısı gerekmektedir. Boyutsuz çelik oranları ω' , ω_{lim} , ve ω hesaplanır.

$$\omega_{lim} = \lambda \left(\frac{x}{d} \right)_{lim} = 1 - \sqrt{1 - 2m_{lim}} \quad (5.55)$$

$$\omega' = \frac{m - m_{lim}}{1 - d'/d} \quad (5.56)$$

$$\omega = \omega_{lim} + \omega' \quad (5.57)$$

Denklemlerde ifade edilen d' beton basınç yüzeyinden çelik yüzeyine kadar olan mesafeyi göstermektedir. Çekme ve basınç bölgelerindeki donatı oranları sırası ile denklem (5.58) ve denklem (5.59)'da gösterilmiştir.

$$A_s' = \omega' \left[\frac{nf_{cd}bd}{f_s'} \right] \quad (5.58)$$

$$A_s = \omega \left[\frac{nf_{cd}bd}{f_{yd}} \right] \quad (5.59)$$

Denklem (5.58)'de belirtilen f_s' basınç donatısında oluşan gerilmedir ve denklem (5.60)'ta belirtildiği gibi hesaplanır.

$$f_s' = E_s \varepsilon_c \left[1 - \frac{d'}{x_{lim}} \right] \leq f_{yd} \quad (5.60)$$

M_{ed} pozitif olma durumunda A_s çekme donatısı alt kısma A_s' basınç donatısı üst kısma yerleştirilecektir. EC2 9.1N nolu denklemde açıklandığı üzere minimum eğilme donatısı aşağıda denklemlerle gösterilen değerlerin büyük olanına eşit seçilir.

$$A_{s_{min}} = 0,26(f_{ctm}/f_{yk})b_t d$$

$$A_{s_{min}} = 0,0013b_t d$$
(5.61)

Denklemlerde ifade edilen b_t çekme bölgesinin genişliğini ve f_{ctm} ise betonun çekme dayanımını göstermektedir ve EC2 Tablo 3-1'de betonun karakteristik dayanımına bağlı olarak denklem (5.62)'de belirtildiği gibi hesaplanır.

$$f_{ctm} = 0,30f_{ck}^{2/3} \rightarrow f_{ck} \leq 50\text{MPa}$$
(5.62)

EC8 Bölüm 5.4.3.1.2(5)'te belirtilen süneklilik sınıfı yüksek kirişlerde minimum donatı oranı denklem (5.63)'te açıklanmıştır.

$$\rho_{min} = 0,5\left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}}\right)$$
(5.63)

Maksimum eğilme donatı alanı A_{smaks} çekme veya basınç bölgesinde EC2 Bölüm 9.2.1.1.(3)'te ifade edilmiştir.

$$A_{smaks} = 0,04A_c$$
(5.64)

Denklem (5.64)'te gösterilen A_c betonarme kesit yüzey alanını ifade etmektedir.

Kiriş kesme hesabı

- Öncelikle tasarım kesme kuvveti değeri hesaplanır.
- Kesitin donatısız kesme dayanımı hesaplanır.
- Kesitin taşıyabileceği maksimum kesme kuvveti hesaplanır.
- Son olarak birim uzunluktaki gerekli donatı alanı hesaplanır.

Kesitin donatısız olarak taşıyabileceği kesme kuvveti EC2 denklem 6.2.a ve 6.2.b'de ifade edilen değerlerin küçük olanı alınarak hesaplanmıştır.

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c}k(100\rho_1f_{ck})^{1/3} + k_1\sigma_{cp}]b_w d$$
(5.65)

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d$$

Denklem (5.65)'te gösterilen f_{ck} Mpa biriminde olup k , ρ_1 ve σ_{cp} aşağıda denklemlerde belirtildiği gibi hesaplanır.

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \rightarrow d(\text{mm}) \quad (5.66)$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b_w d} \leq 0,02 \quad (5.67)$$

$$\sigma_{cp} = N_{ed}/A_c < 0,2f_{cd} \quad (5.68)$$

Etkili kesme alanı $A_c = b_w d$ olarak hesaplanır. k_1 faktörü 0,15 alınır, $C_{rd,c}$ ve v_{min} değerleri denklemlerde belirtildiği gibi hesaplanır.

$$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c \quad (5.69)$$

$$v_{min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2} \quad (5.70)$$

Betonarme kesitte basınç bölgesinde beton ezilmesini engellemek için, tasarım kesme kuvveti V_{ed} elde edilebilir maksimum kesme kuvveti $V_{Rd,maks}$ ile sınırlandırılır. Tasarım kesme kuvvetinin maksimum kesme kuvvetini aşması durumunda kesitte kesme kırılması oluşur. $V_{Rd,maks}$ değeri denklem (5.71)'de belirtildiği gibi hesaplanır.

$$V_{Rd,maks} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta) \quad (5.71)$$

Denklem (5.71)'de belirtilen θ beton basınç çubuğu ile kesme kuvvetine dik giriş aksı arasındaki açıyı, α_{cw} değeri basınç gerilmesine bağlı olarak, öngermesiz elemanlarda 1 alınır. v_1 çatlama kesitte kesme dayanımı azaltma katsayısı olarak denklem (5.72)'de belirtildiği gibi hesaplanır.

$$v_1 = 0,6[1 - f_{ck}/250] \rightarrow f_{ck}(\text{MPa}) \quad (5.72)$$

Kiriş kesitinde kuvvet kolları arasında mesafe z yaklaşık olarak $0,9d$ olarak hesaplanabilir. Depremli yük kombinasyonlarında θ açısı 45 derece alınmalıdır.

Tasarım kesme kuvveti V_{ed} , $V_{Rd,c}$ ile $V_{Rd,maks}$ arasında olma durumunda birim uzunluktaki gerekli kesme donatı alanı A_{sw}/s EC 2 6.8 nolu denklemde denklem (5.73)'te belirtildiği gibi hesaplanır.

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{ed}}{z f_{ywd} \cot \theta} \quad (5.73)$$

Hesaplanan donatı oranı minimum donatı oranından büyük olmalıdır.

$$\rho_{w,min} = (0,08 \sqrt{f_{ck}}) / f_{yk} \quad (5.74)$$

Kirişlerde kesme donatıları kirişin saplandığı kolon yüzeyinden 50 mm'den itibaren kritik bölge boyunca kullanılacak kesme donatı aralığı s mesafesi denklem (5.75)'te belirtilmiştir.

$$s = \min(h_w/4; 24d_{bw}; 175; 6d_{bL}) \quad (5.75)$$

Denklem (5.75)'te belirtilen d_{bL} minimum boyuna donatı çapını belirtmektedir. Kritik bölge mesafesi kiriş yüksekliğinin 1,5 katı olarak gösterilmiştir.

5.2.1.9 Kiriş kesitlerinin tasarımı

Süneklik düzeyi yüksek kirişlerin betonarme tasarımında enkesit koşulları, boyuna donatı oranları, boyuna donatıların düzenlenmesi, enine donatı koşulları ve kesme güvenliği hesabı EC8 Bölüm 5.5 ve gerekli olduğu durumlarda EC2 Bölüm 9.2 ilkeleri gözönüne alınmıştır. Zemin kat B-B aksı kirişlerinden K109 kirişinin hesabı yapılacaktır.

K109 kirişinin kesit özellikleri;

$$b_w = 300 \text{ mm}$$

$$b_k = 400 \text{ mm}$$

$$h = 600 \text{ mm}$$

$$d = 570 \text{ mm}$$

$$d' = 30 \text{ mm}$$

$$l_{açıklık} = 5,6 \text{ m}$$

$$t_{döşeme} = 150 \text{ mm}$$

$b_w=300\text{mm} > 200\text{mm}$ ve $b_w=300\text{mm} \leq \min(b_k+h, 2b_k)=\min(1000,800)=800\text{mm}$
koşulları sağlanmıştır.(EC8 Bölüm 5.5.1.2)

Açıklıkta betonarme kiriş hesabı

ETABS 2013 programı yardımı ile yapılan analizler sonucunda K109 kirişine ait açıklık bölgesinde tasarım moment değerleri Çizelge 5.35'te gösterilmiştir.

Çizelge 5.35 : ETABS 2013 kiriş tasarımı açıklık ortasında kesit bilgileri

	Tasarım -Momenti kN-m	Tasarım +Momenti kN-m	-Eğilme donatısı mm ²	+ Eğilme donatısı mm ²	Minimum Donatı mm ²	Gerekli donatı mm ²
Üst taraf (+2 Axis)	0		0	0	0	0
Alt taraf (-2 Axis)		61,6005	0	302	522	522

Betonarme kiriş dikdörtgen basınç bloğu hesabı ile yapılan sistemde $f_{yk}=420\text{Mpa}$
 $f_{ck}=25\text{Mpa}$, $\gamma_c=1,5$, $\gamma_s=1,15$ olarak alındığında, $f_{yd}=365\text{Mpa}$ $f_{cd}=16,7\text{Mpa}$ olarak
hesaplara alınmıştır.

$f_{ck}=25\text{Mpa} < 50\text{Mpa}$ olduğu için $\lambda=0,8$ ve $\eta=1$ olarak belirlenir.

$$m = \frac{61,605}{0,30 \times 0,57^2 \times 1 \times 16,67 \times 10^3} = 0,03875 \text{ olarak hesaplanmıştır.}$$

$m_{lim} = 0,8 \times 0,448 \left(1 - \frac{0,8}{2} \times 0,448\right) = 0,294$, $m < m_{lim}$ olduğundan dolayı sadece
çekme donatısı hesabı yapıp basınç donatısı hesaplanmayacaktır.

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,03875} = 0,03875 \text{ olarak hesaplanır.}$$

$$A_s = 0,03875 \times \frac{1 \times 16,67 \times 300 \times 570}{365} = 302 \text{ mm}^2 \text{ olarak seçilmiştir.}$$

EC8 Bölüm 5.5.3.1.3(5) ve 5.4.3.1.2(5)'te belirtilen süneklilik sınıfı yüksek
kirişlerde minimum donatı oranı;

$$f_{ctm} = 0,30 \times 25^{2/3} = 2,56 \text{ Mpa ve } A_{smin} = 0,5 \times 2,56 / 420 \times 570 \times 300 = 522 \text{ mm}^2 \text{ ve Seçilen}$$

donatı: $3\phi 16$ $A_s = 603\text{mm}^2$

Mesnette betonarme kiriş hesabı

ETABS 2013 programı yardımı ile yapılan analizler sonucunda K109 kirişine ait
mesnet bölgesinde tasarım moment değerleri Çizelge 5.36'da gösterilmiştir.

Çizelge 5.36 : ETABS 2013 kiriş tasarımı mesnet bölgesi kesit bilgileri

	Tasarım -Momenti kN-m	Tasarım +Momenti kN-m	-Eğilme donatısı mm ²	+ Eğilme donatısı mm ²	Minimum Donatı mm ²	Gerekli donatı mm ²
Üst taraf (+2 Axis)	-177,2765		904	0	522	904
Alt taraf (-2 Axis)		88,6382	0	438	522	522

$$m = \frac{177,27}{0,30 \times 0,57^2 \times 1 \times 16,67 \times 10^3} = 0,109 \text{ olarak hesaplanmıştır.}$$

$m_{lim} = 0,8 \times 0,448 \left(1 - \frac{0,8}{2} \times 0,448\right) = 0,294$, $m < m_{lim}$ olduğundan dolayı sadece çekme donatısı hesabı yapıp basınç donatısı hesaplanmayacaktır.

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,109} = 0,115 \text{ olarak hesaplanır.}$$

$$A_s = 0,115 \times \frac{1 \times 16,67 \times 300 \times 570}{365} = 904 \text{ mm}^2 \text{ olarak seçilmiştir.}$$

EC8 Bölüm 5.5.3.1.3(5) ve 5.4.3.1.2(5)'te belirtilen süneklilik sınıfı yüksek kirişlerde minimum donatı oranı;

$$f_{ctm} = 0,30 \times 25^2 / 3 = 2,56 \text{ Mpa ve } A_{smin} = 0,5 \times 2,56 / 420 \times 570 \times 300 = 522 \text{ mm}^2 \text{ ve Seçilen donatı: } 3\phi 14(\text{montaj}) + 3\phi 16(\text{ek}) A_{smevcut} = 1064,46 \text{ mm}^2 > 522 \text{ mm}^2$$

ETABS 2013 programı yardımı ile yapılan analizler sonucunda K110 kirişine ait açıklık ve mesnet bölgesinde tasarım moment değerleri Çizelge 5.37 ve Çizelge 5.38' de gösterilmiştir.

Çizelge 5.37 : ETABS 2013 kiriş tasarımı açıklık ortasında kesit bilgileri

	Tasarım -Momenti kN-m	Tasarım +Momenti kN-m	-Eğilme donatısı mm ²	+ Eğilme donatısı mm ²	Minimum Donatı mm ²	Gerekli donatı mm ²
Üst taraf (+2 Axis)	0		0	0	0	0
Alt taraf (-2 Axis)		48,5868	0	237	522	522

Çizelge 5.38 : ETABS 2013 kiriş tasarımı mesnet bölgesi kesit bilgileri

	Tasarım -Momenti kN-m	Tasarım +Momenti kN-m	-Eğilme donatısı mm ²	+ Eğilme donatısı mm ²	Minimum Donatı mm ²	Gerekli donatı mm ²
Üst taraf (+2 Axis)	-172,0174		875	0	522	875
Alt taraf (-2 Axis)		86,0087	0	425	522	522

Kiriş kesme güvenliğinin kontrolü

Kesit mesnet bölgesinde ETABS 2013 programı yardımı ile yapılan analizler sonucu kesite ait kesme bilgileri Çizelge 5.39’da gösterilmiştir.

Çizelge 5.39 : ETABS 2013 kiriş tasarımı mesnet bölgesi kesit bilgileri

Kesme V_{Ed} kN	θ deg	Kesme V_{Rdc} kN	Kesme V_{Rds} kN	Donatı A_{sw}/S mm ² /m
119,8888	45	77,2519	131,4418	701,56

Donatısız betonun taşıyabileceği kesme kuvveti $V_{Rd,c}$ hesabından önce birtakım bilinmeyenlerin hesaplanması;

$$k=1+\sqrt{\frac{200}{570}}=1,592, k_1=0.15, C_{Rd,c}=0,18/1,5=0,12 \text{ olarak hesaplanır.}$$

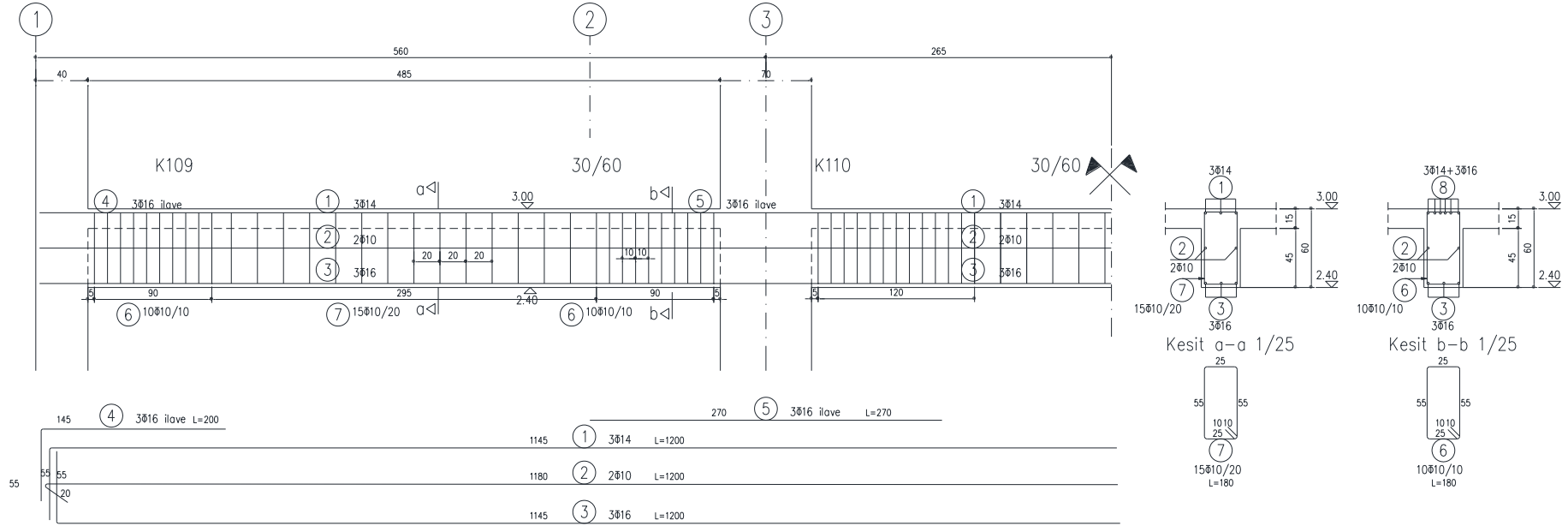
$$v_{min}=0,035x(1,592)^{3/2}x25^{1/2}=0,351 \text{ ve } \rho_1=904/(300x570)=5,28x10^{-3} \quad v_1=0,6[1-25/250]=0,54 \text{ olarak hesaplanır.}$$

$$V_{Rdc}=[0,12x1,592x(100x5,28x10^{-3}x25)^{1/3}+0,15x0]x300x570=77,2 \text{ kN,}$$

$$V_{Rdmaks}=1x300x0,9x570x0,54x16,67/2=692,7 \text{ kN, } V_{Rdc}\leq V_{ed}\leq V_{Rd,maks} \text{ olduğundan dolayı ;}$$

$$\frac{A_{sw}}{s}=\frac{131,44x10^3}{0,9x570x365x1}=701,56 \text{ mm}^2/\text{m} \text{ seçilir. Seçilen donatı: sarılma bölgesinde } \phi 10/100, \text{ sarılma bölgesi dışında } \phi 10/200 \text{ seçilmiştir. Sarılma bölgesinin boyu süneklilik düzeyi yüksek kirişler için } 1,5 \quad h_w=1,5x600=900 \text{ mm olarak dikkate alınacaktır[17].}$$

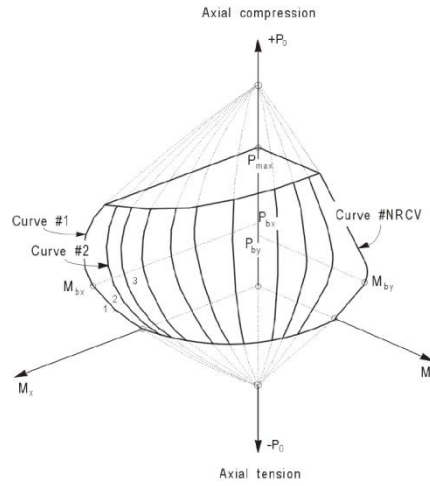
$$\rho_{min}=\frac{0,08\sqrt{25}}{365}=1,095x10^{-3} \leq \rho_{mevcut}=\frac{2x3,14x10^2/4}{200x300}=2,61x10^{-3} \text{ min donatı koşulu sağlanmıştır. B-B aksına ait kirişlerin donatı detayları Şekil 5.20’de gösterilmiştir.}$$



Şekil 5.20 : B-B aksı kirişleri donatı detayları

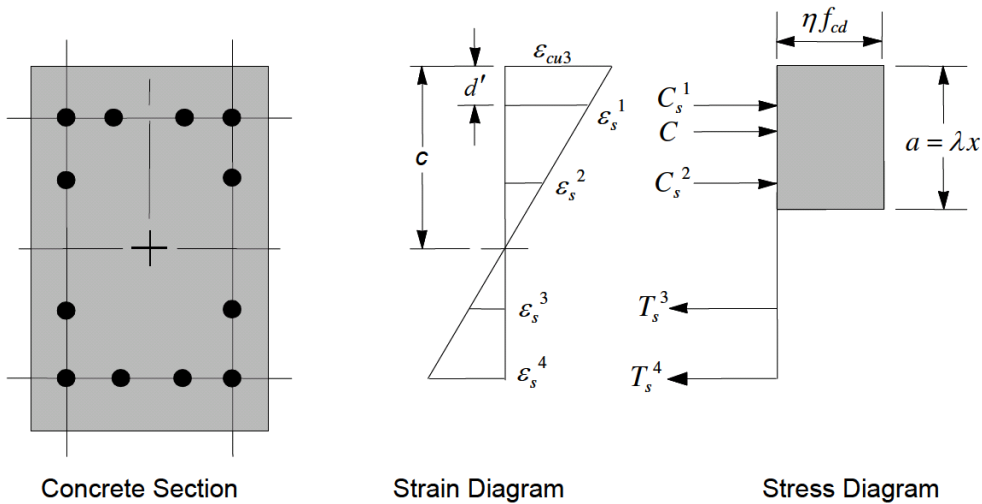
5.2.1.10 Kolon kesitlerinin tasarımı

Faktörlü kombinasyonlar altında analiz edilen sistemin en elverişsiz kesit tesirleri elde edilir. Bu değerlerin normal kuvvet moment etkileşim diyagramları çizilerek tasarım değerlerinin kapasite sınırları içinde kaldığı kontrol edilir. Normal kuvvet moment etkileşimleri hesaplanırken kırılma düzleminin kordinatları hesaplanırken, beton için lineer şekil değiştirme sınırı $\epsilon_{cu}=0,0035$ alınacaktır. Çelikte lineer şekil değiştirme sınırı ise $\epsilon_s E$ değeri akma dayanımını geçmeyecek şekilde hesaplanır. örnek bir kolon için normal kuvvet moment etkileşim diyagramı Şekil 5.21’de gösterilmiştir.



Şekil 5.21 : Kolon için normal kuvvet moment etkileşim diyagramı

EC 2 Bölüm 3.1.7’ye göre kolon kesitlerinde dikdörtgen basınç kabulü ile yapılan hesap özeti Şekil 5.22’de özetlenmiştir.



Şekil 5.22 : EC2’de kolon kesiti eğilme hesabı

Faktörlü yükler altında oluşan negatif ve pozitif momente göre donatı hesabı yapılırken basınç bloğunun gerilmesi ηf_{cd} , derinliği λx olarak gösterilmiştir. EC2 'de denklem 3.19, 3.20, 3.21 ve 3.22'de η ve λ değerlerinin beton malzemesinin karakteristik dayanımına göre alacağı değerler aşağıda denklemler ile açıklanmıştır.

$$\lambda = 0,8 \rightarrow f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (5,76)$$

$$\lambda = 0,8 - [(f_{ck} - 50)/400] \rightarrow 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad (5,77)$$

$$\eta = 1 \rightarrow f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (5,78)$$

$$\eta = 1 - [(f_{ck} - 50)/200] \rightarrow 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad (5,78)$$

Burada basınç bölge derinliği x , λ ile çarpılarak dikdörtgen basınç blok derinliği olan a boyu hesaplanır.

$$a = \lambda x \quad (5.80)$$

EC8 Bölüm 5.5.3.2.2'de kolonda kritik bölgeler oluşturulması istenmiştir. Bu kritik bölgenin boyu;

$$l_{cr} = \max(1,5h_c, \frac{l_{kolon}}{6}, 0,6) \quad (5.81)$$

S04 kolonunun kesit özellikleri;

$$b_w = 700 \text{ mm}$$

$$h = 700 \text{ mm}$$

$$d = 650 \text{ mm}$$

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

$l_{kolon} = 2,4 \text{ m}$ olduğu için $l_{cr} = 1.05 \text{ m}$ seçilmiştir. Kolon temiz açıklığının büyük olan kesit uzunluğuna oranı 3'ten küçük olduğu durumlarda tüm kolona sarılma bölgesi gibi enine donatılar yerleştirilecektir. (EC8 5.4.3.2.2.5P). Tasarımı yapılan kolonlarda bu değer yaklaşık olarak 3 olduğu için tüm kolonun sarılma bölgesi gibi tasarlanması tercih edilmiştir.

Arttırılmış yükler altında S04 kolonunda oluşan en elverişsiz tesirler Çizelge 5.40'ta gösterilmiştir.

Çizelge 5.40 : S04 Kolonu en elverişsiz tesirler ETABS 2013

Tasarım N_{Ed} kN	Tasarım M_{Ed2} kN-m	Tasarım M_{Ed3} kN-m	Donatı alanı mm ²	Donatı yüzdesi %
3448,6319	-368,6068	-330,1389	4900	1

S04 kolonuna ait normal kuvvete bağlı moment değerleri Çizelge 5.41'de gösterilmiştir.

Çizelge 5.41 : ETABS 2013 S04 kolonu moment normal kuvvet etkileşimi

P-kN	M2-2kNm	M3-3kNm
9893,3919	0	0
9406,3001	129,0091	104,7247
8800,092	271,9673	240,7874
7751,4779	453,7123	405,6922
6269,4084	617,036	555,6328
4323,534	722,6949	643,4567
2414,672	705,0488	604,6336
825,8179	574,3812	473,1175
-452,4125	345,4224	312,331
-1354,711	131,1473	128,6378
-1789,5652	0	0

EC 8 Bölüm 5.5.3.2.2' de açıklandığı üzere boyuna donatı hesabı için minimum donatı oranı 0,01, maksimum donatı oranı ise 0,04 alınmıştır. S04 kolonuna ait tasarım değerlerinin moment etkileşim diyagramları içinde kaldığı görülmüştür. Dolayısı ile minimum donatı kullanılması tercih edilmiştir.

$$A_{smin} = 0,01 \times 700 \times 700 = 4900 \text{ mm}^2 = 49 \text{ cm}^2 \text{ seçilen donatı } 16\emptyset 20 (50,25 \text{ cm}^2).$$

Benzer şekilde S02 kolonuna ait tasarım değerleri Çizelge 5.42'de gösterilmiştir.

Çizelge 5.42 : S02 Kolonu en elverişsiz tesirler ETABS 2013

Tasarım N_{Ed} kN	Tasarım M_{Ed2} kN-m	Tasarım M_{Ed3} kN-m	Donatı alanı mm ²	Donatı yüzdesi %
2369,4224	-94,9758	-294,5684	3200	1

S02 kolonuna ait normal kuvvete bağlı moment değerleri Çizelge 5.43'te gösterilmiştir.

Çizelge 5.43 : S02 Kolonu normal kuvvet moment etkileşimi ETABS 2013

P-kN	M2-2kNm	M3-3kNm
6439,189	0	0
6106,0365	34,3562	101,8764
5655,2951	78,1111	235,599
4886,4281	111,5194	416,6421
3884,6939	120,95	586,2706
2764,7667	133,9492	667,3673
1682,6185	138,4898	638,0212
609,7114	130,662	482,547
-278,2573	95,3339	280,9265
-907,5202	40,4524	92,6875
-1168,6957	0	0

S02 kolonuna ait tasarım değerlerinin moment etkileşim diyagramları içinde kaldığı görülmüştür. Dolayısı ile minimum donatı kullanılması tercih edilmiştir.

$$A_{smin} = 0,01 \times 800 \times 400 = 3200 \text{ mm}^2 = 32 \text{ cm}^2 \text{ seçilen donatı } 12\emptyset 20 (37,68 \text{ cm}^2).$$

Kolon kesme hesabı

- Öncelikle tasarım kesme kuvveti ve tasarım normal kuvveti hesaplanır.
- Kesitin donatısız kesme dayanımı hesaplanır.
- Kesitin taşıyabileceği maksimum kesme kuvveti hesaplanır.
- Son olarak birim uzunluktaki gerekli donatı alanı hesaplanır.

Kesitin donatısız olarak taşıyabileceği kesme kuvveti EC2 denklem 6.2.a ve 6.2.b’de ifade edilen değerlerin küçük olanı alınarak hesaplanmıştır.

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \quad (5.82)$$
$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d$$

Denklem (5.82)’de gösterilen f_{ck} Mpa biriminde olup k ρ_1 ve σ_{cp} aşağıda denklemlerde belirtildiği gibi hesaplanır.

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \rightarrow d(\text{mm}) \quad (5.83)$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b_w d} \leq 0,02 \quad (5.84)$$

$$\sigma_{cp} = N_{ed}/A_c \leq 0,2f_{cd}(\text{MPa}) \quad (5.85)$$

Etkili kesme alanı $A_c=bxd$ olarak hesaplanır. k_1 faktörü 0,15 alınır, $C_{rd,c}$ ve v_{min} değerleri denklemlerde belirtildiği gibi hesaplanır.

$$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c \quad (5.86)$$

$$v_{min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2} \quad (5.87)$$

Betonarme kesitte basınç bölgesinde beton ezilmesini engellemek için, tasarım kesme kuvveti V_{ed} elde edilebilir maksimum kesme kuvveti $V_{Rd,maks}$ ile sınırlandırılır. Tasarım kesme kuvvetinin maksimum kesme kuvvetini aşması durumunda kesitte kesme kırılması oluşur. $V_{Rd,maks}$ değeri denklem (5.88)'de belirtildiği gibi hesaplanır.

$$V_{Rd,maks} = \alpha_{cw}b_wzV_1f_{cd}/(\cot\theta + \tan\theta) \quad (5.88)$$

Denklem (5.88)'de belirtilen α_{cw} değeri basınç gerilmesine bağlı olarak, öngermesiz elemanlarda 1 alınır. v_1 çatlamış kesitte kesme dayanımı azaltma katsayısı olarak denklem (5.89)'da belirtildiği gibi hesaplanır.

$$V_1 = 0,6[1 - f_{ck}/250] \rightarrow f_{ck}(\text{MPa}) \quad (5.89)$$

Kolon kesitinde kuvvet kolları arasında mesafe z yaklaşık olarak $0,9d$ olarak hesaplanabilir. Analizlerde θ açısı $21,8$ ile 45 derece arasında alınmalıdır.

Tasarım kesme kuvveti V_{ed} , $V_{Rd,c}$ ile $V_{Rd,maks}$ arasında olma durumunda birim uzunluktaki gerekli kesme donatı alanı A_{sw}/s EC 2 6.8 nolu denklemde denklem (5.90)'da belirtildiği gibi hesaplanır.

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{ed}}{zf_{ywd}\cot\theta} \quad (5.90)$$

EC8 5.5.3.2.2.12(b)'de enine donatı aralıklarının sarılma bölgesi için sınırı belirtilmiştir.

$$s = \min(b_0/3; 125; 6d_{bL}) \quad (5.91)$$

Denklem (5.91)'de gösterilen b_0 , kolonun kısa yüzünde etriye kolları arasındaki uzunluğu, d_{bL} ise minimum boyuna donatı çapını göstermektedir.

S04 Kolonu ETABS 2013 programı yardımı ile yapılan analizler sonucu kesite ait kesme bilgileri Çizelge 5.44'te gösterilmiştir.

Çizelge 5.44 : ETABS 2013 S04 kolonu kesme kuvveti kesit bilgileri

	Kesme V_{Ed} kN	Kesme V_{Rdc} kN	Kesme V_{Rds} kN	$\tan(\theta)$ Birimsiz	Donatı A_{sw}/s mm^2/m
Major, V_{Ed2}	652,9381	429,4325	652,9381	0,4	1222,43
Minor, V_{Ed3}	691,4833	429,4325	691,4833	0,4	1294,59

Donatısız betonun taşıyabileceği kesme kuvveti $V_{Rd,c}$ hesabından önce birtakım bilinmeyenlerin hesaplanması;

$$k=1+\sqrt{\frac{200}{650}}=1,554, \quad k_1=0,15, \quad C_{Rd,c}=0,18/1,5=0,12 \text{ olarak hesaplanır.}$$

$v_{min}=0,035x(1,554)^{3/2}x25^{1/2}=0,339$, $\rho_1=0,005$ $v_1=0,6[1-25/250]=0,54$ ve $\sigma_{cp}=3448,63 \times 10^3/(700x650)=7,57>0,2x25=5/1,5=3,33$ Mpa olduğundan 3.33 Mpa hesaplarda alınır.

$$V_{Rdc}=[0,12x1,554x(100x0,005x25)^{1/3}+0,15x3,33]x650x700=424,18kN$$

$$V_{Rdc}=[0,339+0,15x3,33]x650x700=381,5kN$$

$$V_{ed}=691,48 \text{ kN}$$

$V_{Rdmaks}=1x700x0,9x650x0,54x16,67/(0,4+2,5)=1271,11kN$, (hesaplarda $\theta = 21,8$ derece alınmıştır), $V_{Rdmin} \leq V_{ed} \leq V_{Rd,maks}$ olduğundan dolayı ;

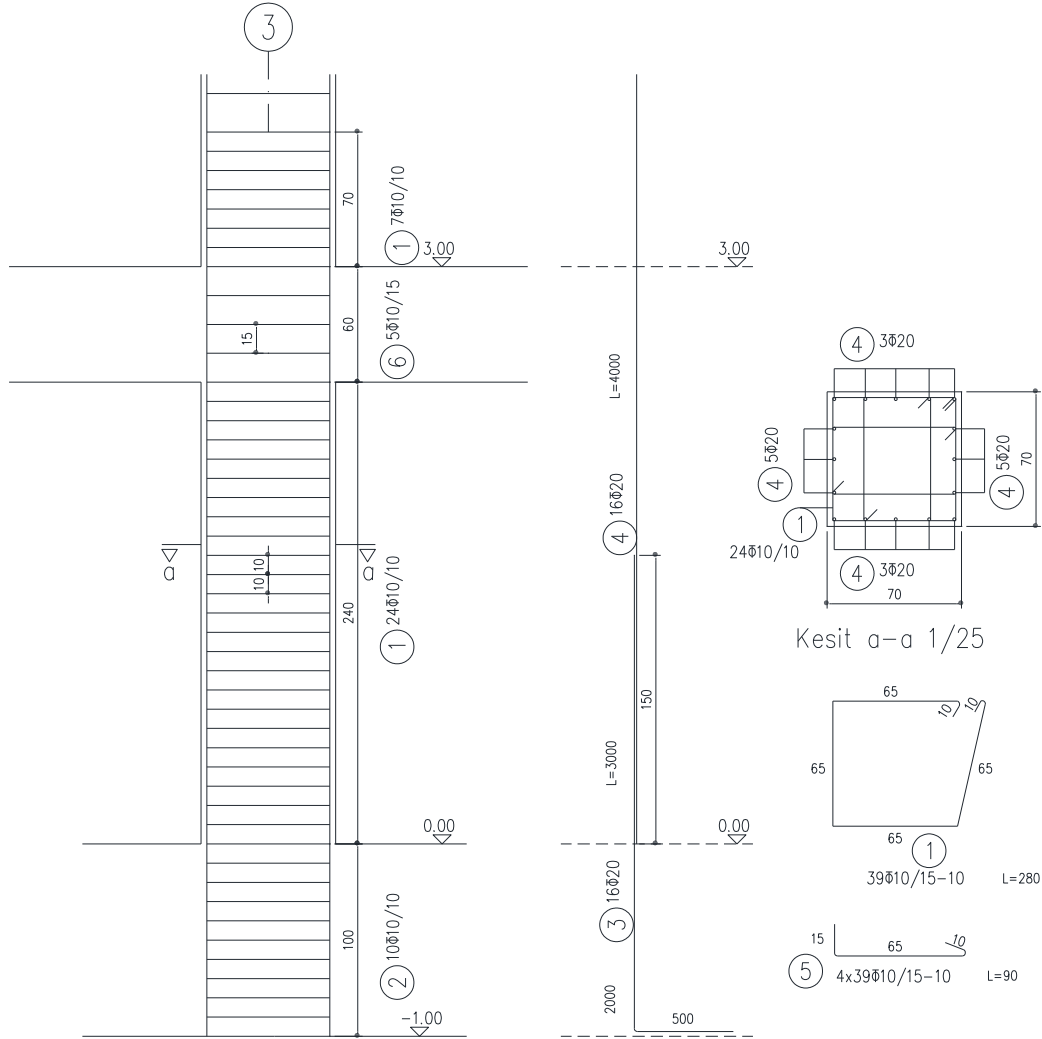
$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{691,48x10^3}{0,9x650x365x2,50} = 1295 \text{ mm}^2/m$ seçilir. Seçilen donatı: tüm kolon boyunca $\phi 10/100$ çift kollu etriye kullanılacaktır. İlave olarak her iki doğrultuda 2 adet $\phi 10$ çiroz kullanılacaktır. $S=100mm < \min(600/3, 125, 6x20)=120$ etriye aralığı koşulu sağlanmıştır.

S02 Kolonu ETABS 2013 programı yardımı ile yapılan analizler sonucu kesite ait kesme bilgileri Çizelge 5.45'te gösterilmiştir.

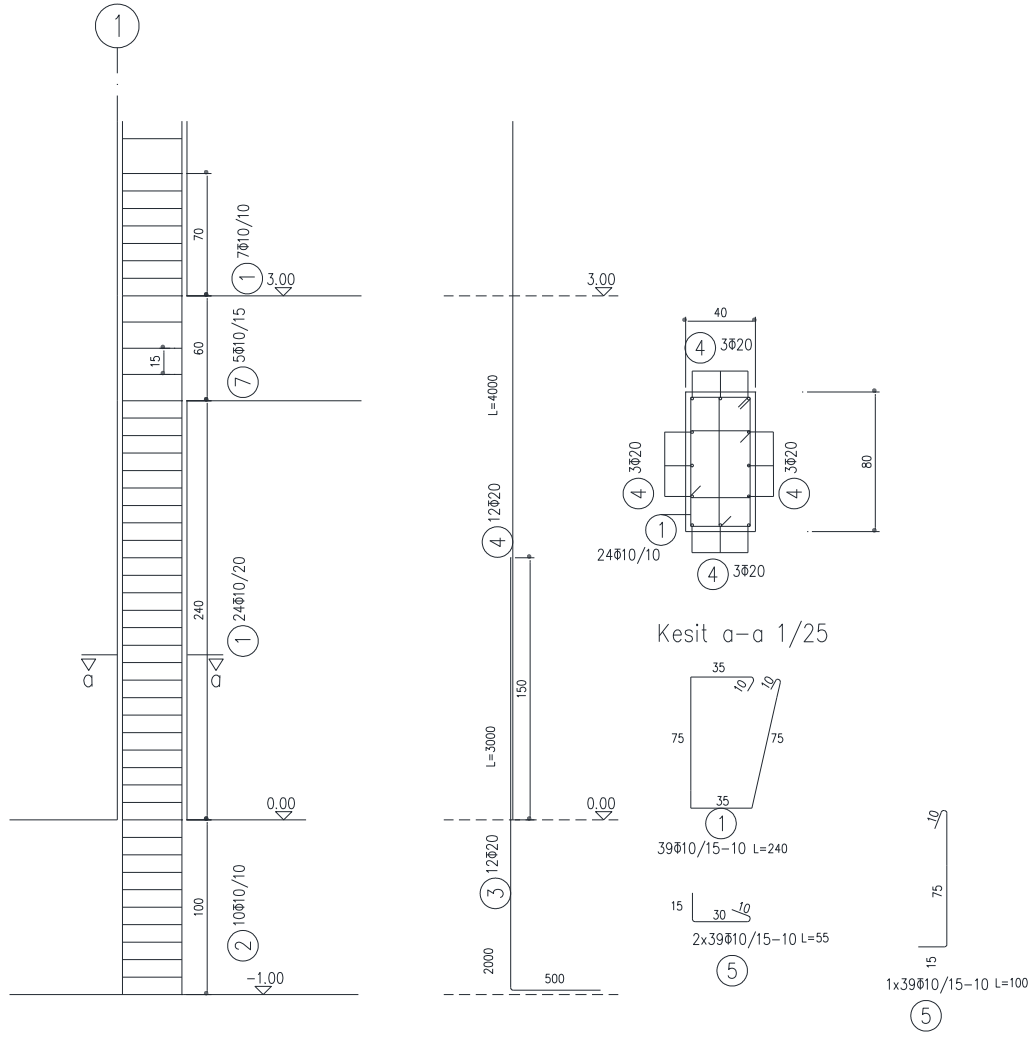
Çizelge 5.45 : ETABS 2013 S02 kolonu kesme kuvveti kesit bilgileri

	Kesme V_{Ed} kN	Kesme V_{Rdc} kN	Kesme V_{Rds} kN	$\tan(\theta)$ Birimsiz	Donatı A_{sw}/s mm ² /m
Major, V_{Ed2}	540,0026	279,4485	540,0026	0,4	876,19
Minor, V_{Ed3}	266,8339	283,1584	0	0,4	0

S04 ve S02 kolonlarına ait donatı detayları sırası ile Şekil 5.15 ve Şekil 5.16'da gösterilmiştir.



Şekil 5.23 : B-B aksı S04 kolonu donatı detayları



Şekil 5.24 : B-B aksı S02 kolonu donatı detayları

Kolonların kirişlerden güçlü olma kontrolleri

EC8 Bölüm 4.4.2.3.4'te deprem etkisi altında süneklilik sınıfı yüksek sistemlerde, düğüm noktasında her iki doğrultuda kolonların kirişlerden güçlü olduğunu göstermek amacı ile denklem (5.92)'de belirtilen koşulun sağlanması gerekir.

$$\frac{\sum 1,3M_B}{\sum M_C} \leq 1,00 \quad (5.92)$$

Denklem (5.92)'de belirtilen M_c düğüm noktasında birleşen kolonların taşıdıkları normal kuvvet değerine bağlı moment kapasitesini, M_B düğüm noktasında birleşen kirişlerin kapasite moment değerlerini göstermektedir.

Eğilme hesabı gösterilen S04 kolonunun üst düğüm noktasında kolonların kirişlerden güçlü olma durumu Y doğrultusunda etkitilen deprem sonucunda oluşan tesirler için hesaplanmıştır.

$$M_{ri}=602,88 \times 420 \times 0,54=136,73 \text{ kNm}$$

$$M_{rj}=1064,46 \times 420 \times 0,54=241,4 \text{ kNm}$$

$$M_{r\ddot{u}}=1000 \text{ kNm}$$

$$M_{ra}=1000 \text{ kNm}$$

Y deprem yönü için S04 kolonun bağlı olduğu düğüm noktasında kolonların kirişlerden güçlü olduğu gösterilmiştir.

$$\frac{1,3(M_{ri}+M_{rj})}{M_{ra}+M_{r\ddot{u}}} = \frac{1,3 \times (136,73+241,4)}{2000} = 0,245 \leq 1,00 \text{ olduğundan kolonların kirişlerden güçlü olma kontrolü sağlanmıştır.}$$

5.2.1.11 Perde kesitlerinin tasarımı

Betonarme hesabı yapılacak P02 perdesine ait özellikler Çizelge 5.46'da gösterilmiştir.

Çizelge 5.46 : P02 perdesine ait kesit bilgileri

b_w	200 mm
l_w	3400 mm
f_c	25 Mpa
f_y	420 Mpa

Dikdörtgen basınç bloğu ile hesap yapılırken basınç bloğunun gerilmesi ηf_{cd} , derinliği λx olarak gösterilmiştir. EC2 'de denklem 3.19, 3.20, 3.21 ve 3.22'de η ve λ değerlerinin beton malzemesinin karakteristik dayanımına göre alacağı değerler aşağıda denklemler ile açıklanmıştır.

$$\lambda = 0,8 \rightarrow f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (5.93)$$

$$\lambda = 0,8 - [(f_{ck} - 50)/400] \rightarrow 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad (5.94)$$

$$\eta = 1 \rightarrow f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (5.95)$$

$$\eta = 1 - [(f_{ck} - 50)/200] \rightarrow 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad (5.96)$$

Kesitin alabileceği maksimum basınç kuvveti $N_{R,maks}$ denklem (5.97)'de verilen yöntemle hesaplanır.

$$N_{R,maks} = 0,8[\eta f_{cd}(A_c - A_s) + f_{yd}A_s] \quad (5.97)$$

Kesitin alabileceği maksimum çekme kuvveti $N_{T,maks}$ denklem (5.98)'de verilen yöntemle hesaplanır.

$$N_{T,maks} = f_{yd}A_s \quad (5.98)$$

Etabs 2013 programı kesit tasarımı ile oluşturulan P02 perde kesitine ait tasarım bilgileri Çizelge 5.47, normal kuvvet moment etkileşimleri Çizelge 5.48'de gösterilmiştir.

Çizelge 5.47 : ETABS 2013 P02 perdesi tasarım bilgileri

Yeri	Gerekli Donatı alanı (mm ²)	Gerekli donatı oranı	N_{Ed} kN	M_{Ed2} kN-m	M_{Ed3} kN-m	$V_{ed'}$ kN
Üst	1700	0,0025	699,2921	-14,5426	-468,4161	2149,9146
Alt	1700	0,0025	680,4664	-14,136	-560,6268	1928,4969

Çizelge 5.48 : ETABS 2013 P02 perdesi normal kuvvet moment etkileşimi

P kN	M2-2 kNm	M3-3 kNm
9468,4812	0	0
9468,4812	3,227	2148,3888
8978,7141	3,4091	3454,93
7763,0494	3,5461	4459,3821
6442,7519	3,8446	5197,6982
4973,4286	4,1273	5697,0262
4049,305	4,9063	6699,9885
2710,2775	5,2603	7172,8724
625,4379	5,8105	5600,6398
-1465,205	5,3317	3213,671
-3563,0281	0	0

Görüldüğü üzere tasarım moment ve normal kuvvet değerleri kapasite sınırları içinde kalmıştır. Yapılan analizler sonucunda çift taraflı Ø14/200 donatılar kullanılacaktır.

Kesitin taşıyabileceği maksimum basınç kuvveti $N_{R,maks}$;

$$0,8 \times [1 \times 16,67 \times (3400 \times 200 - 9357) + 365 \times 9357] = 11675 \text{ kN} > N_{ed} = 699,3 \text{ kN} \text{ uygundur.}$$

Perde kesme hesabı

Perde kesitlerinin kesme hesabı yapılırken sırası ile;

- Faktörlü kombinasyonlardan elde edilen tasarım kuvvetleri N_{ed} , M_{ed} ve V_{ed} perde alt bölgesinde hesaplanır.
- Donatısız beton tarafından karşılanacak kesme dayanımı $V_{R,dc}$ hesaplanır.
- Son olarak kesme kuvvetini alacak kesme donatısı hesaplanır.

EC8 Bölüm 5.5.2.4(7)'de açıklandığı üzere faktörlü deprem kuvvetleri düzeltme katsayısı ε ile çarpılır. Bu değer 1,5'ten küçük alınmamalıdır. Düzeltme katsayısı elastik olmayan davranışta yapının enerji sönmülmesini belirten bir katsayıdır. Denklem (5.99)'da düzeltme katsayısının hesap yolu gösterilmiştir.

$$\varepsilon = q \sqrt{\left(\frac{\gamma_{rd}}{q} \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right)^2 + 0,1 \left(\frac{S_e(T_c)}{S_e(T_1)}\right)^2} \leq q \quad (5.99)$$

Denklem (5.99)'da belirtilen q yapı davranış katsayısını, M_{ed} perde alt kısmında oluşan tasarım eğilme moment değerini, M_{Rd} perde alt kısmında tasarım eğilme dayanımını, γ_{rd} çelik şekil değiştirme ve zorlanmasına göre değer alan ve yaklaşık olarak 1,2 alınabilen bir katsayı, T_1 hesabı yapılan kesme doğrultusunda esas periyodu, T_c spektrum eğrisinde sabit spektral ivme değerinin bittiği nokta ve $S_e(T)$ elastik spektral ivmenin ordinatını belirtir.

Kesitin donatısız olarak taşıyabileceği kesme kuvveti EC2 denklem 6.2.a ve 6.2.b'de ifade edilen değerlerin küçük olanı alınarak hesaplanmıştır.

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] t_p d \quad (5.100)$$

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) t_p d$$

Denklem (5.100)'de gösterilen f_{ck} Mpa biriminde olup k , ρ_1 ve σ_{cp} aşağıda denklemlerde belirtildiği gibi hesaplanır. d mesafesi 0,8 L_p olarak alınabilir.

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \rightarrow d(\text{mm}) \quad (5.101)$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{t_p d} \leq 0,02 \quad (5.102)$$

$$\sigma_{cp} = N_{ed}/A_g \leq 0,2f_{cd}(\text{MPa}) \quad (5.103)$$

Denklem (5.102)'de belirtilen A_s çekme donatısını diğer bir ifade ile perde boyuna donatılarının yarısını ifade etmektedir.

Etkili kesme alanı $A_g = t_p \times L_p$ olarak hesaplanır. k_1 faktörü 0,15 alınır, $C_{rd,c}$ ve v_{min} değerleri denklemlerde belirtildiği gibi hesaplanır.

$$C_{rd,c} = 0,18/\gamma_c \quad (5.104)$$

$$v_{min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2} \quad (5.105)$$

Betonarme kesitte basınç bölgesinde beton ezilmesini engellemek için, tasarım kesme kuvveti V_{ed} elde edilebilir maksimum kesme kuvveti $V_{Rd,maks}$ ile sınırlandırılır. Tasarım kesme kuvvetinin maksimum kesme kuvvetini aşması durumunda kesitte kesme kırılması oluşur. $V_{Rd,maks}$ değeri denklem (5.106)'da belirtildiği gibi hesaplanır.

$$V_{Rd,maks} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta) \quad (5.106)$$

Denklem (5.106)'de belirtilen α_{cw} değeri basınç gerilmesine bağlı olarak, öngermesiz elemanlarda 1 alınır. v_1 çatlama kesitte kesme dayanımı azaltma katsayısı olarak denklem (5.107)'de belirtildiği gibi hesaplanır.

$$V_1 = 0,6[1 - f_{ck}/250] \rightarrow f_{ck}(\text{MPa}) \quad (5.107)$$

Perde kesitinde kuvvet kolları arasında mesafe z yaklaşık olarak $0,9d$ olarak hesaplanabilir. Analizlerde θ açısı 21,8 ile 45 derece arasında alınmalıdır. Depremlili yük kombinasyonlarında $\theta=45$ derece alınır.

Tasarım kesme kuvveti V_{ed} , $V_{Rd,c}$ ile $V_{Rd,maks}$ arasında olma durumunda birim uzunluktaki gerekli kesme donatı alanı A_{sw}/s EC2 6.8 nolu denklemde denklem (5.108)'de belirtildiği gibi hesaplanır.

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{ed}}{z f_{ywd} \cot \theta} \quad (5.108)$$

EC2 Bölüm 9.6.3.1’de belirtildiği üzere enine kesme donatılarının minimum değeri denklem (5.109)’da belirtilen sınırları sağlamalıdır.

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \max(0.001 A_g, 0.25 A_{sw'}) \quad (5.109)$$

Denklem (5.109)’da belirtilen $A_{sw'}$ perdede kullanılan düşey donatı alanını ifade etmektedir.

EC8 Bölüm 5.5.2.4(7)’de açıklandığı üzere faktörlü deprem kuvvetleri düzeltme katsayısı ε katsayısı;

$\varepsilon = 5,85 \sqrt{\left(\frac{1,2}{5,85} \frac{5600}{560}\right)^2 + 0,1 \left(\frac{0,40}{0,40/1,069}\right)^2} = 12,16 > 5,85$ olduğundan dolayı $\varepsilon = 5,85$ olarak hesaplara alınır.

$$V_{ed} = \varepsilon V_{ed'} = 5,85 \times 367,43 = 2149.5 \text{ kN.}$$

Donatısız betonun taşıyabileceği kesme kuvveti $V_{Rd,c}$ hesabından önce birtakım bilinmeyenlerin hesaplanması;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{0,8 \times 3400}} = 1,271, \quad k_1 = 0.15, \quad C_{Rd,c} = 0,18/1,5 = 0,12 \text{ olarak hesaplanır.}$$

$v_{min} = 0,035 \times (1,271)^{3/2} \times 25^{1/2} = 0,250$ ve $\rho_1 = 4678 / (200 \times 0,8 \times 3400) = 8,59 \times 10^{-3}$
 $v_1 = 0,6 [1 - 25/250] = 0,54$ ve $\sigma_{cp} = 700 \times 10^3 / (0,8 \times 3400 \times 200) = 1,28 < 0,2 \times 25 = 5/1,5 = 3.33$
Mpa olduğundan 1,28 Mpa hesaplarda alınır.

$$V_{Rdc} = [0,12 \times 1,271 \times (100 \times 8,59 \times 10^{-3} \times 25)^{1/3} + 0,15 \times 1,28] \times 200 \times 0,8 \times 3400 = 414,728 \text{ kN}$$

$$V_{Rdc} = [0,250 + 0,15 \times 1,28] \times 200 \times 0,8 \times 3400 = 240,448 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = \varepsilon V_{ed'} = 5,85 \times 367,43 = 2149.5 \text{ kN.}$$

$V_{Rdmax} = 1 \times 200 \times 0,9 \times 3400 \times 0,54 \times 16,67 / (1+1) = 2754,5 \text{ kN}$, (hesaplarda depremlili durum incelendiğinden dolayı $\theta = 45$ derece alınmıştır), $V_{Rdmin} \leq V_{ed} \leq V_{Rd,max}$ olduğundan dolayı ;

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{2149,5 \times 10^3}{0,9 \times 3400 \times 365 \times 1} = 1924 \text{ mm}^2/\text{m} \text{ gerekli donatı alanı seçilir. EC2 Bölüm 9.6.3.1’de}$$

belirtildiği üzere enine kesme donatılarının minimum değeri düşey donatı miktarının

0,25 katından brüt perde alanının 0,001 katından az olmama koşulları sağlanmıştır. Seçilen donatı perde kritik perde yüksekliği bölgesi boyunca $\phi 12/100$, kritik perde yüksekliği bölgesi dışında $\phi 10/100$, çift kollu etriye kullanılacaktır. Seçilen enine donatı aralığı $s=100\text{mm} < \min(250\text{mm}, 25d_h=250\text{mm})$ koşulu sağlanmıştır.

EC8’de temel üzerinden ölçülen kritik perde yüksekliği h_{cr} denklem (5.110)’da belirtildiği gibi hesaplanır;

$$h_{cr} \geq \max[l_w, h_w/6] \quad (5.110)$$

Ve;

$$h_{cr} \leq [2l_w, h_s(n \leq 6), 2h_s(n \geq 7)] \quad (5.111)$$

Denklemlerde ifade edilen h_w temelden itibaren ölçülen perde toplam boyunu, l_w perdenin planda ölçülen boyunu, h_s kat yüksekliğini ve n katsayısını belirtmektedir. Bu durumda kritik perde yüksekliği $33/6=5.5 > 3,4$ olduğu için $h_{cr}=6,0$ m seçilmiştir.

Perde uç bölge tasarımı

EC8’e göre yapı süneklilik sınıfı yüksek veya orta olduğu zaman perde elemanlarda uç bölge tasarımı yapılmalıdır. Fakat EC8 Bölüm 5.4.3.4.2(12)’de belirtildiği üzere boyutsuz maksimum basınç gerilmesi v_d 0,15’ten küçük olma durumunda uç bölge tasarımı yapılmaz. Ayrıca perde uç bölge tasarımı depremli yük kombinasyonlarında geçerlidir.

Öncelikle perde tasarım bilgileri N_{ed} , V_{ed} ve M_{ed} değerleri elde edilir. Perde toplam yüksekliği h_w , perdenin plandaki uzunluğu L_p , perde toplam alanı A_c ve perde net alanı A_{cv} hesaplanır. Perde donatıları hesaplanır. malzeme özellikleri f_{cd} ve f_{yd} hesaplanır. Perde geometrisi belirlenir. Bilgisayar programları ile model oluştururken kesit tasarımı ile özel bir geometri oluşturulmadığı zaman, program ile otomatik olarak dikdörtgen simetrik perde tasarlanır.

Boyutsuz maksimum basınç gerilmesi v_d , denklem (5.112)’de belirtildiği gibi hesaplanır.

$$v_d = N_{Ed}/(l_w t_p f_{cd}) \quad (5.112)$$

Perde kesitinde tarafsız eksen mesafesi x_u belirlemek amacı ile EC8 5.21 nolu denklemde belirtildiği gibi;

$$\omega_v = \frac{A_{sv} f_{yd}}{l_w t_p f_{cd}} \quad (5.113)$$

$$x_u = (v_d + w_v) \frac{l_w t_p}{(t_p - 2 \text{paspayı})} \quad (5.114)$$

Perde uç bölgesi boyu l_c , EC8 Bölüm 5.4.3.4.2(6)'da denklem (5.115)'te belirtildiği gibi hesaplanır.

$$l_c = x_u (1 - \varepsilon_{cu2} / \varepsilon_{cu2,c}) \quad (5.115)$$

Denklemde belirtilen $\varepsilon_{cu2} = 0,0035$, $\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0,1 \alpha \omega_{\omega d}$ olarak hesaplanır. $\alpha \omega_{\omega d}$ ise denklem (5.116)'da belirtildiği gibi hesaplanır.

$$\alpha \omega_{\omega d} = 30 \mu_{\varphi} (v_d + \omega_v) \varepsilon_{sy,d} \frac{t_p}{(t_p - 2 \text{paspayı})} - 0,035 \quad (5.116)$$

Denklemde belirtilen $\varepsilon_{sy,d} = f_{yd} / E_s$ olarak hesaplanır. μ_{φ} ifadesi süneklilik eğrilik faktörü olup $T_1 > T_C$ olması durumunda denklem (5.117)'de belirtildiği gibi hesaplanır.

$$\mu_{\varphi} = 2q_0 - 1 \quad (5.117)$$

Denklem (5.117)'de belirtilen q_0 yapı davranış katsayısını belirtmektedir ve EC8 Tablo 5.1'de mevcuttur.

EC8 Bölüm 5.4.3.4.2(6)'da belirtildiği üzere perde uç bölge tasarımı yapılması durumunda, perde uç bölgesi uzunluğu l_c , denklem (5.118)'de belirtilen koşulları sağlamalıdır.

$$l_c \geq \text{maks}(0,15l_w, 1,5t_p) \quad (5.118)$$

Perde uç bölge tasarımı EC8'e göre simetrik dikdörtgen bir sistem kesitinde gösterimi Şekil 5.25'te gösterilmiştir.

5.3 Amerikan Yönetmeliklerine Göre Hesap

5.3.1 ASCE/SEI 7-10'a göre deprem hesabı

5.3.1.1 Eşdeğer deprem yükü hesap yöntemi

Tasarımı yapılan binada eşdeğer deprem yükü hesap yönteminin uygulanmasında bir engel bulunmadığından bu hesap yöntemi kullanılmıştır. Ancak ASCE/SEI 7-10 Bölüm 12.9.4.1'de belirtildiği üzere mod birleştirme yöntemi ile hesaplanan taban kesme kuvveti ile eşdeğer deprem yükü yöntemi ile hesaplanan taban kesme kuvvetine oranının belli bir değerde olması gerekmektedir. Bu nedenle binanın taban kesme kuvveti hem eşdeğer deprem yükü hemde mod birleştirme yöntemi ile hesaplanacaktır.

ASCE/SEI 7-10'a göre deprem tasarımında öncelikle mevcut binanın inşaa edildiği bölgenin ivme periyotları okunmalıdır. Bölgesel ivme değerleri MCE_R haritalarından gözlemlenebilir. Diğer bir yol ise Kıyı ve Liman Teknik Yönetmeliğinde, Türkiye genelinde 50 yıl içerisinde aşılma olasılığı sırası ile, %50, %10 ve %2 olan (D1), (D2) ve (D3) deprem düzeylerine göre kısa periyot spektral ivme S_s , ve 1,0 sn periyot spektral ivme değeri S_1 değerleri bu haritalardan alınmıştır. Doğru bir karşılaştırma yapmak adına DBYBHY'de 50 yıl içerisinde aşılma olasılığı %10 olan deprem tasarım depremi olarak kabul edildiği için ilgili haritalardan D2 (%10) deprem düzeyi için hesap yapılmıştır. Ancak burada B zemini kabulü yapılarak ivme değerleri verilmiştir. Mevcut yapı A zemin sınıfı olduğu için zemin bağlı katsayılar F_a ve F_v ile çarpılarak A zemini bölgesel ivme değerleri hesaplanmıştır.

Yapısal sistemin analizi yapılırken modal analiz ile hesaplanan yapı periyotları kullanılmıştır. Fakat kontroller yapılırken güvenli tarafta kalmak amacı ile yaklaşık hesap ile bulunan yapı periyotları kullanılarak hesaplanan daha elverişsiz sonuçlar dikkate alınmıştır. Eşdeğer deprem yükü yönteminde yaklaşık yöntemle ve modal analizle belirlenen yapı periyoduna bağlı parametreler sırası ile Çizelge 5.49 ve Çizelge 5.50'de gösterilmiştir.

Çizelge 5.49 : Yaklaşık yöntem ile hesaplanan EDY'ne bağlı parametreler

Sismik Tasarım Sınıfı	D
S_s ve S_1	1,10g ve 0,53g
F_a ve F_v	0,8 ve 0,8
S_{MS}	$S_{MS} = F_a S_s = 0,88g$
S_{DS}	$S_{DS} = 2/3 S_{MS} = 0,586g$
S_{M1}	$S_{M1} = F_a S_1 = 0,424g$
S_{D1}	$S_{D1} = 2/3 S_{M1} = 0,282g$
Bina Önem Katsayısı	$I=1$
Yapı Davranış katsayısı	$R=7$
T_{1x}	$T_{1x} = C_t h_n^x = 0,0488 \times (33)^{0,75} = 0,672 \text{ s}$
T_{1y}	$T_{1y} = C_t h_n^x = 0,0488 \times (33)^{0,75} = 0,672 \text{ s}$
C_{sx}	$C_{smaksX} = S_{D1} / (T_x(R/I)) = 0,282 / (0,672 \times (7/1)) = 0,06 \text{ (} T < T_L \text{)}$
C_{sy}	$C_{smaksY} = S_{D1} / (T_y(R/I)) = 0,282 / (0,672 \times (7/1)) = 0,06 \text{ (} T < T_L \text{)}$
W	$Q=0 \text{ kN } W=47842,8 \text{ kN}$
V_x	$V_x = C_{sx} \times W = 2875 \text{ kN}$
V_y	$V_y = C_{sy} \times W = 2875 \text{ kN}$

Çizelge 5.50 : Modal analiz yöntem ile hesaplanan EDY'ne bağlı parametreler

Sismik Tasarım Sınıfı	D
S_s ve S_1	1,10g ve 0,53g
F_a ve F_v	0,8 ve 0,8
S_{MS}	$S_{MS} = F_a S_s = 0,88g$
S_{DS}	$S_{DS} = 2/3 S_{MS} = 0,586g$
S_{M1}	$S_{M1} = F_a S_1 = 0,424g$
S_{D1}	$S_{D1} = 2/3 S_{M1} = 0,282g$
Bina Önem Katsayısı	$I=1$
Yapı Davranış katsayısı	$R=7$
T_{1x}	1,04 s
T_{1y}	0,99 s
C_{sx}	$C_{smaksX} = S_{D1} / (T_x(R/I)) = 0,282 / (1,04(7/1)) = 0,038$ ($T < T_L$)
C_{sy}	$C_{smaksY} = S_{D1} / (T_y(R/I)) = 0,282 / (0,99(7/1)) = 0,0406$ ($T < T_L$)
W	$Q=0$ kN $W=47842,8$ kN
V_x	$V_x = C_{sx} \times W = 1857,6$ kN
V_y	$V_y = C_{sy} \times W = 1951,5$ kN

Yaklaşık yöntemle hesaplanan yapı periyoduna bağlı eşdeğer deprem yüklerinin $\pm\%5$ ek dışmerkezlilik etkileri ile katlara dağıtılması Çizelge 5.51'de, modal analizler kullanılarak hesaplanan yapı periyoduna bağlı eşdeğer deprem yüklerinin katlara dağıtılması Çizelge 5.52'de gösterilmiştir.

Çizelge 5.51 : Yaklaşık yöntemle eşdeğer deprem yükünün katlara dağıtılması

Kat	$h_i(m)$	$H_i(m)$	$W_i(kN)$	$W_i x H_i^k$	$\frac{W_i x H_i^k}{\sum W_i x H_i^k}$	$F_{ix} (kN)$	$F_{iy} (kN)$
10	3	33	3568,3	3885878,7	0,204	588,84	588,84
9	3	30	4325,3	3892770	0,205	589,9	589,9
8	3	27	4325,3	3153143,7	0,166	477,8	477,8
7	3	24	4325,3	2491372,8	0,131	377,5	377,5
6	3	21	4325,3	1907457,3	0,100	289,0	289,0
5	3	18	4429,3	1435093,2	0,075	217,5	217,5
4	3	15	4429,3	996592,5	0,052	151,0	151,0
3	3	12	4429,3	637819,2	0,033	96,7	96,7
2	3	9	4561,8	369505,8	0,019	56,0	56,0
1	3	6	4561,8	164224,8	0,008	24,9	24,9
Z	3	3	4561,8	41056,2	0,002	6,2	6,2
Toplam			47842,8	18974914	1	2875,3	2875,3

Çizelge 5.52 : Modal analizden alınan periyoda göre eşdeğer deprem yüklerinin katlara dağıtılması

Kat	$h_i(\text{m})$	$H_i(\text{m})$	$W_i(\text{kN})$	$W_i x H_i^k$	$\frac{W_i x H_i^k}{\sum W_i x H_i^k}$	$F_{ix} (\text{kN})$	$F_{iy} (\text{kN})$
10	3	33	3568,3	3885878,7	0,204	380,42	399,63
9	3	30	4325,3	3892770	0,205	381,1	400,3
8	3	27	4325,3	3153143,7	0,166	308,7	324,3
7	3	24	4325,3	2491372,8	0,131	243,9	256,2
6	3	21	4325,3	1907457,3	0,100	186,7	196,2
5	3	18	4429,3	1435093,2	0,075	140,5	147,6
4	3	15	4429,3	996592,5	0,052	97,6	102,5
3	3	12	4429,3	637819,2	0,033	62,4	65,6
2	3	9	4561,8	369505,8	0,019	36,2	38
1	3	6	4561,8	164224,8	0,008	16,1	16,9
Z	3	3	4561,8	41056,2	0,002	4,0	4,2
Toplam			47842,8	18974914	1	1857,6	1951,5

5.3.1.2 Tasarımda kullanılan yük birleşimleri

ASCE/SEI 7-10'a göre tasarımda kullanılan yük kombinasyonları aşağıda gösterilmiştir. $S_{DS}=0,586g>0,125g$ olduğundan dolayı ASCE 7-10 12.4.2.2'ye göre yük kombinasyonlarında depremin düşey yük etkisi dikkate alınacaktır ve değeri $E_v=0,2 \times 0,586=0,12 D$

$$1,32G1+1,32G2+1,6Q$$

$$1,32G1+1,32G2+0,5Q \pm EXP \pm 0,3EYP$$

$$1,32G1+1,32G2+0,5Q \pm EXP \pm 0,3EYN$$

$$1,32G1+1,32G2+0,5Q \pm EXN \pm 0,3EYP$$

$$1,32G1+1,32G2+0,5Q \pm EXN \pm 0,3EYN$$

$$1,32G1+1,32G2+0,5Q \pm EYP \pm 0,3EXP$$

$$1,32G1+1,32G2+0,5Q \pm EYP \pm 0,3EXN$$

$$1,32G1+1,32G2+0,5Q \pm EYN \pm 0,3EXP$$

$$1,32G1+1,32G2+0,5Q \pm EYN \pm 0,3EXN$$

$$0,78G1+0,78G2 \pm EXP \pm 0,3EYP$$

$$0,78G1+0,78G2 \pm EXP \pm 0,3EYN$$

$$0,78G1+0,78G2 \pm EXN \pm 0,3EYP$$

$$0,78G1+0,78G2 \pm EXN \pm 0,3EYN$$

$$0,78G1+0,78G2 \pm EYP \pm 0,3EXP$$

$$0,78G1+0,78G2 \pm EYP \pm 0,3EXN$$

$$0,78G1+0,78G2 \pm EYN \pm 0,3EXP$$

$$0,78G1+0,78G2 \pm EYN \pm 0,3EXN$$

Gösterilen kombinasyonlarda G1 yapısal eleman ağırlıklarını, G2 ilave ölü yükleri, Q hareketli yükleri, EXP x doğrultusunda pozitif ek dışmerkezlik hesaba katılarak hesaplanan deprem etkisini, EXN x doğrultusunda negatif ek dışmerkezlik hesaba katılarak hesaplanan deprem etkisini, EYP y doğrultusunda pozitif ek dışmerkezlik hesaba katılarak hesaplanan deprem etkisini, EYN y doğrultusunda negatif ek dışmerkezlik hesaba katılarak hesaplanan deprem etkisini belirtmektedir.

5.3.1.3 Taşıyıcı sistemin analizler ile çözümlenmesi

Yapının Amerikan yönetmeliklerine göre tanımlanan yük kombinasyonları için ETABS 2013 13.1.5 programı ile model kurularak eşdeğer deprem yükü hesabı ile bulunan deprem kuvvetleri altında pozitif ve negatif dışmerkezlilik etkileri altında analizleri yapılarak kesit tesirleri elde edilmiştir. Çıkan sonuçlara göre gerekli kontroller yapılmıştır.

5.3.1.4 Düzensizliklerin kontrolü

Ek dışmerkezlilik etkilerinin dikkate alınarak hesaplanan maksimum göreceli kat ötelemesinin ortalama göreceli kat ötelemesine oranı ile burulma katsayısının hesabı X ve Y doğrultularında sırası ile Çizelge 5.53 ve Çizelge 5.54'te gösterilmiştir.

Çizelge 5.53 : X doğrultulu deprem EXN için burulma düzensizliğinin tahkiki

Kat	$d_{imin}(mm)$	$d_{imaks}(mm)$	$\Delta_{imin}(mm)$	$\Delta_{imaks}(mm)$	$\Delta_{iort}(mm)$	η_{bi}	düzensizlik
10	27,6	39,0	2,6	2,8	2,7	1,04	Yok
9	25,0	36,2	2,7	3,3	3,0	1,10	Yok
8	22,3	32,9	2,8	3,7	3,25	1,14	Yok
7	19,5	29,2	2,8	4,1	3,45	1,19	Yok
6	16,7	25,1	2,8	4,4	3,6	1,22	Var
5	13,9	20,7	2,8	4,0	3,4	1,18	Yok
4	11,1	16,7	2,6	4,0	3,3	1,21	Yok
3	8,5	12,7	2,6	3,9	3,25	1,20	Var
2	5,9	8,8	2,3	3,4	2,85	1,19	Yok
1	3,6	5,4	2,0	3,1	2,55	1,22	Var
Z	1,6	2,3	1,6	2,3	1,95	1,18	Yok

Çizelge 5.54 : Y doğrultulu deprem için EYP için burulma düzensizliğinin tahkiki

Kat	$d_{imin}(mm)$	$d_{imaks}(mm)$	$\Delta_{imin}(mm)$	$\Delta_{imaks}(mm)$	$\Delta_{iort}(mm)$	η_{bi}	düzensizlik
10	27,9	37,9	2,8	3,3	3,05	1,08	Yok
9	25,1	34,6	2,9	3,6	3,25	1,11	Yok
8	22,2	31	2,8	3,7	3,25	1,14	Yok
7	19,4	27,3	2,8	3,9	3,35	1,16	Yok
6	16,6	23,4	2,8	4,0	3,4	1,18	Yok
5	13,8	19,4	2,8	3,8	3,3	1,15	Yok
4	11,0	15,6	2,6	3,8	3,2	1,19	Yok
3	8,4	11,8	2,5	3,5	3,0	1,17	Yok
2	5,9	8,3	2,2	3,2	2,7	1,19	Yok
1	3,7	5,1	2,0	2,8	2,4	1,17	Yok
Z	1,7	2,3	1,7	2,3	2,0	1,15	Yok

Maksimum görelî kat ötelemesinin ortalama görelî kat ötelemesine oranı 1,2'den büyük çıkmadığından dolayı tasarımı yapılan binada burulma düzensizliği görülmemiştir.

Köşeden plan boyunun %15'i kadar çıkıntı olması durumunda görülen planda çıkıntıların bulunması düzensizliği tasarımı yapılan binada çıkıntılar olmadığından planda çıkıntıların bulunması düzensizliği görülmemektedir. Planda plan dışı çıkıntılarda olmadığından bu tip bir düzensizlik mevcut değil. Döşemede boşluk alanının brüt kat alanına oranı %50'nin altında olması veya rijitlik ve dayanım açısından ani değişimler olmadığından dolayı döşeme süreksizlik düzensizliği ve taşıyıcı elemanlar düşeyde sürekli olup herhangi bir şekilde akstan sapma veya kirişe oturma gibi düzensizlikler görülmemektedir. Herhangi bir katın kat rijitliği bir üst kattaki rijitliğe oranla %70'den az olmadığı için E ve F sismik tasarım sınıflarında görülmesine izin verilmeyen yumuşak kat düzensizliği mevcut değildir. Son olarak herhangi bir katın kütlesi kendine komşu olan kat kütlesine oranı 1,5 değerini aşarsa kütle dağılım düzensizliği görülür. Kütle dağılım düzensizliğinin kontrolü Çizelge 5.55'te yapılmıştır.

Çizelge 5.55 : Kütle dağılım düzensizliğinin tahkiki

Kat	Kütle m_i (kNs ² /m)	m_i/m_{i+1}
10	363,74	-
9	440,90	1,21
8	440,90	1
7	440,90	1
6	440,90	1
5	451,50	1,025
4	451,50	1
3	451,50	1
2	465,01	1,03
1	465,01	1
Z	465,01	1

Herhangi bir katın kütlesi kendine komşu olan bir katın kütlesine oranı 1,5'ten küçük olduğu için kütle dağılım düzensizliği görülmemektedir.

5.3.1.5 Etkin görelî kat ötelemelerinin kontrolü

Tasarımı yapılan bina ASCE 7-10'da 2. risk bölgesinde bulunan bir yapı olduğu için etkin görelî kat ötelemesi kontrolü denklem (5.119)'da verilen koşulu sağlamalıdır.

$$\Delta_{maks} \leq 0,02 h_{sx} \quad (5.119)$$

Denkleminde h_{sx} binanın x seviyesindeki kat için kat yüksekliğini göstermektedir. Diğer yönetmeliklerden farklı olarak ASCE 7-10'da yerdeğiştirmeler denklem (5.120)'de gösterildiği gibi davranış katsayısı R ile değil yerdeğiştirme büyütme katsayısı C_d ile çarpılıp arttırılarak bina önem katsayısına bölünür.

$$\delta_x \leq \frac{C_d \delta_{xe}}{I} \quad (5.120)$$

Denklem (5.120)'de δ_x , x seviyesindeki etkin yerdeğiştirmeyi, C_d yerdeğiştirme büyütme katsayısını, δ_{xe} x seviyesinde elastik hesaplarla elde edilen arttırılmamış yer değiştirmeyi ifade etmektedir. Tasarımı yapılan binada çerçeve ve betonarme perdeli sistem beraber çalıştığı için davranış katsayısı $R=7$, yerdeğiştirme katsayısı $C_d=5,5$ alınmıştır.

Etkin görelî kat ötelemelerinin kontrolü eşdeğer deprem yükleri altında, ek dışmerkezlik etkileri göz önüne alınarak yapılmış olup X ve Y doğrultularındaki depremler için kontrolleri sırası ile Çizelge 5.56 ve 5.57’de gösterilmiştir.

Sonuç olarak bina kat ötelemelerinin her iki deprem doğrultusunda da izin verilen sınırlar içinde olduğu gözlemlenmiştir.

Çizelge 5.56 : Etkin görelî kat ötelemelerinin kontrolü EXN

Kat	h (m)	$\delta_{xe-maks}(mm)$	$\delta_{xe-maks} = C_d \delta_{xe} / I(mm)$	$\Delta_{maks}(mm)$	Δ_{maks}/h
10	3,0	39,0	214,5	15,4	0,0051
9	3,0	36,2	199,1	18,15	0,0060
8	3,0	32,9	180,95	20,35	0,0067
7	3,0	29,2	160,6	22,55	0,0075
6	3,0	25,1	138,05	24,2	0,0080
5	3,0	20,7	113,85	22	0,0073
4	3,0	16,7	91,85	22	0,0073
3	3,0	12,7	69,85	21,45	0,0071
2	3,0	8,8	48,4	18,7	0,0062
1	3,0	5,4	29,7	17,05	0,0056
Z	3,0	2,3	12,65	12,65	0,0042

Çizelge 5.57 : Etkin görelî kat ötelemelerinin kontrolü EYP

Kat	h (m)	$\delta_{xe-maks}(mm)$	$\delta_{xe-maks} = C_d \delta_{xe} / I(mm)$	$\Delta_{maks}(mm)$	Δ_{maks}/h
10	3,0	37,9	208,45	18,15	0,0060
9	3,0	34,6	190,3	19,8	0,0066
8	3,0	31	170,5	20,35	0,0067
7	3,0	27,3	150,15	21,45	0,0071
6	3,0	23,4	128,7	22	0,0073
5	3,0	19,4	106,7	20,9	0,0070
4	3,0	15,6	85,8	20,9	0,0070
3	3,0	11,8	64,9	19,25	0,0064
2	3,0	8,3	45,65	17,6	0,0059
1	3,0	5,1	28,05	15,4	0,0051
Z	3,0	2,3	12,65	12,65	0,0042

5.3.1.6 İkinci mertebe etkilerinin kontrolü

ASCE 7-10'da ikinci mertebe etkilerinin tahkiki (5.121) denklemleri ile dikkate alınır.

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d} \leq \min\left(\frac{0,5}{\beta C_d}; 0,25\right) \quad (5.121)$$

Denklem (5.121)'de belirtilen P_x binanın x seviyesindeki toplam düşey yükü, V_x binanın x seviyesindeki toplam kat kesme kuvvetini, h_{sx} kat yüksekliğini, β ise ilgili katta kat kesme kuvvetinin kat kesme kapasitesine oranıdır. Güvenli tarafta kalmak amacı ile 1 alınır. Bu nedenle üst sınır $0,5/(1 \times 5,5) = 0,091 < 0,25$ olduğundan 0,091 seçilir. İkinci mertebe etki kontrolleri eşdeğer deprem yükleri altında, ek dışmerkezlik etkileri göz önüne alınarak yapılan kontrolleri X ve Y doğrultuları için sırası ile Çizelge 5.58 ve Çizelge 5.59'da gösterilmiştir.

Çizelge 5.58 : X doğrultulu deprem EXN için ikinci mertebe etkileri tahkiki

Kat	$h_i(m)$	$\Delta_{maks} I_e / C_d (mm)$	W_j (kN)	$\sum P_x$	F_{ix} (kN)	V_x (kN)	θ
10	3,00	2,8	3568,3	3568,3	588,84	588,84	0,0056
9	3,00	3,3	4325,3	7893,6	589,9	1178,74	0,0073
8	3,00	3,7	4325,3	12218,9	477,8	1656,64	0,0090
7	3,00	4,1	4325,3	16544,2	377,5	2034,04	0,0111
6	3,00	4,4	4325,3	20869,5	289,0	2323,04	0,0131
5	3,00	4,0	4429,3	25298,8	217,5	2540,54	0,0133
4	3,00	4,0	4429,3	29728,1	151,0	2691,54	0,0147
3	3,00	3,9	4429,3	34157,4	96,7	2788,24	0,0159
2	3,00	3,4	4561,8	38719,2	56,0	2844,24	0,0154
1	3,00	3,1	4561,8	43281	24,9	2869,14	0,0155
Z	3,00	2,3	4561,8	47842,8	6,2	2875,3	0,0127

Çizelge 5.59 : Y doğrultulu deprem EYP için ikinci mertebe etkileri tahkiki

Kat	$h_i(m)$	$\Delta_{maks}I_e/C_d(mm)$	W_j (kN)	$\sum P_x$	F_{ix} (kN)	V_x (kN)	θ
10	3,00	3,3	3568,3	3568,3	588,84	588,84	0,0066
9	3,00	3,6	4325,3	7893,6	589,9	1178,74	0,0080
8	3,00	3,7	4325,3	12218,9	477,8	1656,64	0,0090
7	3,00	3,9	4325,3	16544,2	377,5	2034,04	0,0105
6	3,00	4,0	4325,3	20869,5	289,0	2323,04	0,0119
5	3,00	3,8	4429,3	25298,8	217,5	2540,54	0,0126
4	3,00	3,8	4429,3	29728,1	151,0	2691,54	0,0139
3	3,00	3,5	4429,3	34157,4	96,7	2788,24	0,0142
2	3,00	3,2	4561,8	38719,2	56,0	2844,24	0,0145
1	3,00	2,8	4561,8	43281	24,9	2869,14	0,0140
Z	3,00	2,3	4561,8	47842,8	6,2	2875,3	0,0127

Sonuç olarak istenen sınır şart tüm katlarda sağlanmıştır.

5.3.1.7 Mod birleştirme yöntemi hesapları

Mod birleştirme yönteminde, maksimum iç kuvvetler ve yer değiştirmeler, her bir serbest titreşim modunun deprem hareketine olan reaksiyonu elde edilip istatistiksel yöntemlerle birleştirilmesi ile bulunur. Tasarımı yapılan binada eşdeğer deprem yükü yönteminin kullanılabilmesi için gerekli koşullar sağlandığından eşdeğer deprem yükü yöntemi kullanılmıştır. Ancak karşılaştırma istenirse mod birleştirme yönteminde kullanılacak parametreler;

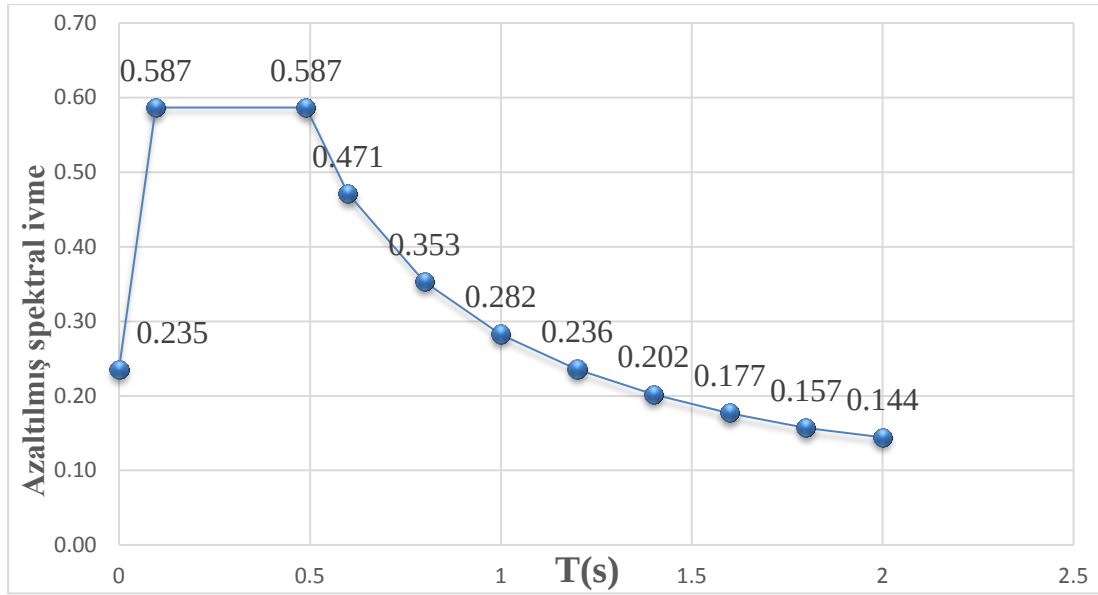
Sismik tasarım sınıfı: D ($S_{DS}=0,586$ ve $S_{D1}=0,286$)

Spektrumda gösterilen parametreler: $T_0=0,2S_{D1}/S_{DS}=0,1s$, $T_S= S_{D1}/S_{DS}=0,49s$

Bina Önem Katsayısı: $I=1$

Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı: $R=7$

Bu bilgiler doğrultusunda oluşturulmuş azaltılmış ivme spektrumu Şekil 5.27’de gösterilmiştir.



Şekil 5.27 : Azaltılmış ivme spektrumu

10 normal kat ve 1 zemin kattan oluşan 11 katlı bir yapı için 11x3 (2 yerdeğiştirme 1 dönme serbestliği) =33 mod kullanılmıştır. Modların katılım oranı Çizelge 60'ta görüldüğü gibi x doğrultusunda %99, y doğrultusunda %98'dir. Dolayısı ise kütle katılım oranı en az %90 olmalı koşulu sağlanmıştır.

Çizelge 5.60 : Kütle katılım oranları ETABS 2013

Durum	Mod	Periyot	UX	UY	Toplam UX	Toplam UY
		sn	birimsiz	birimsiz	birimsiz	birimsiz
Modal	1	1,045	0,3926	0,0003	0,3926	0,0003
Modal	2	0,989	0,0001	0,5921	0,3927	0,5924
Modal	3	0,918	0,2046	2,91E-05	0,5973	0,5925
Modal	4	0,348	0,0192	0	0,6165	0,5925
Modal	5	0,256	0,1091	1,47E-06	0,7256	0,5925
Modal	6	0,222	1,27E-06	0,1485	0,7256	0,741
Modal	7	0,196	0,0053	0	0,7309	0,741
Modal	8	0,137	0,0011	0	0,732	0,741
Modal	9	0,126	0,0456	0	0,7776	0,741
Modal	10	0,102	0,0004	7,57E-06	0,778	0,741
Modal	11	0,1	0	0,0741	0,778	0,8151
Modal	12	0,083	0,0144	0	0,7924	0,8151
Modal	13	0,081	0,0174	0	0,8098	0,8151
Modal	14	0,071	0,0012	0	0,811	0,8151
Modal	15	0,064	1,42E-06	0,078	0,811	0,8931
Modal	16	0,062	0,0003	5,07E-06	0,8113	0,8931
Modal	17	0,061	0,0323	1,67E-06	0,8436	0,8931
Modal	18	0,057	0,0004	0	0,844	0,8931
Modal	19	0,05	0,0482	3,25E-05	0,8922	0,8932
Modal	20	0,049	2,04E-05	0,0681	0,8922	0,9613
Modal	21	0,047	0,0004	1,49E-05	0,8925	0,9613
Modal	22	0,043	0,064	0	0,9566	0,9613
Modal	23	0,039	0	0,0205	0,9566	0,9818
Modal	24	0,039	0,0212	0	0,9777	0,9818
Modal	25	0,038	0,0077	1,1E-05	0,9854	0,9818
Modal	26	0,035	0,0086	0	0,994	0,9818
Modal	27	0,032	0	0,0048	0,994	0,9867
Modal	28	0,032	0,0016	0	0,9955	0,9867
Modal	29	0,03	0,0012	0	0,9967	0,9867
Modal	30	0,028	0,0007	0	0,9974	0,9867
Modal	31	0,028	0	0,0015	0,9974	0,9882
Modal	32	0,025	0	0,0006	0,9974	0,9887
Modal	33	0,024	1,04E-05	0,0001	0,9975	0,9888

5.3.1.8 Eşdeğer deprem yöntemi ile mod birleştirme yönteminin kıyaslanması

ACSE/SEI 7-10 Bölüm 12.9.4.1’de göz önüne alınan deprem doğrultusunda mod birleştirme yöntemine göre elde edilen bina deprem yükü V_{tb} ’nin, eşdeğer deprem yükü yönteminde elde edilen deprem yükü V_t ’ye oranla $\beta=0,85$ değerinden küçük olması durumunda ($V_{tb} < \beta V_t$), mod birleştirme yöntemine göre bulunan iç

kuvvetler aşağıdaki denkleme göre büyütülmesi öngörülmektedir. Yerdeğiştirmelerde arttırma yapılmayacaktır.

$$B_d = \frac{\beta V_t}{V_{tb}} B_b \quad (5.122)$$

Çizelge 5.61’de her iki yöntemle elde edilen taban kesme kuvvetleri gösterilmiştir.

Çizelge 5.61 : EDY ve mod birleştirme yöntemi ile bulunan taban kesme kuvvetleri

Hesap yöntemi (esas periyot)	Output Case text	Step Type text	F _x kN	F _y kN
Mod birleştirme	SPECYXN	Maks	1480,9	-
	SPECYYP	Maks	-	1774,33
Eşdeğer deprem yükü	EXN	Lineer statik	1880	-
	EYP	Lineer statik	-	1975,6

Y doğrultusunda $\frac{V_{tb}}{V_t} > 0,85$ olduğu için iç kuvvetlerde bir değişiklik yapılmayacaktır. X doğrultusunda $\frac{V_{tb}}{V_t} = 0,787 < 0,85$ olduğu için iç kuvvetler $0,85 \times 1880 / 1480,9 = 1,08$ oranında arttırılacaktır. Burada kullanılacak olan arttırma katsayısı ETABS 2013 programı yardımı ile Load Case Data kısmında ilgili yükün scale faktörü 1,08 alınarak hesaplara etkitilir.

5.3.1.9 Kiriş kesitlerinin tasarımı

DBYBHY ve Eurocode 8’de kullanılan K109 kirişi ACI 318’de verilen koşullara göre tasarlanacaktır. Kirişin kesit özellikleri ile bilgiler Çizelge 5,62’de gösterilmiştir. ACI 318 US birim sistemine göre hazırlandığından SI birim sistemi ile US arasında;

- 1 inch=25,4 mm
- 145,038 psi=1Mpa
- 1ft=12inch
- 1kip=4,4482 kN

Bilgilerinin bilinmesi faydalı olacaktır.

Çizelge 5.62 : K109 kirişine ait özellikler

	SI	US birim sistemi
b_w	300 mm	11,81 in
h	600 mm	23,62 in
d	570 mm	22,44 in
d'	30 mm	1,18 in
l_n	5600 mm	220,47 in
f_c	25 Mpa	3625,9 psi
f_y	420 Mpa	60915,8 psi

DBYBHY'ye benzer bir şekilde ACI 318 Bölüm 10.3.5'te de yapısal elemanın eğilme elemanı olarak tasarlanabilmesi için denklem (5.123)'te belirtildiği gibi normal kuvvet sınırlaması yapılmıştır.

$$P_u \leq 0,1A_g f_c' \quad (5.123)$$

Denklem (5.123)'te belirtilen P_u kiriş normal kuvvetini A_g kiriş faydalı enkesit alanını belirtmektedir.

$$P_u = 0 \text{ kip} \leq 0,1 \times 11,81 \times 22,44 \times 3,6259 = 96,1 \text{ kips} = 427,44 \text{ kN} \quad \text{koşulu sağlanmıştır.}$$

Geometrik özelliklerin belirlenmesi

ACI 318' de kiriş genişliğinin $b_w \geq 0,3h$ ve $b_w \geq 10\text{in}$ koşullarının sağlanması gerekmektedir.

$$b_w = 11,81 \text{ in} > 0,3 \times 23,62 = 7,086 \text{ in}$$

$$b_w = 11,81 \text{ in} > 10 \text{ in,}$$

ayrıca kiriş temiz açıklığı $l_n \geq 4d$ olmalıdır.

$220,47 \text{ in} \geq 4 \times 22,44 = 89,76 \text{ in}$. Bu koşulda sağlanarak ACI 318'e göre kiriş tasarımında geometrik açıdan herhangi bir sıkıntı bulunmamıştır.

Boyuna donatıların belirlenmesi

ACI 318'e göre kirişin çekme ve basınç bölgelerine yerleştirilecek donatının belirli oranlarda olması gerekmektedir. ETABS 2013 programı ile yapılan analizler ve tasarım çalışmalarının ardından K109 kirişine ait kesit bilgileri açıklık ve mesnet bölgeleri için sırası ile Çizelge 5.63 ve Çizelge 5.64'te gösterilmiştir.

Çizelge 5.63 : ETABS 2013 K109 kirişi açıklık ortasında kesit bilgileri

	Tasarım -Momenti kN-m	Tasarım +Momenti kN-m	-Eğilme donatısı mm ²	+ Eğilme donatısı mm ²	Minimum Donatı mm ²	Gerekli donatı mm ²
Alt taraf (-2 Axis)		73,2291	0	347	462	462

Çizelge 5.64 : ETABS 2013 K109 kirişi mesnet bölgesi kesit bilgileri

	Tasarım -Momenti kN-m	Tasarım +Momenti kN-m	-Eğilme donatısı mm ²	+ Eğilme donatısı mm ²	Minimum Donatı mm ²	Gerekli donatı mm ²
Üst taraf (+2 Axis)	-122,2654		587	0	561	587
Alt taraf (-2 Axis)		61,1327	0	289	385	385

ACI 318 bölüm 10.5.1’de sırası ile (5.124) denklemleri ile kesitlerde bulunması gerekli minimum donatı alanı ifade edilmiştir. Denklem (5.125) ile maksimum donatı alanı ifade edilmiştir.

$$A_{s,min} \geq \frac{3\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \quad (5.124)$$

$$A_{s,min} \geq \frac{200b_w d}{f_y}$$

$$A_{smin} \geq 3\sqrt{(3625,9)}/60918,5 \times 11,81 \times 22,44 = 0,785 \text{ in}^2 = 506,45 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin} \geq 200 \times 11,81 \times 22,44 / 60918,5 = 0,87 \text{ in}^2 = 561,33 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,maks} = 0,025 \times b_w \times d \quad (5.125)$$

$$A_{smaks} = 0,025 \times 11,81 \times 22,44 = 6,62 \text{ in}^2 = 4275 \text{ mm}^2$$

ETABS 2013 ile analizler sonucunda kullanılacak olan moment değerleri açıklıkta $M_{r,+} = 648132,3 \text{ Lb-in}$ (73,23 kNm), mesnet bölgesinde ise $M_{r,-} = -1082139,5 \text{ Lb-in}$ (-122,26 kNm) olarak hesaplanmıştır.

Açıklıkta en elverişsiz yük kombinasyonunda elde edilen maksimum moment değeri M_u denklem (5.126)’da gösterildiği gibi kesit dayanımının Φ katsayısı ile çarpılarak elde edilen tasarım dayanım momenti ΦM_n değerine eşit olması durumunda;

$$\Phi M_n = \Phi R b d^2 \quad (5.126)$$

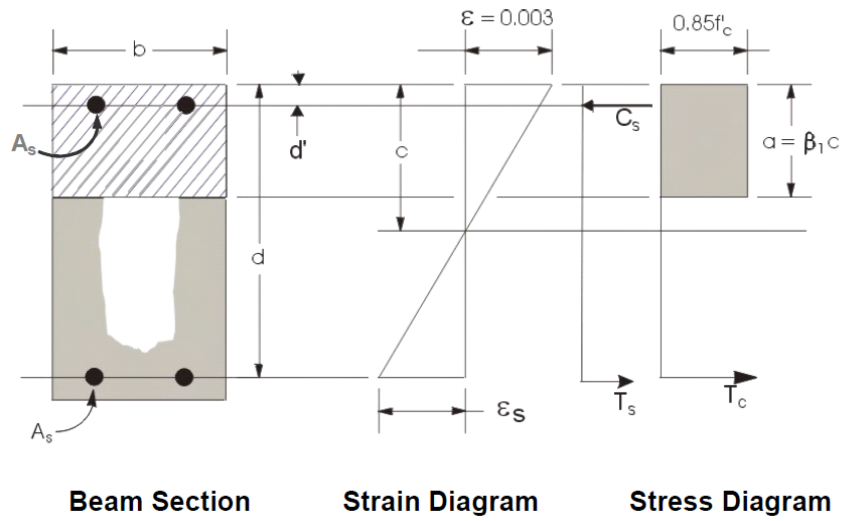
Tasarım dayanım momentini taşıyabilecek donatı miktarı denklem (5.127)'ile tanımlanan eğilme direnç faktörü R 'ye göre hesaplanmalıdır.

$$R_n = \frac{M_u}{\Phi b_w d^2} \quad (5.127)$$

Hesaplanan R_n değerine bağlı olarak denklem (5.128)'de belirtildiği gibi donatı oranı ρ hesaplanır ve donatı alanı hesaplanır.

$$\rho = \frac{0,85f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85f'_c}}\right) \quad (5.128)$$

Ayrıca DBYBHY'ye benzer şekilde Şekil 5.28'de verilen bilgilere bakılarak dikdörtgen blok hesabı yapılarak donatı alanı hesaplanır.



Şekil 5.28 : ACI dikdörtgen blok hesabı ile donatı hesabı

Şekil 5.28'de görülen dikdörtgen blok kısmın derinliği a , ACI 318 bölüm 10,2'ye göre denklem (5.129)'da belirtildiği gibi hesaplanır.

$$a = d - \sqrt{d^2 - 2 \frac{M_u}{0,85f'_c \Phi b}} \quad (5.129)$$

Çekme kontrollü elemanlarda basınç bölgesinin maksimum derinliği c_{maks} çelik eleman için ACI 318 bölüm 10.3.4'te belirtilen değere göre $\epsilon_{smin}=0,005$, bölüm

10.2.3'te belirtilen değere göre $\epsilon_{cmaks}=0,003$ alınarak denlem (5.130)'da belirtildiği gibi hesaplanır.

$$c_{maks} = \frac{\epsilon_{cmaks}}{\epsilon_{smin} + \epsilon_{cmaks}} d \quad (5.130)$$

Dikdörtgen blok kısmın derinliği a_{maks} , denklemler (5.131)'de belirtildiği gibi hesaplanır.

$$a_{maks} = \beta_1 c_{maks} \quad (5.131)$$

ACI 318 bölüm 10.2.7.3'e göre β_1 denklemler (5.132)'de belirtildiği şekilde hesaplanır.

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \left(\frac{f'_c - 4000}{1000} \right) \text{ ve } 0,65 \leq \beta_1 \leq 0,85 \quad (5.132)$$

Sonuç olarak hesaplanan $a < a_{maks}$ olması durumunda çekme bölgesinin donatı alanı denklemler (5.133)'te belirtildiği gibi hesaplanır.

$$A_s = \frac{M_u}{\Phi f_y (d - \frac{a}{2})} \quad (5.133)$$

Dayanım azaltma katsayısı Φ çekme kontrollü elemanlarda 0,90 alınacaktır.

Açıklıkta betonarme kiriş hesabı

Açıklık bölgesi için;

$$a = 0,57 - \sqrt{0,57^2 - 2 \frac{0,9 \times 73,22}{0,85 \times 25000 \times 0,9 \times 0,3}} = 0,021 \text{ m}$$

$f'_c < 4000$ psi olduğundan dolayı $\beta_1 = 0,85$ alınmalıdır.

$C_{maks} = 0,003 / (0,003 + 0,005) \times 0,57 = 0,21375$ alınmalıdır. Dolayısı ile

$a_{maks} = 0,85 \times 0,21375 = 0,181 \text{ m}$ hesaplanır.

$a < a_{maks}$ olduğu için, sadece çekme bölgesinde donatı hesaplanır. $a > a_{maks}$ olma durumunda basıç bölgesinde donatı hesaplanması gerekmektedir.

Bu durumda çekme bölgesindeki gerekli donatı alanı açıklık bölgesi için $A_s = 0,9 \times 73,22 / (0,85 \times 420000 \times (0,57 - 0,011)) = 330,46 \text{ mm}^2$ donatı gerekir. Seçilen donatı: $3\phi 16$ $A_s = 603 \text{ mm}^2$

Mesnette betonarme kiriş hesabı

Mesnet bölgesi için;

$$a = 0,57 - \sqrt{0,57^2 - 2 \frac{0,9 \times 122,26}{0,85 \times 25000 \times 0,9 \times 0,3}} = 0,00350 \text{ m} < a_{\text{maks}} = 0,181 \text{ m}$$

$f_c' < 4000$ psi olduğundan dolayı $\beta_1 = 0.85$ alınmalıdır.
 $C_{\text{maks}} = 0,003 / (0,003 + 0,005) \times 0,57 = 0,21375$ alınmalıdır. Dolayısı ile
 $a_{\text{maks}} = 0,85 \times 0,21375 = 0,181 \text{ m}$ hesaplanır.

$a < a_{\text{maks}}$ olduğu için, sadece çekme bölgesinde donatı hesaplanır. $a > a_{\text{maks}}$ olma durumunda basıç bölgesinde donatı hesaplanması gerekirdi.

Bu durumda çekme bölgesindeki gerekli donatı alanı mesnet bölgesi için
 $A_s = 0,9 \times 122,26 / (0,85 \times 420000 \times (0,57 - 0,018)) = 558,36 \text{ mm}^2$ donatı gerekir. Seçilen donatı: $3\phi 14(\text{montaj}) + 1\phi 18(\text{ek})$ $A_{\text{smevcut}} = 715,9 \text{ mm}^2$

B-B aksına ait diğer kiriş elemanı K110'ait tasarım bilgileri açıklık ve mesnet bölgeleri için sırası ile Çizelge 5.65 ve Çizelge 5.66'da gösterilmiştir.

Çizelge 5.65 : ETABS 2013 K110 kirişi açıklık ortasında kesit bilgileri

	Tasarım -Momenti kN-m	Tasarım +Momenti kN-m	-Eğilme donatısı mm ²	+ Eğilme donatısı mm ²	Minimum Donatı mm ²	Gerekli donatı mm ²
Alt taraf (-2 Axis)		53,535	0	252	336	336

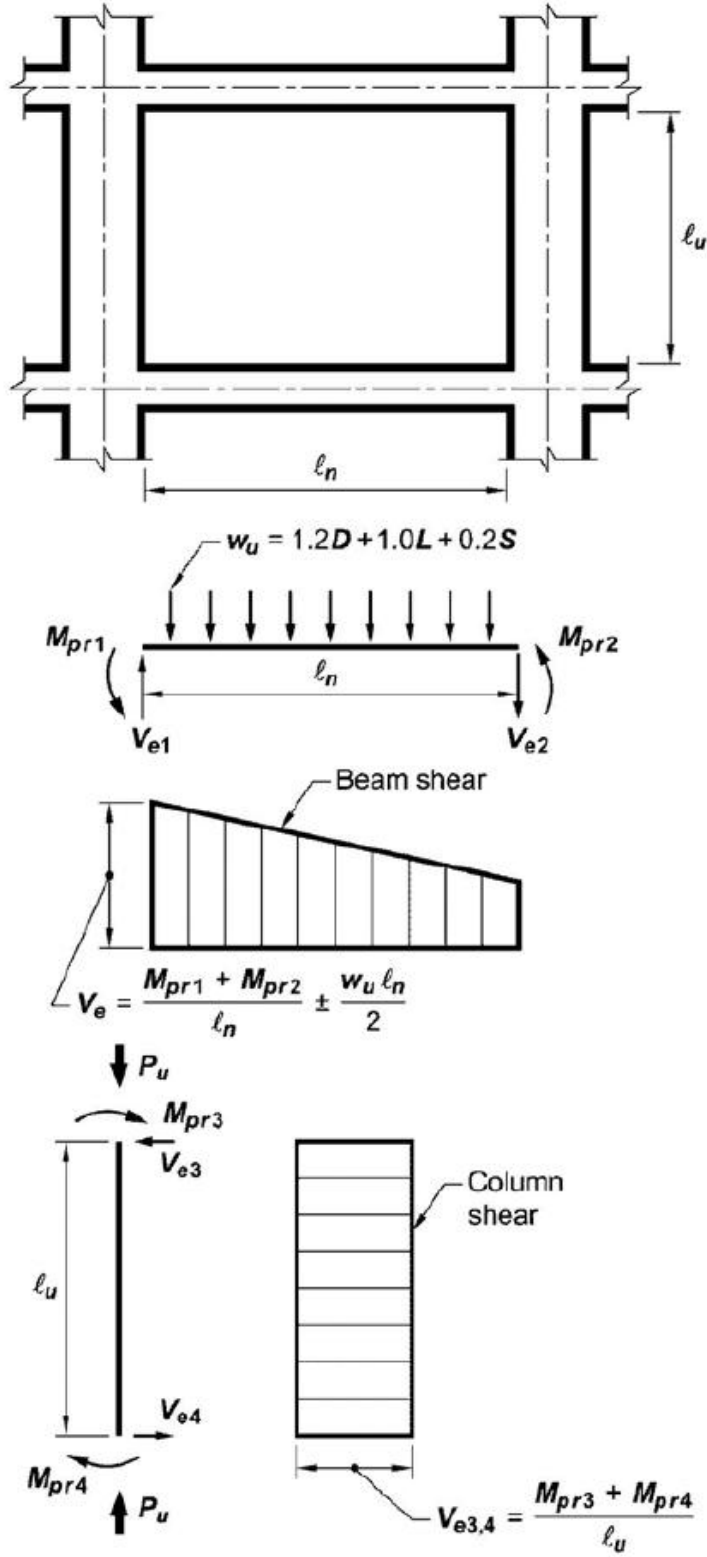
Çizelge 5.66 : ETABS 2013 K110 kirişi mesnet bölgesi kesit bilgileri

	Tasarım -Momenti kN-m	Tasarım +Momenti kN-m	-Eğilme donatısı mm ²	+ Eğilme donatısı mm ²	Minimum Donatı mm ²	Gerekli donatı mm ²
Üst taraf (+2 Axis)	-121,6169		584	0	561	584
Alt taraf (-2 Axis)		60,8084	0	287	383	383

Enine sargı donatısının belirlenmesi

DBYBHY'de olduğu gibi ACI 318 Bölüm 21.5.4.1'de tasarım kesme kuvveti yapıya etkilenen G+Q yüklemesinden gelen kesme kuvveti V_{D+L} ile deprem etkisinde kesitlerde oluşan kapasite kesme kuvvetlerinin toplanması ile elde edilir. Yukarıda açıklanan ifade (5.134) nolu denklem ve Şekil 5,29'da özetlenmiştir. Şekilde görülen M_{pr1} ve M_{pr2} kesit uçlarında oluşan kapasite momentlerini I_n kiriş serbest açıklığını ifade etmektedir. Kesitte simetrik donatılar yerleştirildiği için;

$$V_u = V_{dy} \mp \frac{M_{pi} + M_{pi}}{l_n} \quad (5.134)$$



Şekil 5.29 : Kiriş ve kolon için tasarım kesme kuvveti ACI 318

Tasarımı yapılan binada tasarım kesme kuvveti hesaplanırken Y doğrultulu bir deprem düşünüldüğünde;

EYN deprem etkisi altında;

$$V_{dy}=84,12 \text{ kN}$$

$$M_{pi}=1,25 \times 603 \times 420 \times (0,57-0,03) \times 10^{-3}=170,95 \text{ kNm}$$

$$M_{pj}=1,25 \times 716 \times 420 \times (0,57-0,03) \times 10^{-3}=-202,97 \text{ kNm}$$

$$V_u = 84,12 + \frac{170,95+202,97}{5,60} = 150,90 \text{ kN} \text{ tasarıma esas alınan kesme kuvveti.}$$

DBYBHY'ye benzer şekilde arttırılmış kapasite momentleri dikkate alınmıştır. ACI 21.3.3'e göre analiz sonuçlarına göre farklı yük kombinasyonlarında oluşan maksimum kesme kuvveti $116,17 \text{ kN} < V_u = 150,90 \text{ kN}$ koşulu sağlanmıştır.

Deprem kesme kuvveti, ACI 11.2.1.1'e göre maksimum kesme kuvvetinin yarısından küçük olması durumunda V_c Denklem (5.135)'te belirtildiği gibi hesaplanır.

$$V_c = 2\lambda\sqrt{f'_c}b_wd \quad (5.135)$$

Fakat bölüm 21.5.4.2'ye göre deprem kesme kuvveti, göre maksimum kesme kuvvetinin yarısından büyük olması durumunda $V_c=0$ alınır.

$V_E=33,87 \text{ kN} < V_{G+Q+E}/2=116,17/2=58,08 \text{ kN}$ V_c betonun kesme kuvvetine katkısı dikkate alınacaktır.

$$V_c=2 \times 1 \times \sqrt{3625,9} \times 11,81 \times 22,44/1000=31,91 \text{ kips}=142 \text{ kN}$$

ACI 318 bölüm 11.4.7.9'a göre beton ile çeliğin beraber alabileceği maksimum kesme kuvveti V_{maks} denklem (5.136)'da belirtildiği gibi hesaplanır.

$$V_{maks} = V_c + (8\sqrt{f'_c})b_wd \quad (5.136)$$

$$V_{maks}=31,91+8 \times \sqrt{3625,9} \times 11,81 \times 22,44/1000=159,57 \text{ kips}$$

ACI 318 Bölüm 11.4.7.1'e göre $\Phi V_c/2 < V_u < \Phi V_{maks}$, $31,91/2 \times 0,6=9,57 < 33,92 < 0,6 \times 159,57=95,74 \text{ kips}$ olduğundan dolayı

Denklemde gösterilen Φ değeri depremlili durumda ACI 318 bölüm 9.3.4.a'ya göre 0,6 değerini alır.

$$\frac{A_v}{S} = \frac{V_u - \Phi V_c}{\Phi f_{ys} d} \quad (5.137)$$

3çapında ($\phi 10$) 2 kollu etriye için enine donatı aralığı denklem (5.138)'de belirtildiği gibi hesaplanır.

$$s = \frac{A_v \Phi F_{ys} d}{V_u - \Phi V_c} \quad (5.138)$$

$S=2 \times 0,11 \times 60 \times 22,44 / (33,92 - 0,6 \times 31,91) = 20 \text{ in}$ (510 mm) seçilen $s=4 \text{ in}$

$s < d/4 = 22,44/4 = 5,61 \text{ in}$

$s < 8 \phi_{\text{boyunadonati}} = 128 \text{ mm}$ ve $s < 6 \text{ in}$ koşulları sağlanmıştır.

Sarılma bölgesinin uzunluğu $2h = 2 \times 23,62 = 47,24 \text{ in}$ (1200mm)'den az olmamalıdır. Sarılma bölgesi dışındaki bölgelerde etriye aralığı $d/2 = 22,44/2 = 11,22 \text{ in}$ 'den fazla olmamalıdır. Seçilen $s=8 \text{ in}$. Sarılma bölgesi $2h=1200 \text{ mm}$ seçilmiştir. B-B aksına ait kirişlerin donatı detayları Şekil 5.30'da gösterilmiştir.

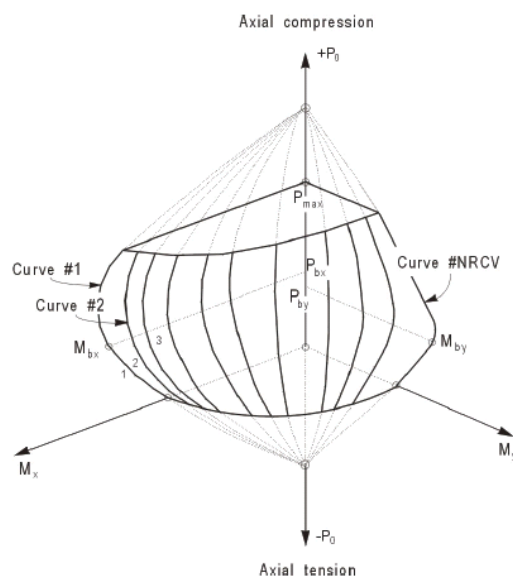
Amerikan yönetmeliklerinde kullanılan US birimlerine göre kullanılan donatı çapı ve alanı Çizelge 5.67’de gösterilmiştir.

Çizelge 5.67 : Amerikan yönetmeliklerine göre donatı çapı ve alanı

Donatı No	Donatı Çapı(in.)	Donatı Alanı(in. ²)
3	0,375	0,11
4	0,500	0,20
5	0,625	0,31
6	0,750	0,44
7	0,875	0,60
8	1,000	0,79
9	1,128	1,00
10	1,270	1,27
11	1,410	1,56
14	1,693	2,25
18	2,257	4,00

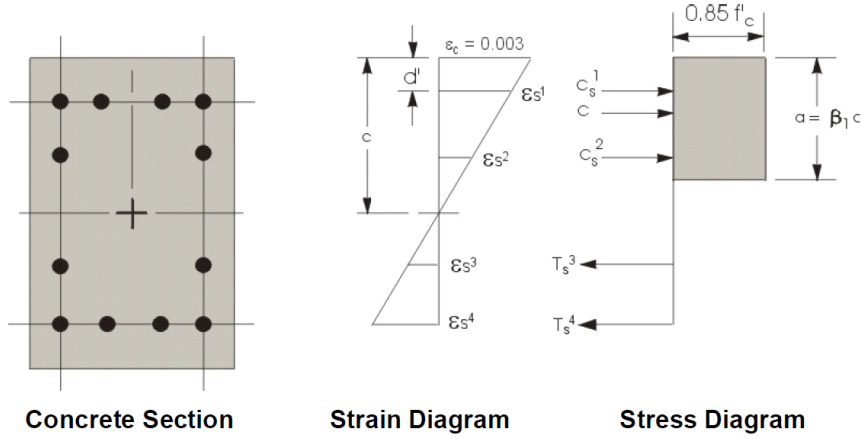
5.3.1.10 Kolon kesitlerinin tasarımı

Donatı miktarı belirli ve düzgün bir geometrisi olan kolon kesitlerinin kapasite hesapları ve tasarımı pragramlar yardımı ile yapılabilir. Öncelikle eğilme etkisi altında olan bir kolon yapısal elemanın moment normal kuvvet etkileşim diyagramları çizilir, kapasite sınırları hesaplanarak arttırılmış yük kombinasyonları altında oluşan maksimum iç tesirlerin kapasite sınırları içerisinde kalıp kalmadığına bakılır. Şekil 5.31’de örnek bir moment normal kuvvet etkileşim diyagramı gösterilmiştir.



Şekil 5.31 : Moment – Normal kuvvet etkileşimi

ACI 318 Bölüm 10.3'te taşıma gücü hesabının genel prensibi olarak ACI 318 Bölüm 10.2.3'te belirtildiği üzere beton elemanın maksimum şekil değiştirme oranı $\epsilon_c=0,003$ alınır. Beton basınç gerilme bloğu gerilme değeri $0,85f'_c$ olarak hesaplandığı ideal gerilme ve şekil değiştirme diyagramı Şekil 5.32'de gösterilmiştir.



Şekil 5.32 : Kolonlar için gerilme şekil değiştirme diyagramları

Dikdörtgen blok kısmın derinliği a_{maks} , denklem (5.139)'da belirtildiği gibi hesaplanır.

$$a_{maks} = \beta_1 c_{maks} \quad (5.139)$$

ACI 318 bölüm 10.2.7.3'e göre β_1 denklem (5.140)'ta belirtildiği şekilde hesaplanır.

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \left(\frac{f'_c - 4000}{1000} \right) \text{ ve } 0,65 \leq \beta_1 \leq 0,85 \quad (5.140)$$

Basınç kontrollü elemanlarda betonun maksimum şekil değiştirme oranı $\epsilon_c=0,003$ iken, çelik elemanın şekil değiştirme oranını akma dayanımına göre F_y/E olarak belirlenir. Çekme kontrollü elemanlarda beton maksimum şekil değiştirmesine ulaştığında $\epsilon_c=0,003$, çeliğin şekil değiştirme oranı $\geq 0,005$ kabul edilir. Dayanım azaltma katsayısı Φ kesit elemanın basınç yada çekme kontrollü olmasına göre aldığı değerler değişmektedir. Geçiş bölgesinde ise interpolasyon yapılır. Dayanım azaltma değerlerinin ACI 318 Bölüm 9.3.2'ye göre alabileceği değerler Denklem (5.141)'de gösterilmiştir.

$$\Phi = \Phi_c \rightarrow \varepsilon_t \leq \varepsilon_y$$

$$\Phi = \Phi_t - (\Phi_t - \Phi_c) \frac{0,003 - \varepsilon_t}{0,005 - \varepsilon_y} \rightarrow \varepsilon_y < \varepsilon_t \leq 0,005 \quad (5.141)$$

$$\Phi = \Phi_t \rightarrow \varepsilon_t > 0,005$$

ACI 318 bölüm 9.3.3'te belirtildiği üzere Φ değeri çekme kontrollü elemanlarda 0.90, basınç kontrollü elemanlarda 0,75 değerini alacaktır. Maksimum eksenel kuvvet $\Phi P_{n(maks)}$, ACI 318 Bölüm 10.3.6.1' göre denklem (5.142)'de belirtildiği gibi hesaplanır.

$$\Phi P_{n(maks)} = 0,85\Phi[0,85f'_c(A_g - A_{st}) + F_y A_{st}] \quad (5.142)$$

Denklem (5.142)'de belirtilen A_g beton alanını, A_{st} ise toplam donatı alanını göstermektedir. Donatı oranı %1 kabul edilirse;

$2971,15 = 0,85 \times 0,75 \times [0,85 \times 25 \times (A_g - 0,01A_g) + 420 \times 0,01A_g]$, $A_g = 184661 \text{ mm}^2$
 $<$ kullanılan $A_g = 490000 \text{ mm}^2$ koşulu sağlanmıştır. Seçilen donatı 16Ø20. ACI 318'de belirtildiği üzere boyuna donatı oranı %1'den küçük, %6'dan büyük olmamalıdır. Tasarımı yapılan binanın S04 kolonuna ait moment normal kuvvet etkileşimi Çizelge 5.68'de gösterilmiştir.

Çizelge 5.68 : S04 Kolonu normal kuvvete bağlı moment kapasiteleri ETABS 2013

P kN	M2-2 kNm	M3-3 kNm
6442,9971	0	0
6442,9971	101,2265	119,7214
6442,9971	207,1313	262,9552
5893,8829	297,9151	448,0206
4574,4597	327,5507	617,7062
3115,1158	354,4483	672,5671
2095,7505	424,6952	702,5213
798,2038	446,718	607,95
-520,5987	308,5431	353,2964
-1453,4982	118,0112	122,3657
-1852,2	0	0

Arttırılmış yükler altında S04 kolonunda oluşan en elverişsiz tesirler Çizelge 5.69'da gösterilmiştir.

Çizelge 5.69 : S04 Kolonu en elverişsiz tesirler ETABS 2013

Tasarım P_u kN	Tasarım M_{u2} kN-m	Tasarım M_{u3} kN-m	Donatı alanı mm ²	Donatı yüzdesi %
2971,1572	9,2286	107,6747	4900	1

Çizelgelerde belirtildiği gibi arttırılmış yükler ile hesaplanan kuvvet tesirleri kapasite sınırları içinde kalmıştır. Tasarımı yapılan binanın S02 kolonuna ait moment normal kuvvet etkileşimi Çizelge 5.70’te gösterilmiştir.

Çizelge 5.70 : S02 Kolonu Normal kuvvete bağlı moment kapasiteleri ETABS 2013

P kN	M2-2 kNm	M3-3 kNm
4193,2171	0	0
4193,2171	31,5156	97,7596
4193,2171	69,3574	212,657
3767,0539	93,5657	364,7652
2915,0389	98,8828	487,2835
1987,2385	106,2574	525,4444
1363,1571	126,9293	555,9194
528,7364	138,0055	482,439
-344,0185	96,5146	276,0977
-966,4208	38,0198	86,6556
-1209,6	0	0

Arttırılmış yükler altında S02 kolonunda oluşan en elverişsiz tesirler Çizelge 5.71’de gösterilmiştir.

Çizelge 5.71 : S02 Kolonu en elverişsiz tesirler ETABS 2013

Tasarım P_u kN	Tasarım M_{u2} kN-m	Tasarım M_{u3} kN-m	Donatı alanı mm ²	Donatı yüzdesi %
1977,475	36,4007	77,5961	3200	1

Kesme tasarımının yapılması

Öncelikle faktörlü yükler altında en elverişsiz eksenel kuvvet P_u ve kesme kuvveti V_u hesaplanır. Burada P_u kesme kuvvetini hesaplariken beton katkısı V_c hesabında gereklidir.

Sünekliği orta seviyede olan elemanlar için; (IBC 1901.2-ACI 21.3.3.2)

Depremlı kombinasyonlarda deprem yüklerinin katsayısı Ω aşırı dayanım katsayısı ile çarpılarak arttırılır, ve kesme kuvveti hesaplanır.

Sünekliği yüksek sınıfında bulunan elemanlar için; (IBC 1901.2-ACI 21.6.5.1)

- Elemanın iki ucunda eksenel yük altında moment kapasitelerinin M_{pr} toplamının kolon temiz açıklığına bölünmesi ile elde edilen değer V_e^c ,
- Kolona düğüm noktasında bağlı kirişlerin moment kapasitelerinin düğüm noktasında birleşen kolonlara dağıtılması ile elde edilen V_e^b değerlerinin küçük olanı tasarım kesme kuvveti V_u olarak hesaplanır. Denklem (5.143)'te özetlenmiştir.

$$V_u = \min(V_e^c, V_e^b) \geq V_{Ufaktörlü} \quad (5.143)$$

Burada moment kapasiteleri ile hesaplanan V_e^c denklem (5.144)'te belirtildiği şekilde hesaplanır.

$$V_e^c = \frac{M_i^+ + M_j^-}{l_v} \quad (5.144)$$

Denklemde gösterilen M_i değerleri çelik akma dayanımının $\alpha = 1,25$ ile artırılmış kapasite değerlerini göstermektedir. L_n ise kolon temiz açıklığını göstermektedir. Tasarımı yapılan S04 kolonuna ait $V_{ufaktörlü} = 222,41$ kN, kolonların eksenel yükleme altında kapasite momentleri $M_i = 1,25 \times 929 = 1161,25$ kNm elde edilmiştir. Kolon alt ve üst kısmında kapasite momentleri eşit kabul edilmiştir. Dolayısı ile $V_e^c = 1161,25 \times 2 / 2,40 = 967,70$ kN elde edilir.

Y doğrultulu deprem kombinasyonu sonucunda;

$$M_{ri} = 136,76 \text{ kNm}$$

$$M_{rj} = -162,38 \text{ kNm}$$

$$M_{pi} = 170,95 \text{ kNm}$$

$$M_{pj} = -202,97 \text{ kNm}$$

Kolon momentleri;

aks üzerindeki simetriği olan diğer S04 kolonundan veriler alınmıştır.

$$M_{üstdüğüm} = 16,65 \text{ kNm}$$

$$M_{altdüğüm} = 14,60 \text{ kNm}$$

$$\sum M_p = M_{pi} + M_{pj} = 170,95 + 202,97 = 373,92 \text{ kNm}$$

$M_u = \sum M_p \frac{14,60}{16,65+14,60} = 174,70 \text{ kNm}$ olduğu için $M_e^b < M_e^c$ olduğundan kolonun üst ucunda M_e^b dikkate alınır. Kolonun alt ucunda M_e^c dikkate alınarak $V_u = (1161,25 + 174,70)/2,40 = 556 \text{ kN} > V_{ufaktörlü} = 222,41 \text{ kN}$ hesaplarda ele alınacak tasarım kesme kuvveti $V_u = 556 \text{ kN}$ olarak seçilmiştir.

Betonun kesme katkısının hesaplanması

Sünekliği yüksek çerçevelerde ACI 318 Bölüm 21.6.5.2’de açıklandığı üzere aşağıda belirtilen durumlarda betonun kesmeye katkısı alınmaz.

- Depremlili kombinasyonda oluşan eksenel kuvvetin beton karakteristik dayanımı ile beton alanı çarpımlarının 1/20’sinden küçük olma durumunda,
- Depremden elde edilen kesme kuvvetinin faktörlü kombinasyonlardan elde edilen maksimum kesme kuvvetinin yarısından büyük olması durumunda.

$P_u = 2971,15 > 25 \times 700 \times 700 \times 10^{-3} / 20 = 612,5$ ve $V_e = 30,2 \text{ kN}$ ve $V_{ufaktörlü} = 222,41$ dolayısı ile $30,2 < 222,41/2 = 111,21 \text{ kN}$ olduğundan dolayı betonun kesme kuvvetine katkısı hesap edilecektir. S04 kolonuna ait geometrik özellikler Çizelge 5.72’de gösterilmiştir.

Çizelge 5.72 : S04 kolonu kesit ve malzeme bilgileri

	SI	US birim sistemi
b_w	700 mm	27,55 in
h	700 mm	27,55 in
d	650 mm	25,59 in
d'	50 mm	1,96 in
h_n	2400 mm	94,48 in
f_c	25 Mpa	3625,9 psi
f_y	420 Mpa	60915,8 psi

Kolonun kısa kenarı $12 \text{ in} = 304,8 \text{ mm} < 700 \text{ mm}$ koşulu sağlanmıştır. Ve kısa kenarın uzun kenarı oranı 0,4’ten küçük olmamalıdır.

Kolonda eksenel kuvvet basınç etkisi yapıyorsa V_c , ACI 318 Bölüm 11.2.1.2’ye göre denklem (5.145)’te belirtildiği şekilde hesaplanır.

$$V_c = 2\lambda\sqrt{f'_c}\left(1 + \frac{P_u}{2000A_g}\right)A_{cv} \quad (5.145)$$

$$V_c \leq 3,5\lambda\sqrt{f'_c}\sqrt{\left(1 + \frac{P_u}{500A_g}\right)A_{cv}}$$

Burada P/A_g psi biriminde olmalıdır. A_{cv} ise efektif kesme alanını göstermektedir.

$P/A_g = 2971,15 \times 10^3 / (700 \times 700) \times 145,037 = 880 \text{ psi}$ ve $A_{cv} = 27,55 \times 25,59 = 705,00 \text{ in}^2$ elde edilir. $V_c = 2 \times 1 \times 3625,9^{1/2} \times (1 + 880/2000) \times 705 = 122261 \text{ lb} = 543,84 \text{ kN} = 122,261 \text{ kips}$ olarak hesaplanmıştır.

ACI 318 bölüm 11.4.7.9'a göre beton ile çeliğin beraber alabileceği maksimum kesme kuvveti V_{maks} denklem (5.146)'da belirtildiği gibi hesaplanır.

$$V_{maks} = V_c + (8\sqrt{f'_c})b_w d \quad (5.146)$$

$$V_{maks} = 122,261 + 8 \times \sqrt{3625,9} \times 705 / 1000 = 461,87 \text{ kips}$$

ACI 318 Bölüm 11.4.7.1'e göre $\Phi V_c / 2 < V_u < \Phi V_{maks}$, $122,261 / 2 \times 0,6 = 36,67 < 556 / 4,448 = 125 < 0,6 \times 461,87 = 277,122 \text{ kips}$ olduğundan dolayı;

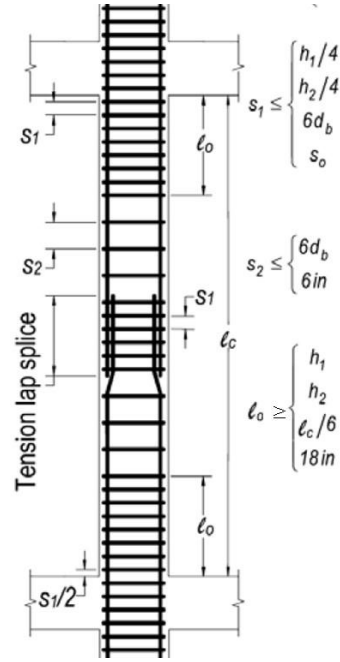
$$\frac{A_v}{S} = \frac{V_u - \Phi V_c}{\Phi f_{ys} d} \quad (5.147)$$

Denklemden gösterilen Φ değeri depremli durumda ACI 318 bölüm 9.3.4.a'ya göre 0,6 değerini alır. Seçilen donatı # 3 çapında ($\phi 10$) çift kollu etriye ve her iki doğrultuda 2 adet $\phi 10$ çiroz kullanılması durumu için enine donatı aralığı denklem (2.2)'de belirtildiği gibi hesaplanır.

$$s = \frac{A_v \Phi f_{ys} d}{V_u - \Phi V_c} \quad (5.148)$$

$S = 4 \times 0,11 \times 60 \times 25,59 / (125 - 0,6 \times 122,61) = 13,13 \text{ in}$ (333 mm) seçilen $s = 4 \text{ in}$ (100mm) sarılma bölgesinde enine donatı aralığı olarak seçilmiştir.

Kolonlarda enine donatı düzenlemesi Şekil 5.133'te gösterilmiştir.



Şekil 5.33 : ACI 318'e göre kolonlarda enine donatı düzenlemesi[18]

Sarılma bölgesinin uzunluğu $l_0 \geq$ eleman derinliği, $l_c/6$ ve 18in olduğundan dolayı seçilen $l_0=700\text{mm}$.

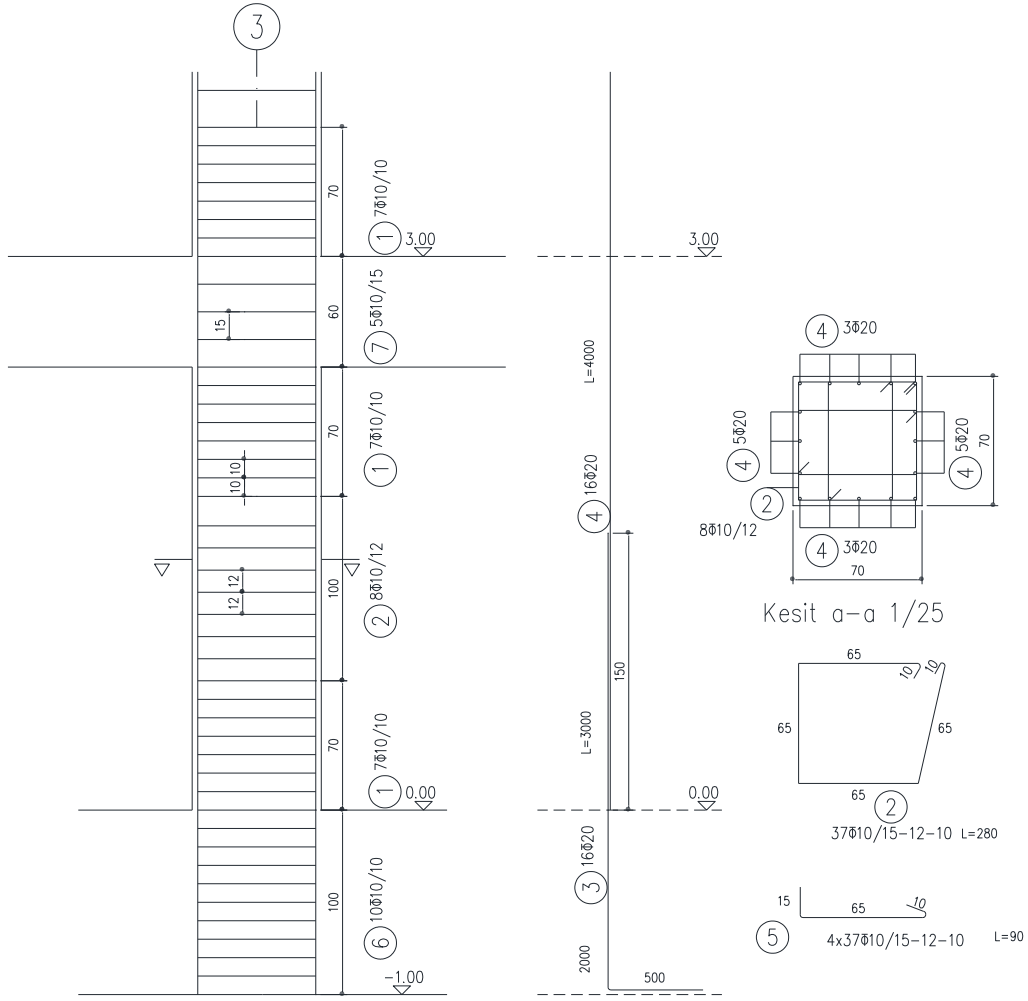
Sarılma bölgesinde enine donatı aralığı;

$$s < b_{\text{kısakenar}} = 27,55/4 = 6,89 \text{ in} = 175\text{mm}$$

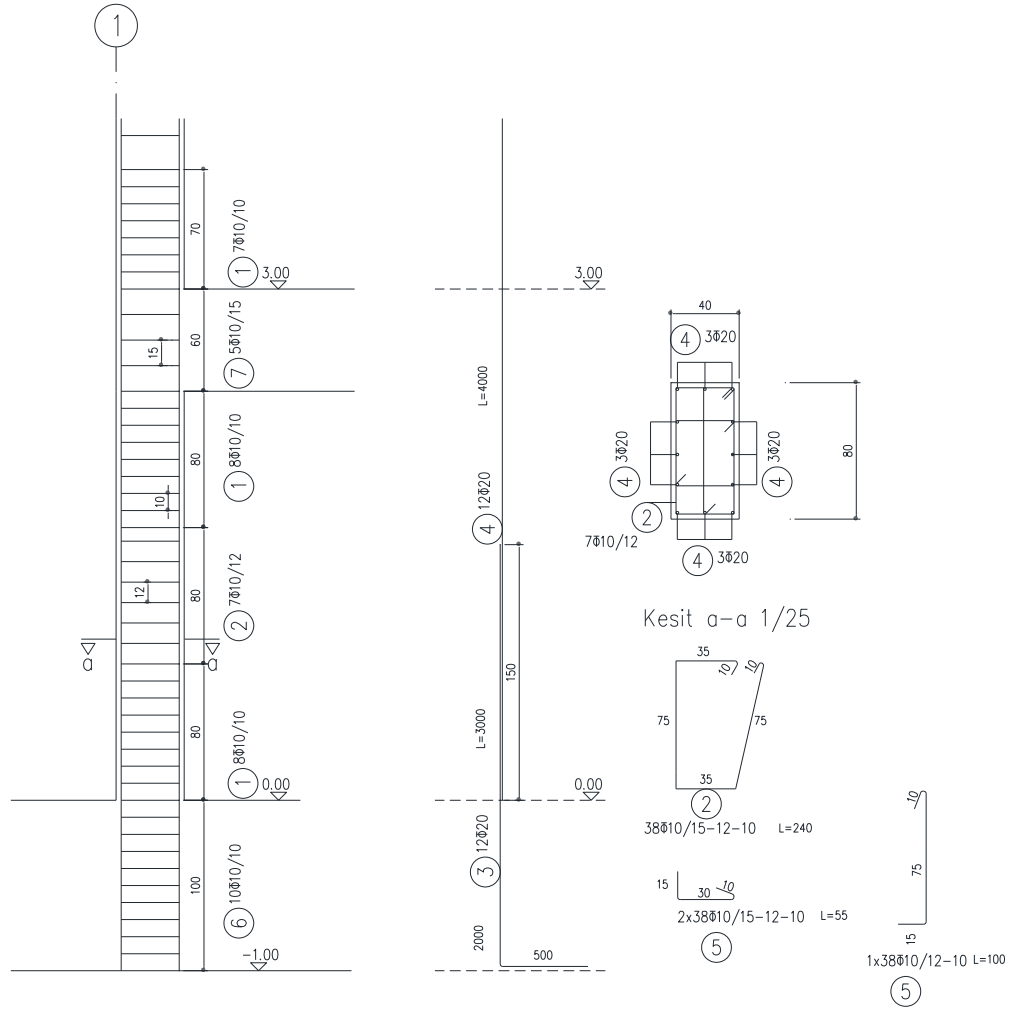
$s < 6\phi 20 = 120\text{mm}$ olduğundan dolayı seçilen etriye aralığı $s=100\text{mm}$

Sarılma bölgesi dışındaki bölgelerde etriye aralığı;

$s < 6\phi 20$ (boyuna donatı) $= 120\text{mm}$ 'den fazla olmamalıdır ve $s \leq 6\text{in}$. Seçilen $s=120\text{mm}$. B-B aksı S04 ve S02 kolonları donatı detayları sırası ile Şekil 5.34 ve Şekil 5.35'te gösterilmiştir.



Şekil 5.34 : B-B aksı S04 kolonu donatı detayları



Şekil 5.35 : B-B aksı S02 kolonu donatı detayları

Kolonların kirişlerden güçlü olma kontrolleri

Yukarıda eğilme hesabı gösterilen S04 kolonunun üst düğüm noktasında kolonların kirişlerden güçlü olma durumu Y doğrultusunda etkitilen deprem sonucunda oluşan tesirler için hesaplanmıştır.

$$M_{ri}=136,76 \text{ kNm}$$

$$M_{rj}=-162,38 \text{ kNm}$$

$$M_{r\ddot{u}}=1100\text{kNm}$$

$$M_{ra}=1100\text{kNm}$$

Y deprem yönü için S04 kolonun bağlı olduğu düğüm noktasında kolonların kirişlerden güçlü olduğu gösterilmiştir.

$\frac{M_{ra}+M_{r\ddot{u}}}{M_{ri}+M_{rj}} = \frac{1100+1100}{136,76+162,38} = 7,35 \geq 1,2$ olduğundan kolonların kirişlerden güçlü olma kontrolü sağlanmıştır.

5.3.1.11 Perde kesitlerinin tasarımı

Betonarme hesabı yapılacak P02 perdesine ait özellikler Çizelge 5.73'te gösterilmiştir.

Çizelge 5.73 : P02 perdesine ait kesit bilgileri

	SI	US birim sistemi
b_w	200 mm	7,87in
l_w	3400 mm	133,85 in
f_c	25 Mpa	3625,9 psi
f_y	420 Mpa	60915.8 psi

ACI 318'e göre $l_w/b_w > 6$ olduğundan dolayı perde tasarımı yapılacaktır. ETABS 2013 programı ile yapılan analizler sonucunda tasarım kuvvetleri Çizelge 5,74'te ETABS 2013 programı kesit tasarımı ile oluşturulan perde kesitine ait normal kuvvet moment etkileşimleri Çizelge 5.75'te gösterilmiştir.

Çizelge 5.74 : ETABS 2013 P02 perdesi tasarım bilgileri

Yeri	Gerekli donatı alanı (mm ²)	Gerekli donatı oranı	P_u kN	M_{u2} kN-m	M_{u3} kN-m	V_u kN
Üst	1700	0,0025	686,2326	-5,285	-249,1388	533,2288
Alt	1700	0,0025	611,3996	2,2625	-397,4338	468,6337

Çizelge 5.75 : ETABS 2013 P02 perdesi normal kuvvet moment etkileşimi

P kN	M2-2 kNm	M3-3 kNm
9468,4812	0	0
9468,4812	3,227	2148,3888
8978,7141	3,4091	3454,93
7763,0494	3,5461	4459,3821
6442,7519	3,8446	5197,6982
4973,4286	4,1273	5697,0262
4049,305	4,9063	6699,9885
2710,2775	5,2603	7172,8724
625,4379	5,8105	5600,6398
-1465,205	5,3317	3213,671
-3563,0281	0	0

Görüldüğü üzere tasarım moment ve normal kuvvet değerleri kapasite sınırları içinde kalmıştır. Yapılan analizler sonucunda çift taraflı Ø14/200 donatılar kullanılacaktır.

Perde kesme tasarımı

Faktörlü yük kombinasyonlarının analizler yardımı ile en elverişsiz hesap değerleri P_u , M_u ve V_u hesaplanır. Beton tarafından karşılanan kesme kuvveti hesaplanır. Beton tarafından karşılanan kesme kuvveti V_c süneklilik düzeyi yüksek özel perdeler için ACI Bölüm 21.9.4.4.1’de denklem (5.149)’da belirtildiği gibi hesaplanır.

$$V_c = \alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} A_{cv} \quad (5.149)$$

Denklem (5.149)’da belirtilen α_c katsayısı perde yüksekliğinin plandaki boyuna oranla ACI 318 Bölüm 21.9.4.4.1’de belirtildiği gibi aşağıda özetlenmiştir.

$$\alpha_c = 2 \rightarrow h_w/l_p > 2$$

$$\alpha_c = 3 \rightarrow h_w/l_p \leq 1,5$$

h_w/l_p ’nin 1,5 ile 2 arasında bir değer alması durumunda α_c 2 ile 3 arasında interpolasyon ile hesaplanır. A_{cv} perde kesitinin alanını göstermektedir. Kesitte hesaplanan maksimum kesme kuvveti V_{maks} ACI 318 Bölüm 21.9.4.4’e göre denklem (5.151)’de belirtildiği gibi hesaplanır.

$$V_{maks} = 8\sqrt{f'_c} t_p L_p \quad (5.151)$$

Denklem (5.151)’de gösterilen t_p perde kalınlığını, L_p ise perdenin plandaki boyunu göstermektedir. Bu durumda gerekli donatı alanı ACI 318 Bölüm 21.9.4.1’de belirtildiği üzere denklem (5.152) yardımı ile hesaplanır.

$$\frac{A_v}{S} = \frac{V_u - (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} L_p t_p) \Phi_{vs}}{f_{ys} L_p} \quad (5.152)$$

Ayrıca faktörlü yükler altında oluşan kesme kuvveti V_u , $\lambda \sqrt{f'_c} (L_p t_p)$ değerini aşması durumunda min kesme donatısı oranları ACI 21.9.2.1’de belirtildiği üzere 0,0025 olarak hesaplanmalıdır.

Tasarımı yapılan P02 perdesinde;

$h_w/l_p=33/3,4>2$ olduğundan dolayı $\alpha_c=2$ alınacaktır.

$$V_c=2 \times 1 \times 3625,9^{0.5} \times 133,85 \times 7,87/1000=126,86 \text{ kips}=564 \text{ kN}$$

$$V_{maks}=8 \times 1 \times 3625,9^{0.5} \times 133,85 \times 7,87 / 1000 = 507,44 \text{ kips} = 2257,1 \text{ kN}$$

Enine donatı olarak çift kollu $\phi 12$ lik etriyeler kullanılmıştır. $A_v = 2 \times \pi 12^2 / 4 = 226 \text{ mm}^2 = 0,35 \text{ in}^2$.

$s = 0,35 \times 60,915 \times 133,85 / [(119,87 - 126,86 \times 0,6)] = 65,22 \text{ in} \geq 18 \text{ in}$ dolayısı ile seçilen $\phi 12 / 200 \text{ mm} = 7,87 \text{ in} \leq 18 \text{ in}$ kritik perde bölgesi dışında $\phi 10 / 250 \text{ mm}$ donatısı kullanılmıştır.

$V_u = 533,22 \text{ kN} = 119,87 \text{ kips}$ ve $\lambda \sqrt{f'_c} (L_p t_p) = 1 \times 3625,9^{0.5} \times 133,85 \times 7,87 = 63,43 \text{ kips} < V_u$ olduğundan dolayı min enine donatı oranı 0,0025 olarak ayarlanmalıdır.

$$\rho_t = \frac{0,35}{7,87 \times 7,87} = 0,0056 > 0,0025 \text{ koşulu sağlanmıştır.}$$

Perde uç bölge tasarımı

Yapının temelinden en üst katına kadar devam eden perdelerde normal kuvvet ve eğilmeye karşı kritik bölgeler oluşturulur. ACI 318 Bölüm 21.9.6.2’de açıklandığı üzere tarafsız eksen derinliği c ’nin denklem (5.153)’te belirtilen değeri geçmesi veya oluşan basınç gerilmesinin $0,2 f'_c$ değerini aşması durumunda perde uç bölgeleri oluşturulmalıdır.

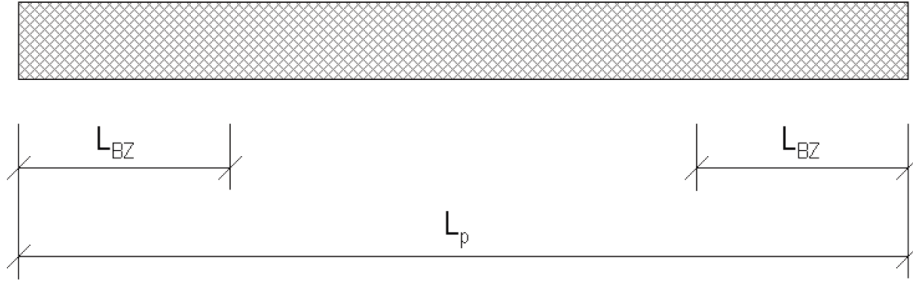
$$c \geq c_{cr} = \frac{l_w}{600(\delta_u/h_w)} \quad (5.153)$$

Denklem (5.153)’te belirtilen δ_u/h_w değeri ACI 318 Bölüm 21.9.6.2.a’da açıklandığı gibi 0,007’den küçük alınamaz ve δ_u ise elastik etki sonucu oluşan yerdeğiştirmenin C_d yerdeğiştirme artırma katsayısı ile çarpılıp, bina önem katsayısı I ’ya bölünmesi ile elde edilir. Tasarımı yapılan binada P02 perdesinde δ_u/h_w değeri 0,007’den küçük olduğu için hesaplarda 0,007 alınmıştır.

$$c = 800 \text{ mm} = 31,49 \text{ in} < 133,85 / (600 \times 0,007) = 31,86 \text{ in} \text{ ve boyusuz basınç gerilmesi } v_d = \frac{998 \times 10^3}{3400 \times 200 \times 25} = 0,06 < 0,2 \text{ olduğundan dolayı uç bölge tasarımı yapılmamıştır.}$$

Yapılması durumunda dikkat edilmesi gereken konular;

Uç bölge tasarımı Şekil 5.36’ da belirtildiği gibi perde uç bölgeleri oluşturulmalıdır.



Şekil 5.36 : Perde uç bölgeleri L_{BZ}

Perde uç bölgesinin uzunluğu denklem (5.154)’te verilen değerlerin büyük olanından az olmamalıdır.

$$L_{BZ} = \max(c/2, c - 0,1L_w) \quad (5.154)$$

Kritik perde yüksekliği $L_w=3,4m$ ve $M_u/(4V_u)$ değerlerinden büyük olmalıdır. Perde uç bölgelerinde kullanılan enine donatı aralığı $s < b/3$, $s < 6 \times \emptyset$ boyuna donatı ve $s < 6in=150mm$ olmalıdır.

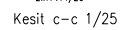
ACI 318 Denklem 21-5’te belirtildiği üzere minimum donatı alanı denklem (5.155)’te ifade edilmiştir.

$$A_{sh} = \frac{0,09sb_c f'_c}{f_{yt}} \quad (5.155)$$

b_c elemanda iki doğrultuda enine donatıları arası temiz mesafeyi belirtir.

Perde uç bölgesinde boyuna donatı oranı minimum 0,0025 olacak şekilde seçilmelidir.

Perde enine donatıları kritik yükseklik boyunca ($h_{cr}=6m \geq L_w=3,4 m$) uygulandığı gibi temelin tamamında uygulanabilir. Temelin tamamında uygulanmadığı durumda temel içerisinde en az 12in(300mm) devam ettirilmelidir. P02 perdesine ait donatı çizimleri Şekil 5.37’de gösterilmiştir.



188

6. HESAP SONUÇLARININ KARŞILAŞTIRILMASI VE ÖNERİLER

Bu çalışma kapsamında aynı yapı için üç ayrı yönetmeliğe göre tasarım sonuçlarının karşılaştırılması yapılmıştır.

6.1 Yapı Periyotlarının Karşılaştırılması

Karşılaştırmaların yapılacağı periyotlar Türk yönetmeliklerine göre modal analizden alınan sonuçlar, Eurocode 8 ve ASCE 7-10 yönetmeliklerinde esas alınan periyot ise yaklaşık formülle hesaplanan periyot değeri olarak yapılan karşılaştırmayı Çizelge 6.1’de gösterilmiştir.

Çizelge 6.1 : Yapı periyotlarının karşılaştırılması

	Modal Analiz	Eurocode 8 (yaklaşık formül)	ASCE/SEI 7-10 (yaklaşık formül)
$T_{1,x}(s)$	1,069	0,688	0,672
$T_{1,y}(s)$	1,013	0,688	0,672

DBYBHY’de yaklaşık periyot hesabı bulunmamaktadır. Eurocode 8 ve ASCE/SEI 7-10’da çıkan değerler birbirine yakın çıkmıştır.

6.2 Deprem Ağırlıklarının Karşılaştırılması

Yapı konut türü olarak tasarlandığı için hareketli yük bulundurma katsayısı $n=0,3$ olarak hesaplara katılmıştır. Model üzerinde yapısal yükler G1 ilave sabit yükler G2 ve hareketli yükler Q olarak tanımlanmıştır. DBYBHY ve Eurocode 8’de hareketli yükler belirli bir bulundurma yüzdesi $n=0,30$ ile hesaplara katılmıştır. Fakat ASCE/SEI 7-10’da deprem ağırlıklarında sadece ölü yükler hesaplara katıldığından deprem ağırlığı diğer yönetmeliklere göre az hesaplanmıştır. Farklı yönetmeliklerinde hesaplanan deprem ağırlıkları Çizelge 6.2’de gösterilmiştir.

Çizelge 6.2 : Deprem ağırlıklarının karşılaştırılması

	DBYBHY (G1+G2+0,3Q)	Eurocode 8 (G1+G2+0,3Q)	ASCE/SEI 7-10 (G1+G2)
W(kN)	50254	50254	47848

6.3 Taban Kesme Kuvvetlerinin Karşılaştırılması

Her üç yönetmelik dahilinde eşdeğer deprem yükü yöntemi ile yapılan hesapta, x ve y doğrultularında elde edilen taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması Çizelge 6.3'te gösterilmiştir.

Çizelge 6.3 : Taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması (Yaklaşık yöntem)

	DBYBHY	Eurocode 8	ASCE/SEI 7-10
V_{tx} (kN)	2597	4242,7	2875,3
V_{ty} (kN)	2712	4242,7	2875,3

Çizelge 6.3'ten anlaşılacağı üzere en büyük kesme kuvveti her iki doğrultuda da Eurocode 8 yönetmeliğine göre hesaplanmıştır. Fakat bu çizelge yaklaşık yöntem ile hesap edildiğinden karşılaştırma açısından pek güvenli sayılamaz. Bu yüzden karşılaştırmanın daha iyi yapılabilmesi amacı ile modal analizden elde edilen periyot değerine göre hesaplanan her iki doğrultudaki taban kesme kuvvetleri Çizelge 6.4'te gösterilmiştir.

Çizelge 6.4 : Taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması (Modal analiz)

	DBYBHY	Eurocode 8	ASCE/SEI 7-10
V_{tx} (kN)	2597	3214,4	1857,3
V_{ty} (kN)	2712	3392,1	1951,5

Benzer şekilde en büyük deprem kuvveti Eurocode 8 yönetmeliklerine göre elde edilmiştir.

6.4 Yer Değiştirmelerin ve Görelî Ötelemelerin Karşılaştırılması

DBYBHY, Eurocode 8 ve ASCE 7-10'a göre yapılan analizler sonucunda, ek dışmerkezlilik etkileri göz önüne alınarak maksimum yer değiştirmeler, minimum yer değiştirmeler ve maksimum görelî kat ötelemeleri karşılaştırılmıştır. Yapının X doğrultusunda EXN deprem etkisi altında maksimum yerdeğiştirmelerin karşılaştırılması Çizelge 6.5'te gösterilmiştir.

Çizelge 6.5 : X doğrultusunda maksimum yer değiştirmelerin kıyaslanması

Kat	DBYBHY(mm)	Eurocode 8(mm)	ASCE/SEI 7-10(mm)
10	31,9	49,6	39
9	29,6	46,4	36,2
8	27	42,6	32,9
7	24,1	38,2	29,2
6	20,9	33,2	25,1
5	17,4	27,8	20,7
4	14,2	22,8	16,7
3	10,9	17,5	12,7
2	7,6	12,3	8,8
1	4,7	7,6	5,4
Z	2	3,2	2,3

Yapının X doğrultusunda EXN deprem etkisi altında minimum yerdeğiştirmelerin karşılaştırılması Çizelge 6.6'da gösterilmiştir.

Çizelge 6.6 : X doğrultusunda minimum yer değiştirmelerin kıyaslanması

Kat	DBYBHY(mm)	Eurocode 8(mm)	ASCE/SEI 7-10(mm)
10	22,6	35,2	27,6
9	20,5	32	25
8	18,3	28,7	22,3
7	16,1	25,3	19,5
6	13,9	21,9	16,7
5	11,6	18,3	13,9
4	9,3	14,8	11,1
3	7,1	11,3	8,5
2	5	8	5,9
1	3,1	5	3,6
Z	1,4	2,2	1,6

Yapının Y doğrultusunda EYP deprem etkisi altında maksimum yerdeğiştirmelerin karşılaştırılması Çizelge 6.7’de gösterilmiştir.

Çizelge 6.7 : Y doğrultusunda maksimum yer değiştirmelerin kıyaslanması

Kat	DBYBHY(mm)	Eurocode 8(mm)	ASCE/SEI 7-10(mm)
10	32,5	48,4	37,9
9	29,7	44,3	34,6
8	26,7	40	31
7	23,5	35,5	27,3
6	20,3	30,7	23,4
5	16,9	25,6	19,4
4	13,7	20,8	15,6
3	10,5	16	11,8
2	7,4	11,3	8,3
1	4,6	7	5,1
Z	2,1	3,1	2,3

Yapının Y doğrultusunda EYP deprem etkisi altında minimum yerdeğiştirmelerin karşılaştırılması Çizelge 6.8’de gösterilmiştir.

Çizelge 6.8 : Y doğrultusunda minimum yer değiştirmelerin kıyaslanması

Kat	DBYBHY(mm)	Eurocode 8(mm)	ASCE/SEI 7-10(mm)
10	23,9	35,5	27,9
9	21,5	32,1	25,1
8	19	28,6	22,2
7	16,6	25	19,4
6	14,3	21,5	16,6
5	11,9	18	13,8
4	9,5	14,5	11
3	7,3	11	8,4
2	5,1	7,8	5,9
1	3,2	4,9	3,7
Z	1,5	2,3	1,7

Yapının X doğrultusunda EXN deprem etkisi altında ortalama görelî kat ötelemelerinin karşılaştırılması Çizelge 6.9’da gösterilmiştir.

Çizelge 6.9 : X doğrultusunda ortalama görelî kat ötelemelerinin kıyaslanması

Kat	DBYBHY(mm)	Eurocode 8(mm)	ASCE/SEI 7-10(mm)
10	2,2	3,2	2,7
9	2,4	3,55	3
8	2,55	3,9	3,25
7	2,7	4,2	3,45
6	2,9	4,5	3,6
5	2,75	4,25	3,4
4	2,75	4,4	3,3
3	2,7	4,25	3,25
2	2,4	3,85	2,85
1	2,2	3,6	2,55
Z	1,7	2,7	1,95

Yapının Y doğrultusunda EYP deprem etkisi altında ortalama görelî kat ötelemelerinin karşılaştırılması Çizelge 6.10’da gösterilmiştir.

Çizelge 6.10 : Y doğrultusunda ortalama görelî kat ötelemelerinin kıyaslanması

Kat	DBYBHY(mm)	Eurocode 8(mm)	ASCE/SEI 7-10(mm)
10	2,6	3,75	3,05
9	2,75	3,9	3,25
8	2,8	4,05	3,25
7	2,75	4,15	3,35
6	2,9	4,3	3,4
5	2,8	4,15	3,3
4	2,7	4,15	3,2
3	2,65	3,95	3
2	2,35	3,6	2,7
1	2,1	3,25	2,4
Z	1,8	2,7	2

Çizelgelerden anşailacağı üzere gerek yer değıştirmeler gerek kat görelî ötelemeleri açısından Eurocode 8'e göre tasarım en büyük yerdeğıştirme ve görelî kat ötelemelerini, DBYBHY'ye göre tasarımda ise en küçük yer değıştirme ve görelî kat ötelemeleri elde edilmiştir. Yapının X doğrultusunda EXN deprem etkisi altında etkin görelî kat ötelemelerinin karşılaştırılması Çizelge 6.11'de gösterilmiştir. Etkin görelî kat ötelemeleri hesaplanırken, DBYBHY ve Eurocode 8'de yer değıştirmeler yapı davranış katsayısı q ile çarpılırken, ASCE/SEI 7-10'da deplasman büyütme katsayısı C_d ile çarpılıp bina önem katsayısı I 'ya bölünerek hesaplanmıştır.

Çizelge 6.11 : X doğrultusunda etkin görelî kat ötelemelerinin kıyaslanması

Kat	DBYBHY(mm)	Eurocode 8(mm)	ASCE/SEI 7-10(mm)
10	15,4	18,72	14,85
9	16,8	20,7675	16,5
8	17,85	22,815	17,875
7	18,9	24,57	18,975
6	20,3	26,325	19,8
5	19,25	24,8625	18,7
4	19,25	25,74	18,15
3	18,9	24,8625	17,875
2	16,8	22,5225	15,675
1	15,4	21,06	14,025
Z	11,9	15,795	10,725

Yapının Y doğrultusunda EYP deprem etkisi altında etkin görelî kat ötelemelerinin karşılaştırılması Çizelge 6.12’de gösterilmiştir.

Çizelge 6.12 : Y doğrultusunda etkin görelî kat ötelemelerinin kıyaslanması

Kat	DBYBHY(mm)	Eurocode 8(mm)	ASCE/SEI 7-10(mm)
10	18,2	21,9375	16,775
9	19,25	22,815	17,875
8	19,6	23,6925	17,875
7	19,25	24,2775	18,425
6	20,3	25,155	18,7
5	19,6	24,2775	18,15
4	18,9	24,2775	17,6
3	18,55	23,1075	16,5
2	16,45	21,06	14,85
1	14,7	19,0125	13,2
Z	12,6	15,795	11

Etkin görelî kat ötelemelerinin maksimum değerleri Eurocode 8’e göre tasarımda hesaplanmıştır. ASCE/SEI 7-10’da görelî kat ötelemeleri DBYBHY’ye göre fazla olmasına rağmen deplasman büyütme katsayısı $C_d=5,5$ ve DBYBHY’de yapı davranış katsayısı $q=7$ olduğundan dolayı etkin görelî kat ötelemeleri birbirine yakın çıkmıştır. Etkin görelî kat öteleme oranlarında aşılması istenen üst sınır DBYBHY ve ASCE 7-10’a göre tasarımda 0,02 iken Eurocode 8’de bu değer $0,005/v$ alınarak kontroller yapılmıştır. Bu sınır farklılığı ile Eurocode 8’de tasarım depreminin yapıda oluşturacağı etkiler azaltılmış ve diğer yönetmeliklere göre kat öteleme oranlarının çok daha düşük seviyede kalması sağlanmıştır.

6.5 Yük Kombinasyonlarının Farklı Olması

DBYBHY, Eurocode 8 ve ASCE7-10’da verilen yük kombinasyonları birbirinden farklıdır. Örnek olarak sadece düşey yüklerden oluşan yük kombinasyonları için yük kombinasyonları DBYBHY, Eurocode 8 ve ASCE/SEI 7-10’da sırası ile;

- $1,4G + 1,6Q$
- $1,35G + 1,5Q$
- $1,2D + 1,6Q$

DBYBHY'ye göre tasarımda deprem hareketi sadece yatay hareket olarak incelenir düşey bileşeni yoktur. Buna karşın Eurocode 8 ve ASCE 7-10'da deprem hareketinin düşey bileşeni de hesaplanmıştır. Yük kombinasyonlarında dikkate alınması beklenir. ASCE 7-10'da deprem hareketinin düşey yük etkisi yük kombinasyonlarında ölü yükleri azaltıcı ve arttırıcı etkiler olarak ayrı ayrı etkililir.

TS 500 ve Eurocode 2'ye göre yapılan hesaplarda malzeme dayanım değerleri malzeme güvenlik katsayılarına bölünerek tasarım dayanımları hesaplanır. ACI 318'de ise hesabı yapılan elemanın türüne ve etkiyen kuvvete göre belirlenen dayanım azaltma katsayısı Φ kullanılarak tasarım dayanım momenti, kesme kuvveti ve normal kuvveti elde edilir.

Kolonların üzerine etkiyen normal kuvvete bağlı boyutsuz normal kuvvet oranı DBYBHY'de Bölüm 3.3.1.2'de belirtildiği üzere 0.50, Eurocode 8'de Bölüm 5.5.3.2.1.(3)P'de belirtildiği üzere 0.55 ve ACI 318 Bölüm 10.3.6.3'te belirtildiği üzere $0.80\Phi \cong 0.52$ sınır değerini aşmamalıdır.

Kirişler için sarılma bölgesinin uzunluğu DBYBHY ve ACI 318' göre tasarımda kritik bölge $2h$, Eurocode 8'e göre tasarımda bu değer $1.5h$ seçilmiştir. Sarılma bölgesindeki donatı aralıkları ise DBYBHY'de $s=\min(h/4, 8\phi_{\text{boyuna donatı}}, 150\text{mm})$, ACI 318'e göre tasarımda $s=\min(d/4, 8\phi_{\text{boyuna donatı}}, 6\text{in} \cong 150\text{mm})$ ve Eurocode 8'e göre tasarımda $s=\min(h/4, 24\phi_{\text{enine donatı}}, 6\phi_{\text{boyuna donatı}}, 175\text{mm})$ koşullarını sağlayacak şekilde belirlenmelidir.

6.6 Deprem Hesabı Farklılıkları

Tüm yönetmeliklerde düzensizlik, yükseklik ve deprem bölgesi koşullarına göre belirli sınırlandırmalarla birlikte eşdeğer deprem yükü yönteminin kullanılması, eşdeğer deprem yükünün kullanılmadığı durumlarda ise mod birleştirme hesap yönteminin kullanılması uygun görülmüştür.

DBYBHY Bölüm 3.2.3'te belirtildiği üzere kesit hesapları yapılırken tüm kesit alanı ile diğer bir ifade ile çatlamamış kesit ile hesap yapılmasına izin verilir. ASCE 7-10 Bölüm 12.7.3'te yapı elemanlarının çatlamış kesit rijitliklerinin kullanılmasına izin verilir ve önerilir[19]. Eurocode2'de Bölüm 5.4'te lineer hesap yöntemlerinde çatlamamış kesit rijitliğinin kullanılması uygun görülmüştür. Tasarımı yapılan proje

analizlerinde tüm kesit dikkate alınarak rijitlik azaltması yapılmadan hesaplar yapılmıştır.

Yönetmeliklerin farklı olması durumunda yapı kütlesi ve rijitliği farklı olacağından farklı titreşim periyotların hesaplanması mümkündür. DBYBHY ve Eurocode 8'e göre yapılan tasarımda $T_x=1,069$, $T_y=1,013$ sn iken ASCE/SEI 7-10'a göre tasarımda $T_x=1,04$, $T_y=0,99$ sn olarak hesaplanmıştır. Ayrıca ASCE/SEI 7-10 ve Eurocode 8'de yapı yüksekliğine ve yapısal sisteme bağlı olarak periyot hesabında yaklaşık yöntemin kullanılmasına izin verilirken DBYBHY'de yaklaşık yöntem mevcut değildir.

DBYBHY ve Eurocode 8'e göre deprem hesabında kullanılacak spektral ivme, belirlenen deprem bölgelerine göre hesaplanırken, ASCE/SEI 7-10'a göre deprem hesabında bölgesel ivme değerlerini gösteren haritalardan yararlanılır. Haritalar B zemin sınıfı için hazırlandığından, tasarlanacak spektrum katsayıları zemin katsayısı ile çarpılarak hesaplanır.

Yapı davranış katsayıları DBYBHY ve ASCE/SEI 7-10 ile tasarımda moment aktaran çerçeveler ve perde sisteminden oluşan bir taşıyıcı sistem olarak $q=7$ alınmıştır. Eurocode 8'de ise benzer taşıyıcı sistem $4,5\alpha_u/\alpha_1=5,85$ alınmıştır.

Perde uç bölge tasarımında ASCE/SEI 7-10 ve Eurocode 8 yönetmeliklerinde perde uç bölgesi tasarımı yapılmasına karar verilmesinde perde üzerine etkiyen normal kuvvete bağlı basınç gerilmesi dikkate alınırken, DBYBHY'de perde elemanının geometrik özelliklerine bağlıdır.

Sonuç olarak üç farklı yönetmeliğe göre eşdeğer deprem yükü hesap yöntemi kullanılarak yapının analizleri yapılarak düzensizlik durumları, etkin görelî kat ötelemeleri ve ikincil mertebe etkileri kontrol edilmiştir. Yapısal elemanların boyutlandırma ve betonarme hesabı yapılmıştır. Çalışma kapsamında en elverişsiz sonuçlar Eurocode yönetmeliklerine göre olan tasarımda hesaplanarak güvenli tarafta kalınmış buna karşın ekonomik açıdan daha maliyetli sonuçlara ulaşılmıştır.

KAYNAKLAR

- [1] **Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (DBYBHY)** (2007). *T.C Bayındırlık ve İskân Bakanlığı*, Ankara
- [2] **Zorbozan, M.** (t.y.). Betonarme Yapı Tasarımı-Deprem Hesabı Ders Notları, Yıldız Teknik Üniversitesi
- [3] **TS 500** (2000). Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara
- [4] **EN 1998-1** (2004). Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1 : General rules, seismic actions and rules for buildings (Eurocode 8), *European Committee for Standardization*
- [6] **EN 1990:2002+A1** (2005). Basis of structural design (Eurocode), *European Committee for Standardization*
- [8] **EN 1992-1** (2004). Design of concrete structures – Part 1-1:General Rules and Rules for Buildings (Eurocode2), *European Committee for Standardization*
- [9] **ASCE/SEI 7-10** (2010). Minimum design loads for buildings and other structures, *Structural Engineering Institute of the American Society of Civil Engineers*, Reston, VA.
- [10] **Kıyı ve Liman Yapıları, Demiryolları, Havameydanları İnşaatları Deprem Teknik Yönetmeliği** (2007). *T.C Ulaştırma Bakanlığı, Limanlar, Hava Meydanları İnşaatı Genel Müdürlüğü*, Ankara
- [11] **ACI 318-11** (2011). Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, *ACI Committee*, USA
- [12] **TS 498** (1987). Yapı elemanlarının boyutlandırılmasında alınacak yüklerin hesap değerleri, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara
- [13] **EN 1991-1** (2002). Actions on structures – Part 1-1: General actions-Densities, self – weight, imposed loads for buildings (Eurocode 1) *European Committee for Standardization*
- [14] **Özmen, G., Orakdöğen, E., Darılmaz, K.** (2014). Örneklerle ETABS 2013, Birsen Yayınevi, İstanbul
- [15] **Darılmaz, K.** (2013). Depreme Dayanıklı Betonarme Binaların Tasarımına Giriş, Sage Yayınevi, İstanbul
- [16] **Aydinoğlu, M.N., Celep, Z., Özer, E., Sucuoğlu, H.,** (2009). Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik Açıklamalar ve Örnekler Kitabı
- [17] **Acun, B., Athanasopoulou, A., Pinto, A., Carvalho, E., Fardis, M.** (2012). EC8: Seismic Design of Buildings Worked Examples, Italy

[19] **S.K. Ghosh, Qiang Shen.**(2008). Seismic and Wind Design of Concrete Buildings (2006 IBC/ASCE/SEI 7-05/ACI 318-05), International Code Council, USA

[5] **Url-1** < http://www.ecceengineers.eu/news/2014/59_5.Azevedo_Eurocode-8.pdf> alındığı tarih:15.01.2015

[7] **Url-2** < http://www.slideshare.net/ValentinosNeophytou/etabs-manual-seismic-design-of-steel-buildings-according-to-eurocode-3-8?qid=30248d80-b420-45da-b3f9-38e5cd5edbff&v=qf1&b=&from_search=1> alındığı tarih:15.02.2015

[18] **Url-3** < <http://www.nehrp.gov/pdf/nistgcr8-917-1.pdf>> alındığı tarih:20.03.2015

EKLER

EK A1: Zemin kat kalıp planı

EK A2: DBYBHY'ye göre B-B aksı kiriş donatı detayları

EK A3: DBYBHY'ye göre B-B aksı S04 kolonu donatı detayları

EK A4: DBYBHY'ye göre B-B aksı S02 kolonu donatı detayları

EK A5: DBYBHY'ye göre P02 perdesi donatı detayları

EK A6: Eurocode 8'e göre B-B aksı kiriş donatı detayları

EK A7: Eurocode 8'e göre B-B aksı S04 kolonu donatı detayları

EK A8: Eurocode 8'e göre B-B aksı S02 kolonu donatı detayları

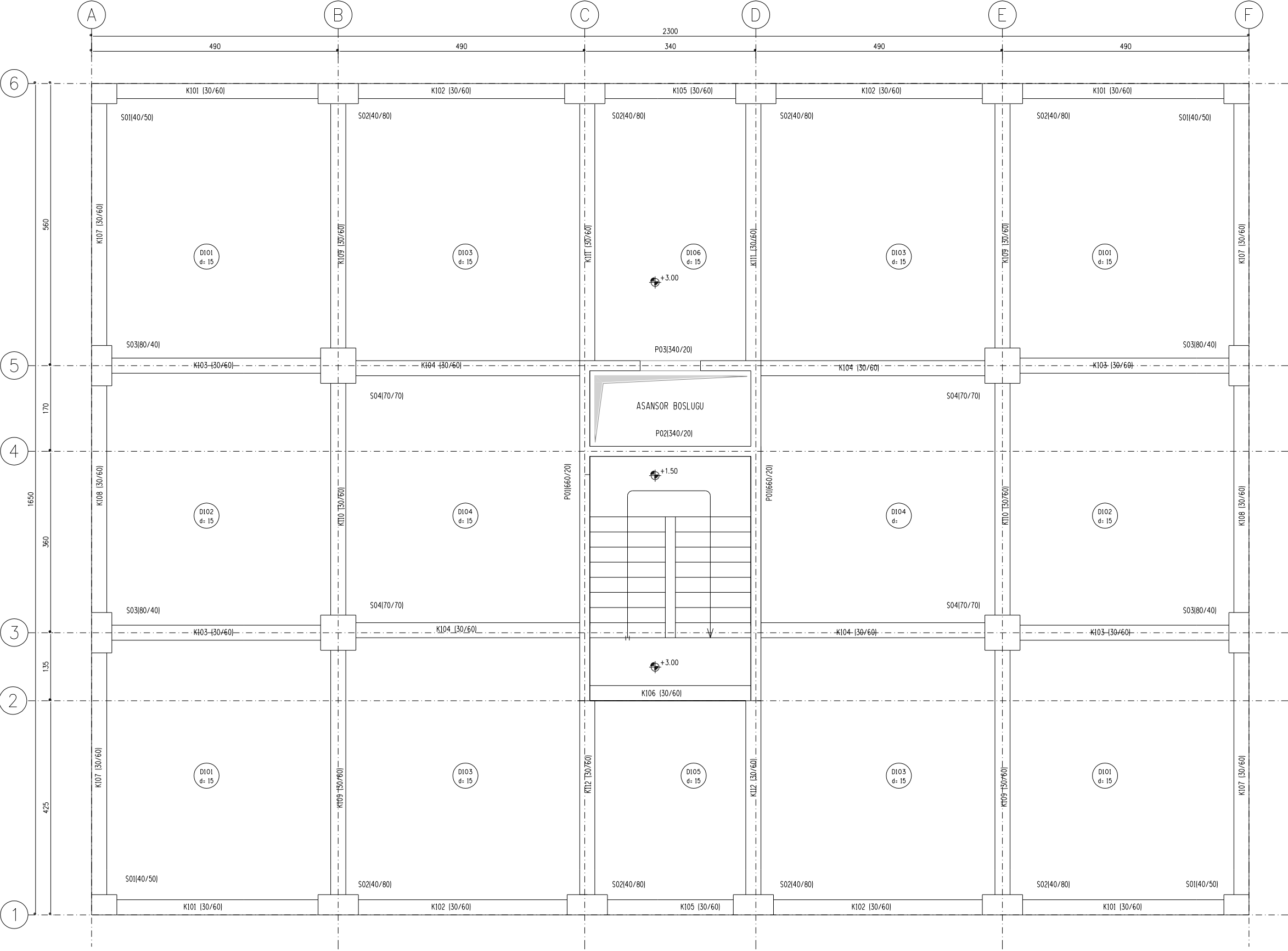
EK A9: Eurocode 8'e göre P02 perdesi donatı detayları

EK A10: ASCE/SEI 7-10'a göre B-B aksı kiriş donatı detayları

EK A11: ASCE/SEI 7-10'a göre B-B aksı S04 kolonu donatı detayları

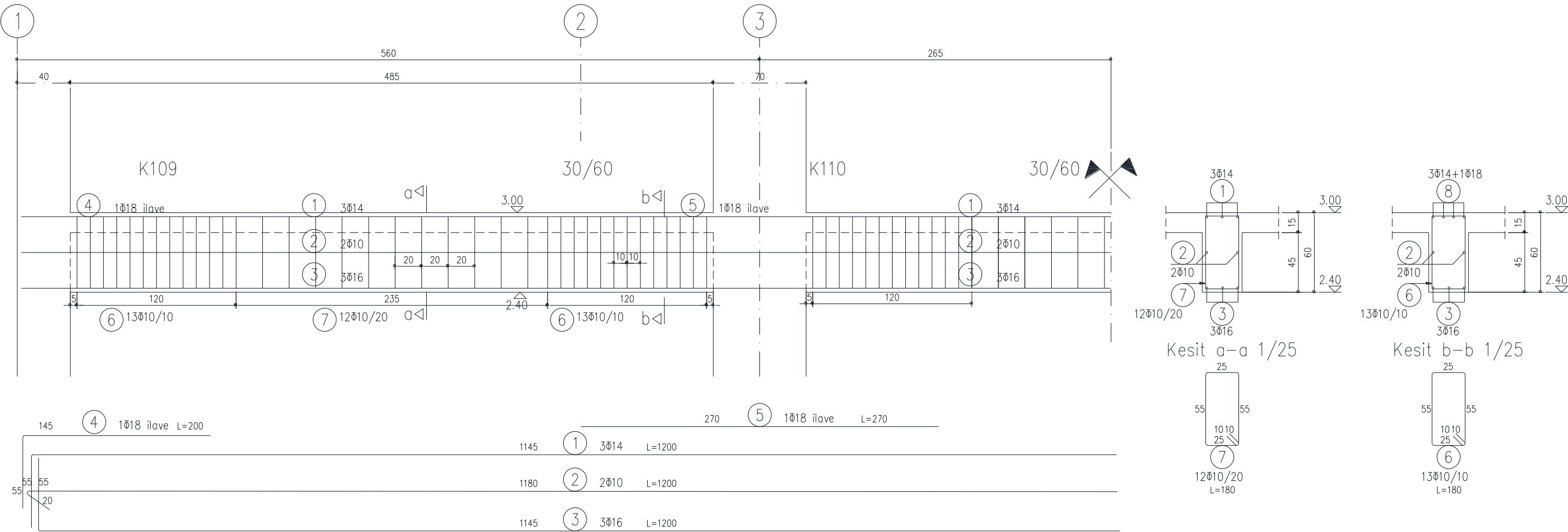
EK A12: ASCE/SEI 7-10'a göre B-B aksı S02 kolonu donatı detayları

EK A13: ASCE/SEI 7-10'a göre P02 perdesi donatı detayları

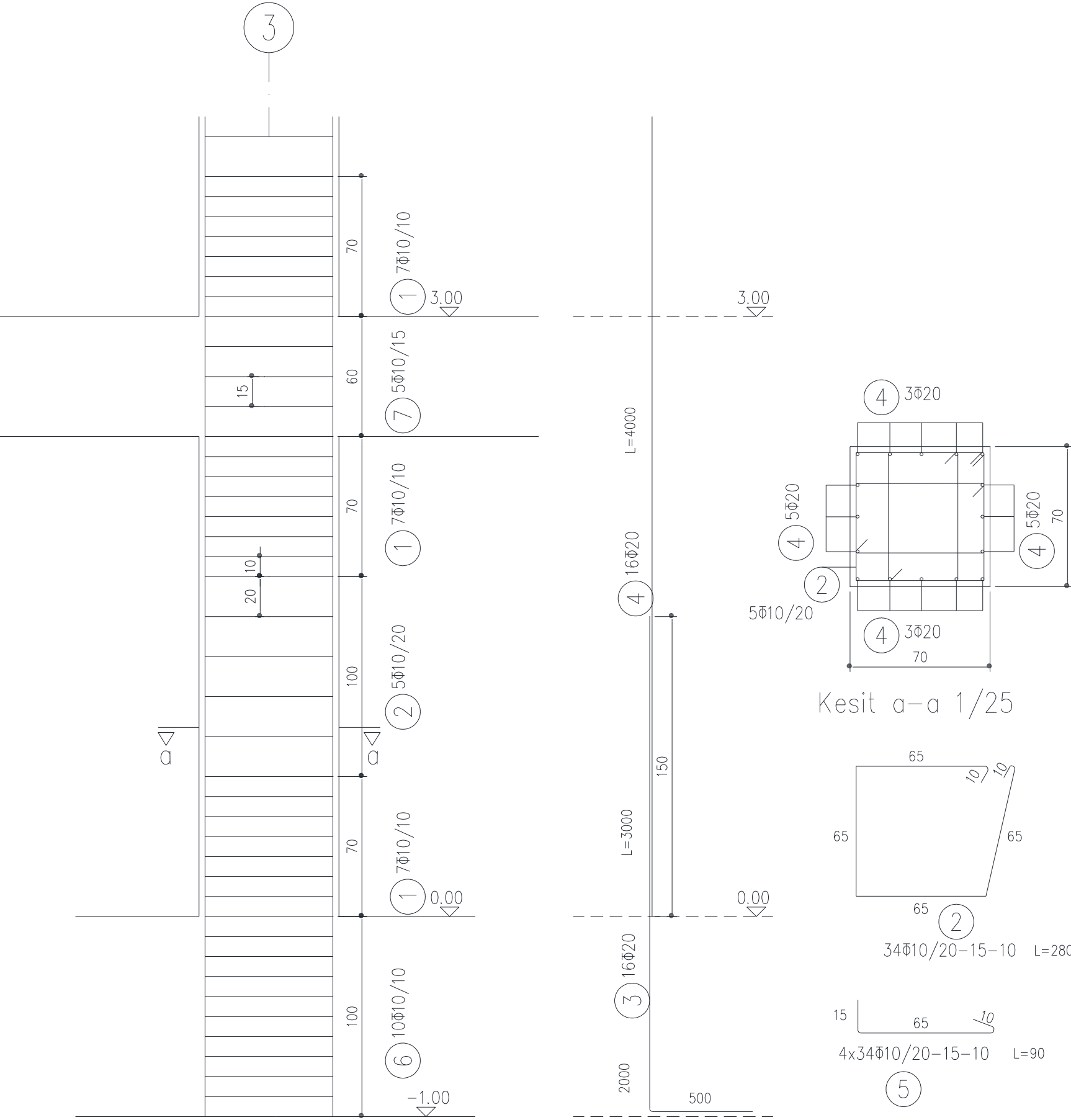


Şekil A.1 : Zemin kat kalıp planı

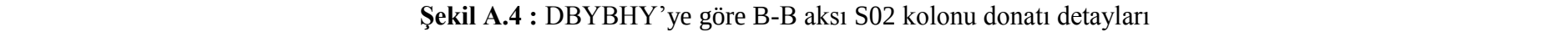
EK A2

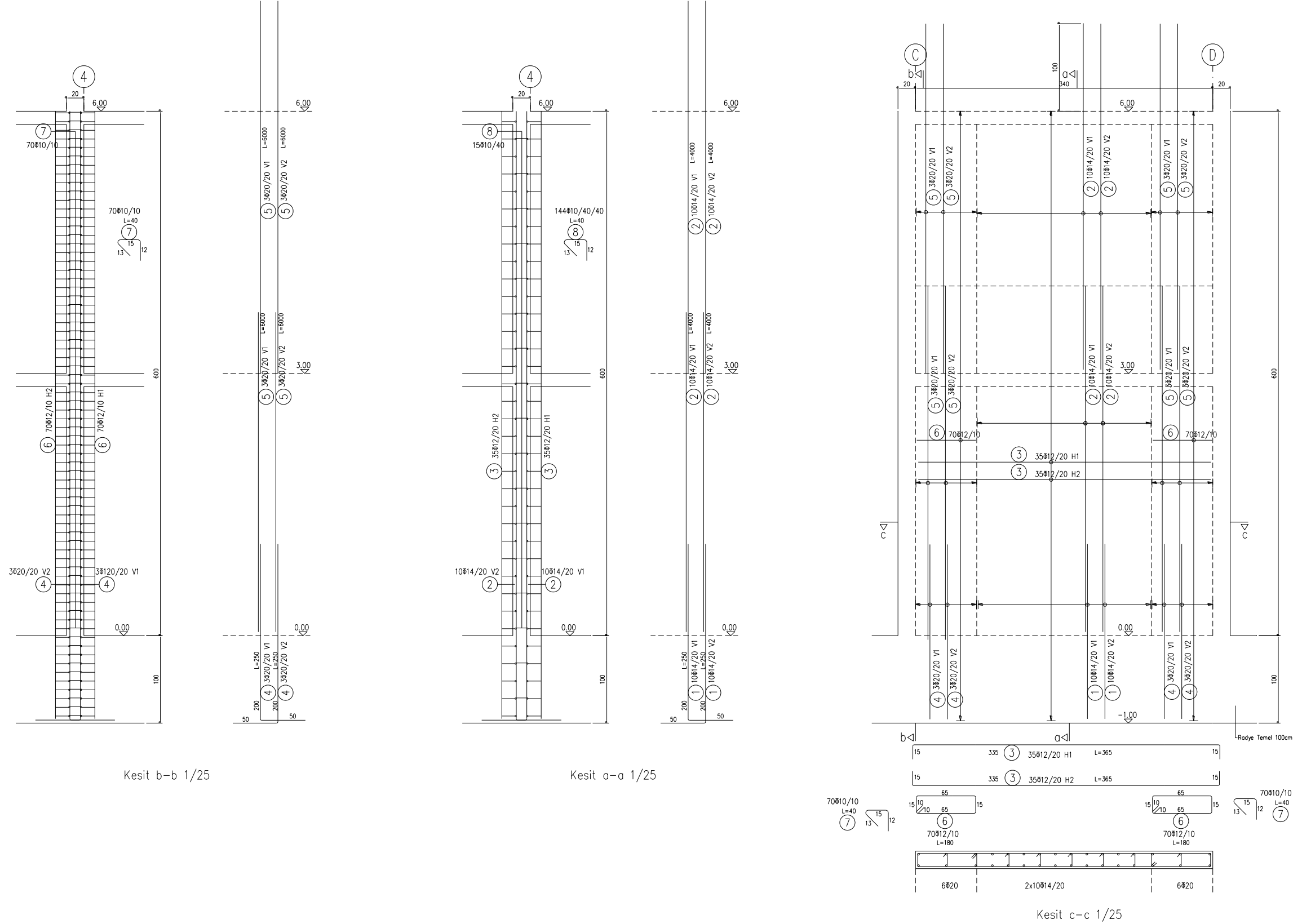


Şekil A.2 : DBYBHY’ye göre B-B aksı kiriş donatı detayları



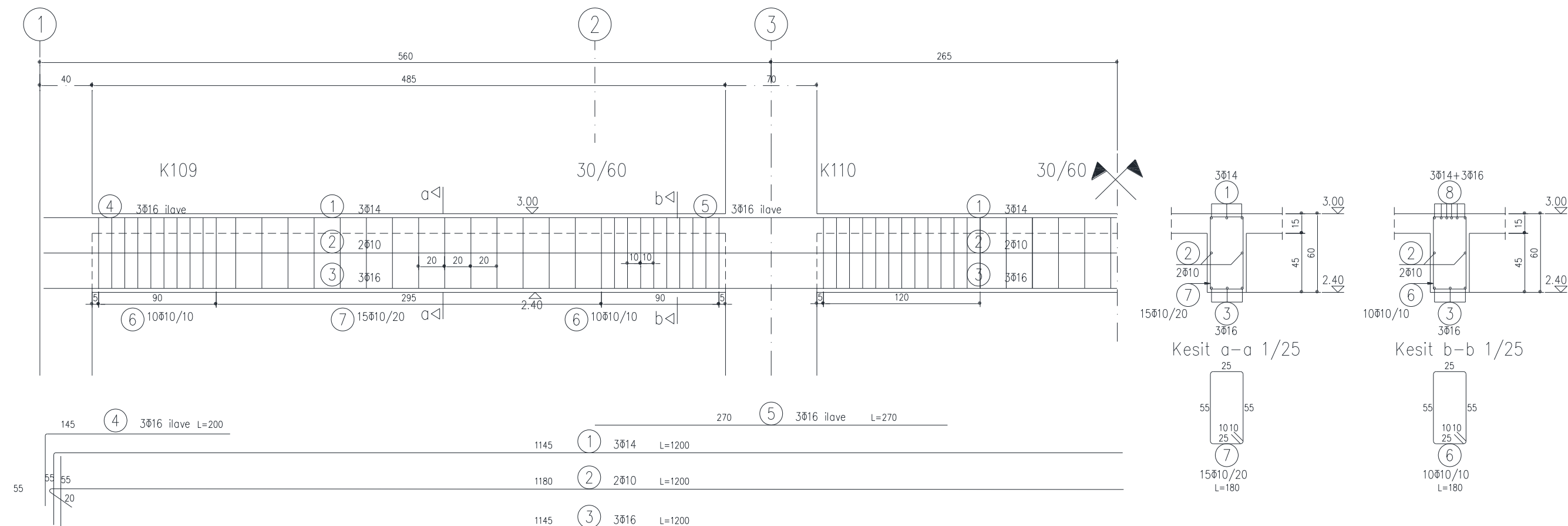
Şekil A.3 : DBYBHY’ye göre B-B aksı S04 kolonu donatı detayları



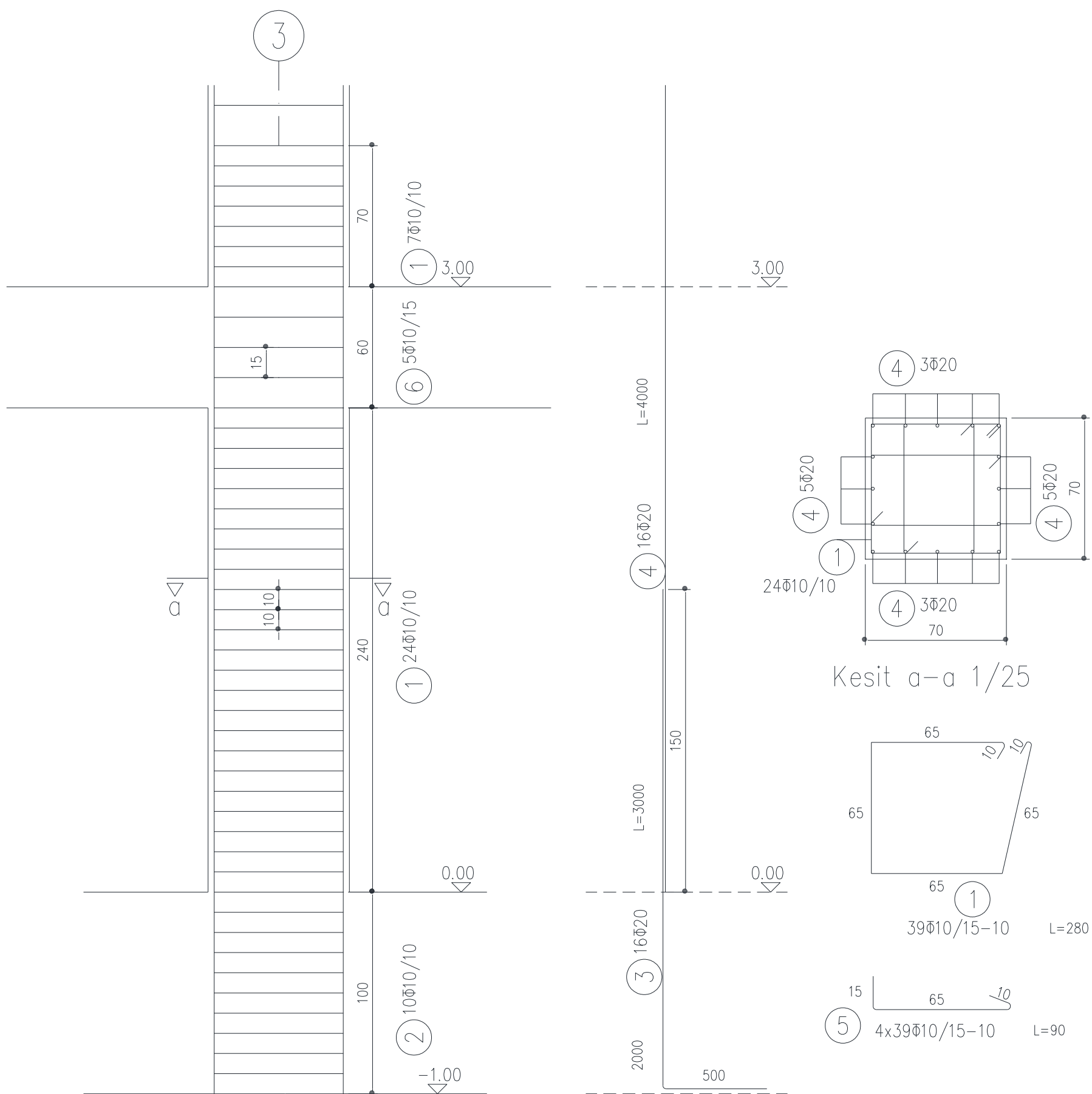


Şekil A.5 : DBYBHY’ye göre P02 perdesi donatı detayları

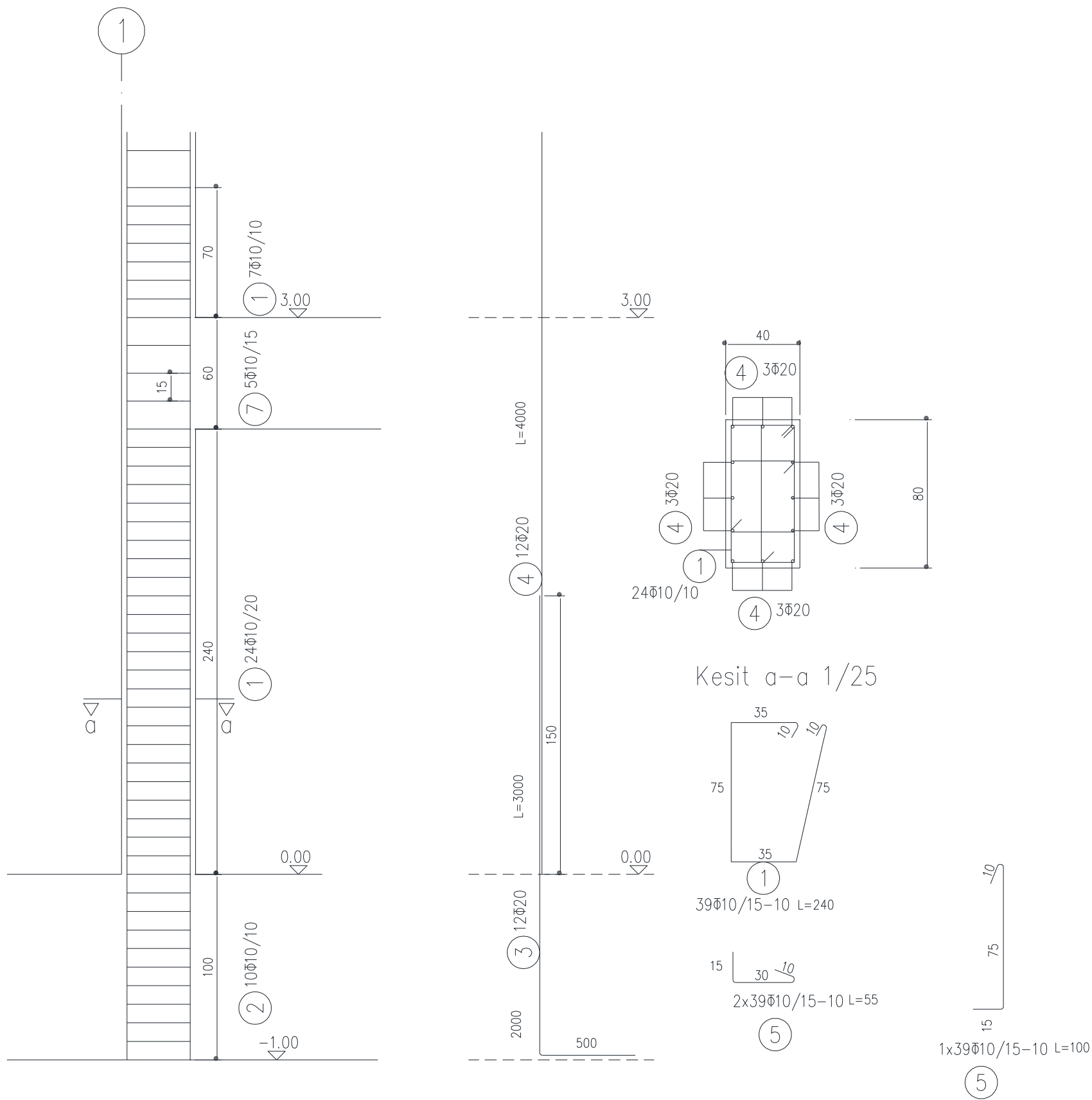
EK A6



Şekil A.6 : Eurocode 8'e göre B-B aksı kiriş donatı detayları

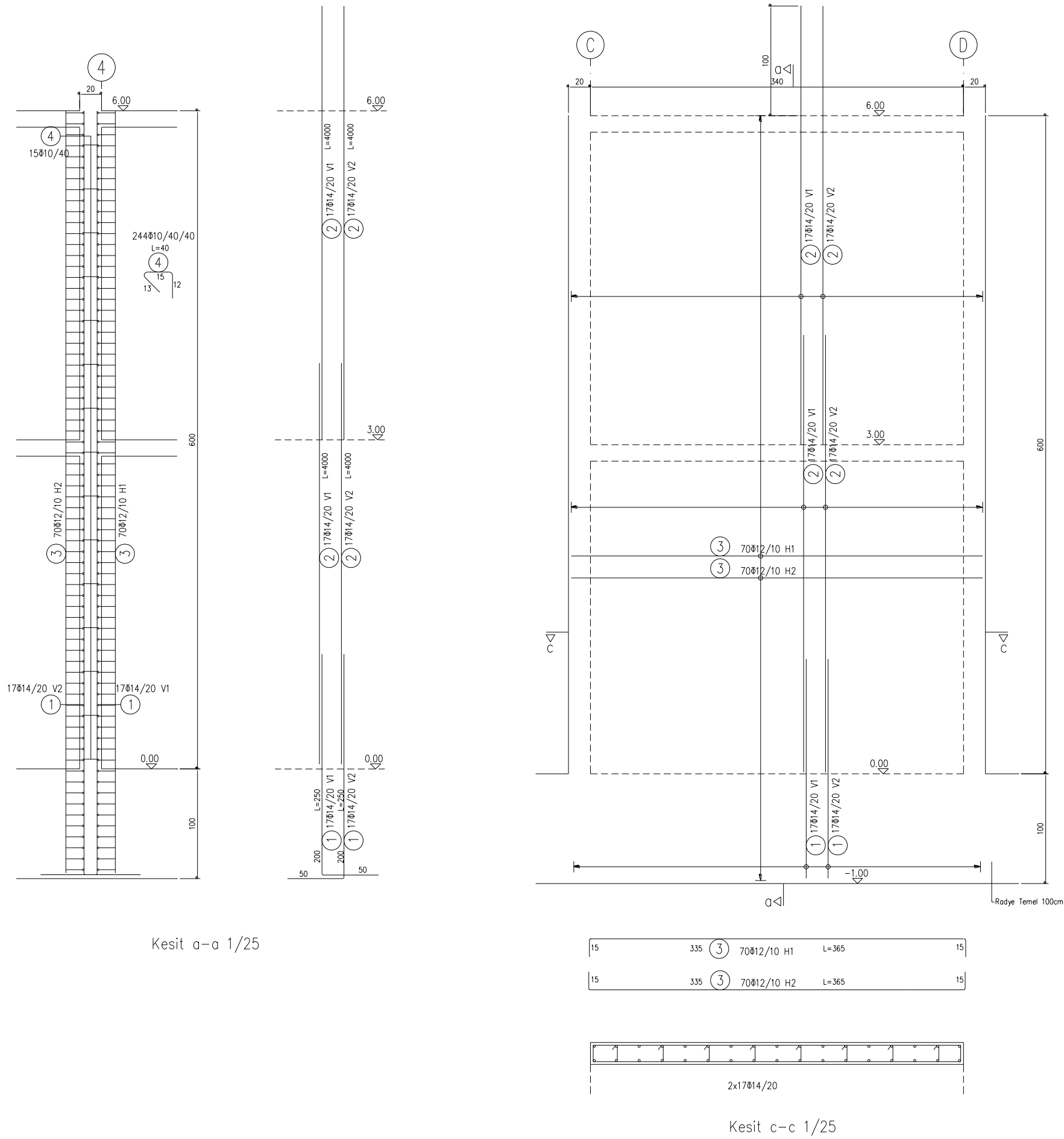


Şekil A.7 : Eurocode 8'e göre B-B aksı S04 kolonu donatı detayları



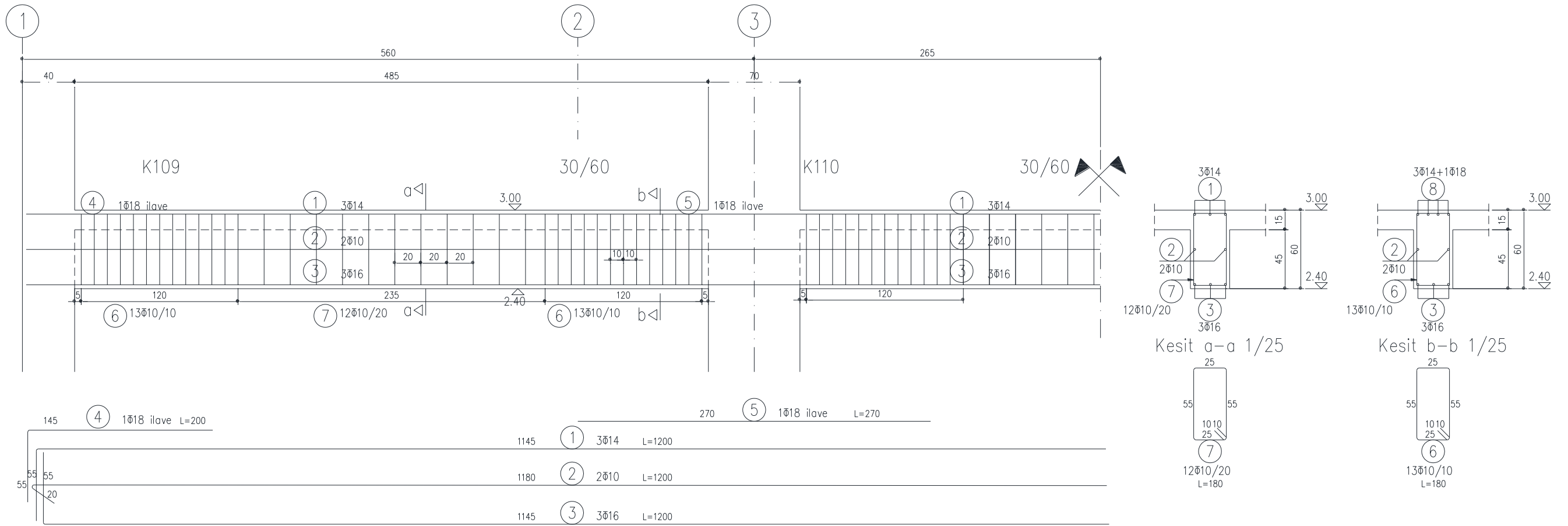
Şekil A.8 : Eurocode 8'e göre B-B aksı S02 kolonu donatı detayları

EK A9

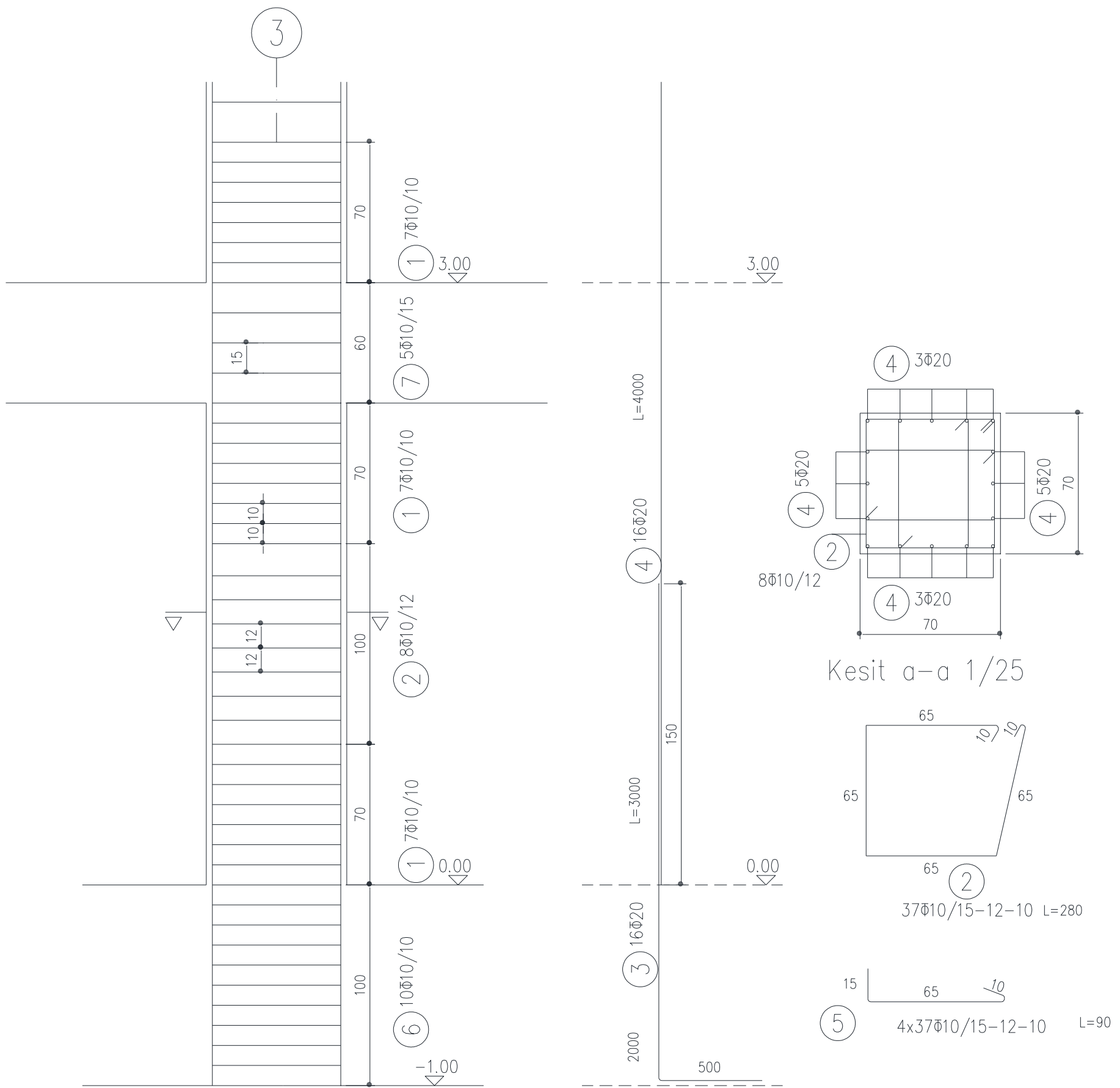


Şekil A.9 : Eurocode 8'e göre P02 perdesi donatı detayları

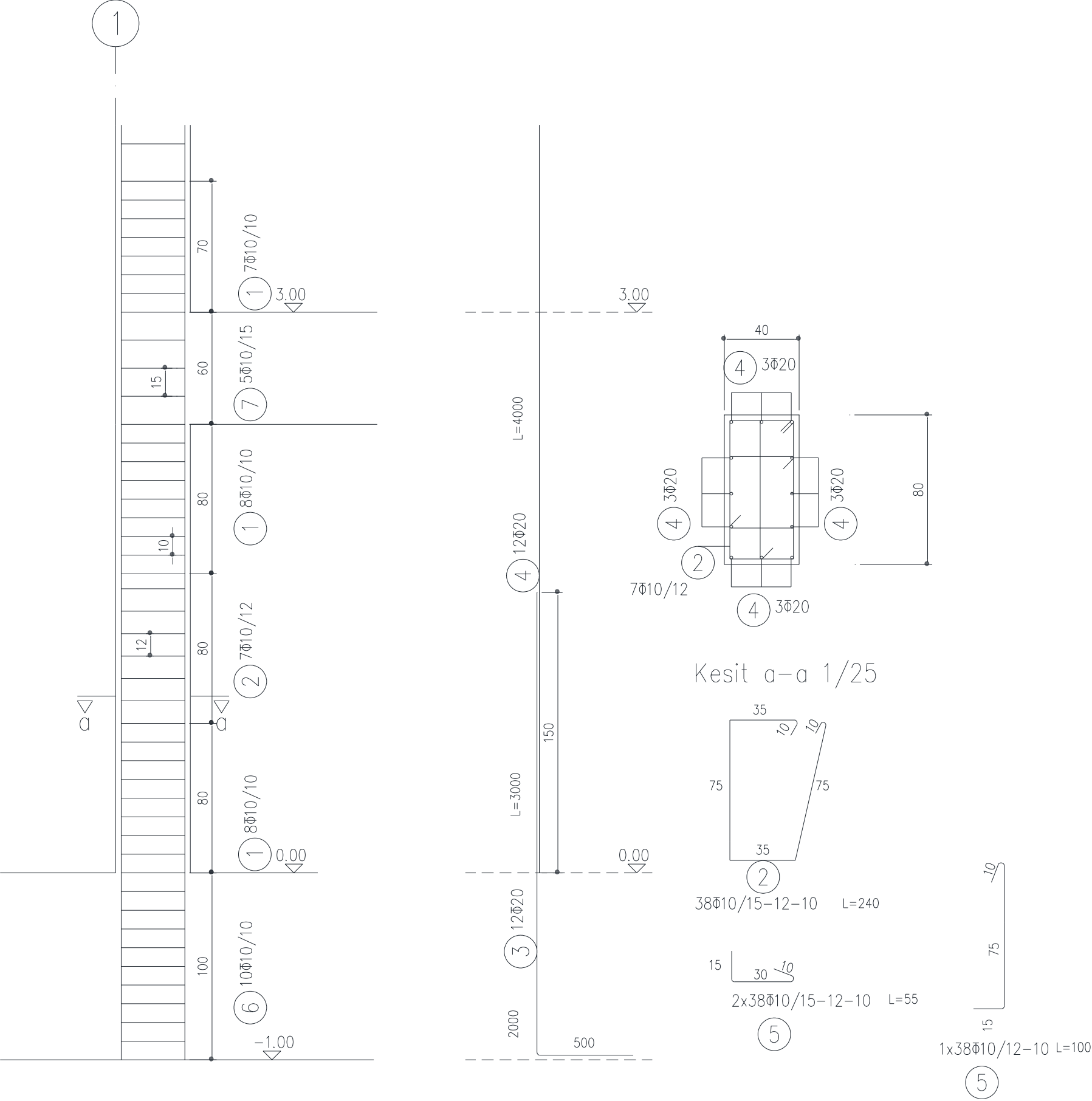
EK A10



Şekil A.10 : ASCE/SEI 7-10’a göre B-B aksı kiriş donatı detayları

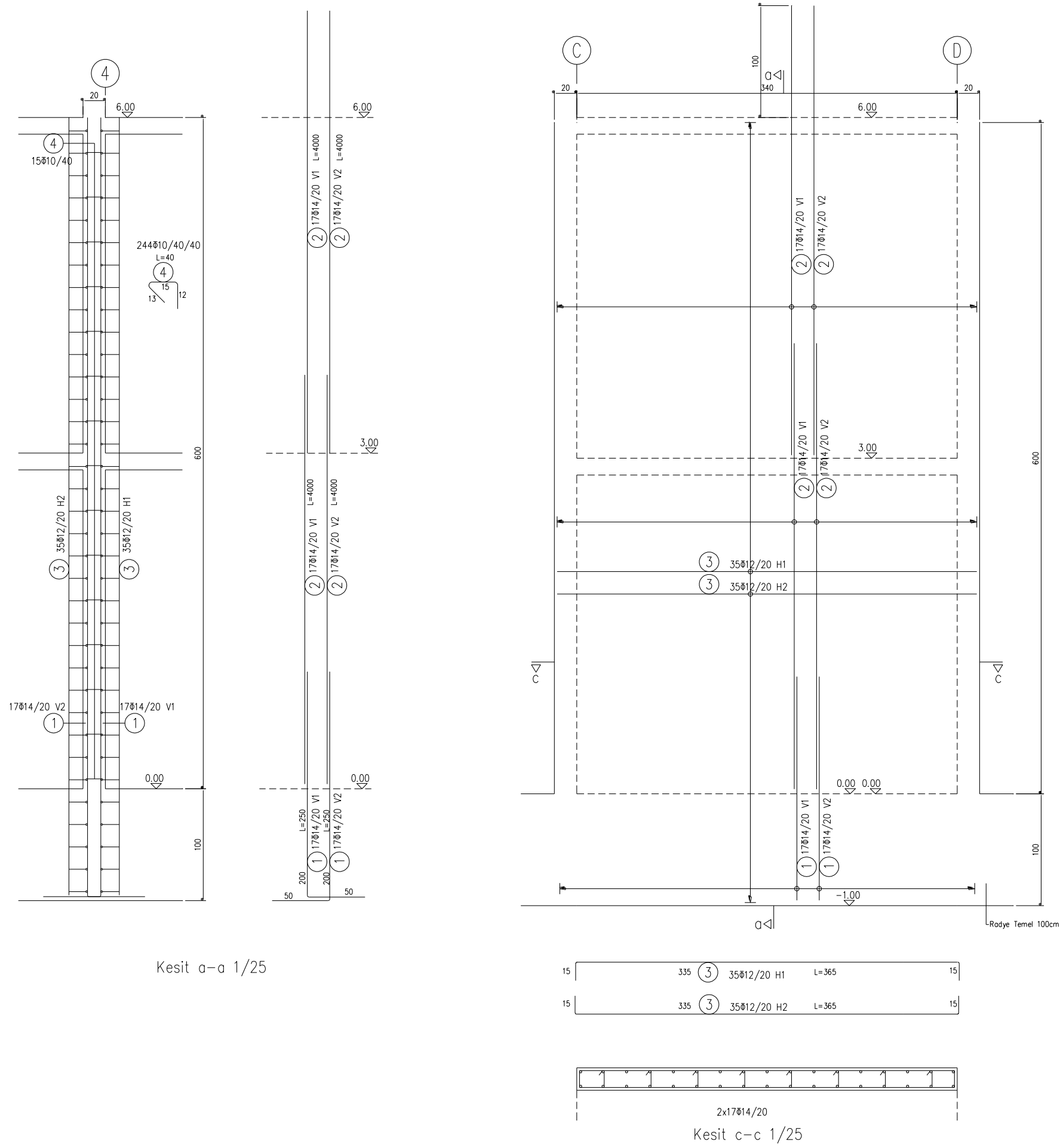


Şekil A.11 : ASCE/SEI 7-10’a göre B-B aksı S04 kolonu donatı detayları



Şekil A.12 : ASCE/SEI 7-10'a göre B-B aksı S02 kolonu donatı detayları

EK A13



Şekil A.13 : ASCE/SEI 7-10’a göre P02 perdesi donatı detayları

ÖZGEÇMİŞ

Ad Soyad : Adem Karasu
Doğum Yeri ve Tarihi : Seyhan, 24.11.1989
E-Posta : ademkarasu01@hotmail.com

ÖĞRENİM DURUMU:

Lisans : 2013, İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi, İnşaat
Mühendisliği Bölümü

