

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**KOLONLARI DİPTEN ANKASTRE ÇOK KATLI BİR ÇELİK YAPININ
ZAMAN TANIM ALANINDA KARŞILAŞTIRMALI
BOYUTLANDIRILMASI**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Hakan ORAKOĞLU**

Anabilim Dalı : İnşaat Mühendisliği

Programı : Yapı Mühendisliği

OCAK 2009

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**KOLONLARI DİPTEN ANKASTRE ÇOK KATLI BİR ÇELİK YAPININ
ZAMAN TANIM ALANINDA KARŞILAŞTIRMALI
BOYUTLANDIRILMASI**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Hakan ORAKOĞLU
(501051059)**

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 25 Aralık 2008

Tezin Savunulduğu Tarih : 21 Ocak 2009

**Tez Danışmanı : Doç. Dr. Güliz BAYRAMOĞLU (İ.T.Ü.)
Diğer Jüri Üyeleri : Prof. Dr. Alpay ÖZGEN (İ.T.Ü.)
Yrd. Doç. Dr. Nilgün AKTAN (Y.T.Ü.)**

OCAK 2009

ÖNSÖZ

Tezimin hazırlanmasında, yol gösteren, yardımları ile çalışmalarımı yönlendiren ve destekleyen tez danışmanım Sayın Doç. Dr. Güliz BAYRAMOĞLU'na ve Sayın Prof. Dr. Alpay ÖZGEN'e en içten dileklerimle şükranlarımı sunarım.

OCAK 2009

Hakan Orakoğlu
İnşaat Mühendisi

İÇİNDEKİLER

Sayfa

KISALTMALAR	ix
ÇİZELGE LİSTESİ.....	x
ŞEKİL LİSTESİ.....	xiv
SEMBOL LİSTESİ	xvii
ÖZET.....	xx
SUMMARY	xxii
1. GİRİŞ	1
1.1 Çalışmanın Amacı ve Kullanılan Yöntem	1
1.2 Yapı Hakkında Genel Bilgi.....	3
1.3 Yapının Karakteristik Değerleri.....	3
1.4 Taşıyıcı Sistemin Süneklik Düzeyinin Belirlenmesi.....	3
1.5 Yapı Davranış Katsayısının Belirlenmesi	4
1.6 Tasarımda Kullanılan Yapı Malzemesi Özellikleri ve Emniyet Gerilmeleri.....	4
2. TASIYICI SİSTEM	6
2.1 Adım Adım Taşıyıcı Sistemin Belirlenmesi	6
2.2 Belirlenen Taşıyıcı Sistemin Tanımı.....	8
2.2.1 Kullanılan profiller ve özellikleri.....	9
2.2.2 Kullanılan profillerin enkesit ve statik özellikleri.....	11
2.2.3 Görünüş ve kesitler	13
2.2.4 Taşıyıcı sistemin bilgisayar programındaki yük ve deplasman görünüşleri.....	15
2.2.4.1 Ölü Yüklerin ve deplasmanların gösterimi	15
2.2.4.2 Hareketli yüklerin ve deplasmanların gösterimi	15
2.2.4.3 Imperial Valley Depremi X ve Y yönü için deplasmanların gösterimi .	16
2.2.4.4 Rüzgar X yönü için yükler ve deplasmanların gösterimi.....	16
2.2.4.5 Rüzgar Y yönü için yükler ve deplasmanların gösterimi.....	17
3. YÜKLER, YÜK ANALİZLERİ ve YÜKLERİN GÖSTERİMİ	18
3.1 Düşey Yük Analizi.....	18
3.1.1 Ölü yük analizi	18
3.1.1.1 Çatı katı döşemesi ölü yük analizi	18
3.1.1.2 Normal kat döşemesi ölü yük analizi	18
3.1.1.3 Cephe kaplaması ve duvar yüklerinin hesabı.....	19
3.1.2 Hareketli yük analizi	19
3.1.2.1 Çatı katı döşemesi hareketli yük analizi	19
3.1.2.2 Normal kat döşemesi hareketli yük analizi	19
3.1.2.3 Normal kat-koridor döşemesi hareketli yük analizi.....	19
3.1.2.4 TS 498-Hareketli yük azaltılması	20
3.2 Yatay Yük Analizi	21
3.2.1 Deprem yükü.....	21
3.2.1.1 Zaman tanım alanında dinamik hesap	21

3.2.1.2 Analizde kullanılacak yer ivme değerlerinin seçilmesi	22
3.2.1.3 Maksimum etki oluşturan ivme kaydının bulunması.....	27
3.2.1.4 Eşdeğer deprem yükü yöntemiyle kontrol	32
3.2.2 Rüzgar yükü	35
3.3 Yük Kombinasyonları	36
4. YAPI KONTROLLERİ.....	37
4.1 Binanın Birinci Doğal Titreşim Periyodunun Belirlenmesi ve Kontrolü.....	37
4.1.1 Binanın birinci doğal titreşim periyodu hesabı için fiktik yüklerin bulunması	37
4.1.2 Sisteme Y doğrultusunda fiktif yük uygulaması sonucu fiktif deplasmanlar ve periyot hesabı.....	39
4.1.3 Sisteme X doğrultusunda fiktif yük uygulaması sonucu fiktif deplasmanlar ve periyot hesabı	40
4.2 Modelde Periyot ve Kütle Katılım Oranının Kontrolü.....	41
4.3 Düzensizliklerin Kontrolü	42
4.3.1 A Planda Düzensizlik Durumları	42
4.3.1.1 A Planda Düzensizlik Durumları	42
4.3.1.2 A2 Döşeme Düzensizliği Kontrolü	46
4.3.1.3 A3 Planda Çıkıntıların Bulunması	46
4.3.2 B Düşey Doğrultuda Düzensizlik Durumları	46
4.3.2.1 B1 Komşu Katlar Arası Dayanım Düzensizliği (Zayıf Kat)	46
4.3.2.2 B2 Komşu Katlar Arası Rijitlik Düzensizliği (Yumuşak Kat).....	46
4.3.2.3 B3 Taşıyıcı Sistemin Düşey Elemanlarının Süreksizliği	49
4.4 İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü.....	50
4.5 Yüksek Sünek Taşıyıcı Sistemlerde Güçlü Kolon Kontrolü.....	54
4.6 Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçevelerin Moment Aktaran Kiriş-Kolon Birleşimlerinin Kontrolü	57
4.6.1 Görelî kat ötelemesi açısı kontrolü.....	57
4.6.2 DBYBHY 2007 4.3.4.1.b. maddesinin kontrolü	58
4.6.3 Kayma bölgesi kontrolü	58
4.6.4 Seçilen kolon profillerinin gövde kalınlıklarının kontrolü.....	63
4.6.5 Moment aktaran kiriş-kolon birleşimlerinde süreklilik levhalarının gerekliliği.....	64
4.6.5.1 Süreklilik levhalarının kalınlıkları	64
4.6.5.2 Süreklilik levhalarının kolon gövde ve başlıklarına bağlantısı	65
4.6.5.3 Kolonların başlık kalınlığının süreklilik levhası için kontrolü.....	65
4.6.6 Kiriş başlıklarının yanal doğrultuda mesnetlenmesi	66
4.7 Yapı Devrilme Tahkikleri	67
4.7.1 Depremi yapıyı devirme tahkiki.....	67
4.7.2 Rüzgarın yapıyı devirme tahkiki	68
4.8 Deplasman Kontrolü	70
4.8.1 Görelî kat ötelemesinin kontrolü.....	70
4.8.1.1 Imperial Valley deprem kayıtlarının seçildiği modelin görelî kat ötelemesinin X ve Y yönü için kontrolü	70
4.8.1.2 Eşdeğer deprem yükü ile çözüm yapılan modelin görelî kat ötelemesinin X ve Y Yönü için kontrolü	74
4.8.2 Rüzgarlı kombinasyonlara göre X ve Y Yönü deplasman kontrolü	76
5. YAPININ BOYUTLANDIRILMASI	78
5.1 Enkesit Kontrolleri	78
5.2 Yapı Elemanlarının Boyutlandırılması.....	79

5.2.1 Döşeme kirişlerinin tipinin araştırılması ve mukavemet hesapları	79
5.2.1.1 Hadde profili basit mesnetli şekilde teşkili	79
5.2.1.2 Hadde profili sürekli mesnetli şekilde teşkili	80
5.2.1.3 Petek kiriş-ara levhalı ve basit mesnetli teşkili	80
5.2.1.4 Petek kiriş-ara levhasız ve basit mesnetli teşkili	83
5.2.1.5 Kompozit döşeme kirişinin basit mesnetli teşkilinin anlatımı ve kompozit hesabı	85
5.2.1.6 Karşılaştırması yapılan döşeme kirişinin sunumu	91
5.2.2 Kolon boyutlandırılması	93
5.2.2.1 Kolon boyutlandırılmasının TS 648'e göre anlatımı	93
5.2.2.2 Enkesit kontrolü	95
5.2.2.3 Kolon için C_b ve C_m katsayılarının seçimi	97
5.2.2.4 Kolonun TS 648'e göre kapasitesi kontrolü	98
5.2.2.5 Kolonda yanal burkulma kontrolü	99
5.2.2.6 Kolonda kesme güvenliğinin kontrolü	99
5.2.2.7 Kolonda arttırılmış deprem yüklerinin dayanım kontrolü	99
5.2.3 X yönü kolonlara rijit bağlı kat kirişinin boyutlandırılması	100
5.2.3.1 Enkesit kontrolü ve kiriş başlıklarının tutulması	100
5.2.3.2 Kat kirişinin alt başlığının tutulduğu profil ve bağlantıları	102
5.2.3.3 Rijit bağlı kat kirişinin gerilme kontrolleri	103
5.2.3.4 Rijit bağlı kat kirişinin sehim kontrolü	103
5.2.4 . Kolona mafsallı bağlanan kat kirişi boyutlandırılması	103
5.2.4.1 Kolona mafsallı bağlı kompozit kat kirişinin, kompozitlik etkisi dışında hadde profili şeklinde kontrolü	103
5.2.4.2 Pozitif momentler bölgesinde kolonlara mafsallı bağlı kat kirişinin kompozit kiriş olarak hesabı	104
5.2.5 Döşeme kirişinin boyutlandırılması	105
5.2.5.1 Enkesit Kontrolü	105
5.2.5.2 Kompozit döşeme kirişinin kompozitlik etkisi dışında hadde profili şeklinde kesme kuvveti kontrolü	106
5.2.5.3 Eğilme gerilmesi-pozitif momentler bölgesinde döşeme kirişinin kompozitlik hesabı	106
5.2.5.4 Kompozit Döşeme Kirişinin Kesme Güvenliğinin Kontrolü	107
5.2.6 Diyagonal çaprazın boyutlandırılması	107
5.2.6.1 Enkesit kontrolü	107
5.2.6.2 Çaprazın boyutlandırılması	108
5.2.6.3 Diyagonal çaprazın C_b ve C_m katsayısının seçimi	108
5.2.6.4 Diyagonal çaprazın bir kolon gibi TS648'e göre kapasitesi	110
5.2.6.5 Diyagonal çaprazda yanal burkulma kontrolü	110
5.2.6.6 Diyagonal çaprazda kesme güvenliği kontrolü	110
5.2.6.7 Diyagonal çaprazda arttırılmış deprem yükleri dayanım kontrolü ..	110
5.2.7 Dış merkezli çaprazın boyutlandırılması	111
5.2.7.1 Bağ kirişinin boyutlandırılması	111
5.2.7.2 Bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yüklemenin 1,1da katından oluşan iç kuvvetler	111
5.2.7.3 Deprem yönetmeliği denk. (4.1.a) ve (4.1.b)'ye göre verilen arttırılmış yüklemelerden meydana gelen iç kuvvetler	112
5.2.7.4 Dış Merkezli Çapraz ve Bağ Kirişi	112
5.2.7.5 Kat kirişinin bağ kirişi dışında kalan bölümünün kontrolü	114
5.2.7.6 Dış Merkezli çaprazın boyutlandırılması	115

5.2.7.7 Gövde rijitlik (berkitme) levhaları	116
6. BİRLEŞİM HESAPLARI.....	118
6.1 Kolonlara Rijit Bağlı (X Yönü) Kat Kirişi Bağlantısı.....	119
6.1.1 Momenti karşılamak amaçlı kaynak atalet ve mukavemet momentinin bulunması ve gerilme kontrolü.....	120
6.1.2 DBYBHY 2007 4.2.5'e göre tam penetrasyonlu kaynak kullanılması ...	120
6.1.3 Kıyaslama Gerilmesi	120
6.1.4 DBYBHY 2007 madde 4.3.4.1.b.'ye göre birleşimin tasarımı	121
6.2 Kolon-Mafsallı Kat Kirişi Bağlantısı (Y Yönü).....	123
6.2.1 Kullanılacak Bulon çapının seçilmesi	124
6.2.2 Bulon Sayısının Belirlenmesi ve tahkiki	125
6.2.2.1 SL Birleşimi Olarak Kontrolü	125
6.2.2.2 Uygulanacak Olan GV Birleşimi Olarak Kontrolü	125
6.2.3 Kullanılan Ara Levhada Tahkik	126
6.2.4 Üçüncü derece başlık nasıl: ilk harf büyük diğerleri küçük.....	126
6.3 Kat Kirişi- Mafsallı Döşeme Kirişi Bağlantısı	126
6.3.1 Kullanılacak bulon çapının seçilmesi.....	127
6.3.2 SL Tipi birleşim için bulon sayısının belirlenmesi ve tahkiki	127
6.3.3 Döşeme kirişi azalan gövde kontrolü	128
6.3.4 Kullanılan ara levhada tahkik.....	128
6.3.5 Plaka ile kolon gövdesi arasındaki kaynakta tahkik.....	128
6.4 Diyagonal Çaprazın Bağlantıları	128
6.4.1 Çapraz profilin üzerindeki kaynak dikişlerinde tahkik	129
6.4.2 Diyagonal çaprazın kolon-kiriş birleşiminde kullanılan GUSE levhasının tahkiki	129
6.4.3 Guse levhasının burkulmasının tahkiki	131
6.4.4 Plakayı kolon ve kirişe bağlayan yatay ve düşey kaynaklarda tahkik	131
6.5 Diyagonal Çapraz Eki Birleşim Hesabı	132
6.5.1 Diyagonal çapraz ekinde bulon hesabı.....	133
6.5.2 Diyagonal çapraz ekinde bulon hesabı.....	134
6.5.3 GV birleşimlerinde ezilme tahkiki	134
6.5.4 Başlık ile alın levhası arasındaki kaynak	134
6.5.5 Profil gövdesi ile alın levhası arasındaki kaynak	135
6.5.6 Kaynaklarda kıyaslama gerilmesi kontrolü.....	135
6.6 Dış Merkezli Çapraz Bağlantısı	135
6.6.1 Plakada bulon hesabı.....	136
6.6.2 Uygulanacak olan GV birleşimi.....	136
6.6.3 Dış merkezli çaprazın kiriş birleşiminde kullanılan guse levhasının tahkiki	137
6.6.4 Guse levhasının burkulmasının tahkiki	138
6.6.5 Zayıflamış guse plakasının alanında gerilme tahkiki	138
6.6.6 Zayıflamış guse plakasının alanında gerilme tahkiki.....	138
6.6.7 Profil ile 2,2 cm'lik plaka ile arasındaki kaynakların hesabı	138
6.6.8 Guse levhası ile kat kirişi arasındaki kaynakların hesabı.....	139
6.7 Kolon Ek Birleşim Detayları.....	139
6.7.1 Aynı boyutta bulonlu kolon ekinin tasarım	140
6.7.1.1 Ek levhaları	141
6.7.1.2 Başlık bulonlarının hesabında uygulanacak olan GV birleşimi	141
6.7.1.3 Başlıkta ezilme tahkiki	141
6.7.1.4 Gövde bulonlarının hesabında uygulanacak olan GV birleşimi.....	142

6.7.1.5 Gövdede ezilme tahkiki.....	142
6.7.1.6 Normal kuvvet kapasitesine göre kontrol	142
6.7.2 Farklı boyutta bulonlu kolon ekinin tasarımı.....	143
6.7.2.1 Ek levhaları	144
6.7.2.2 Başlık bulonlarının hesabında uygulanacak olan GV birleşimi.....	144
6.7.2.3 Başlıkta ezilme tahkiki.....	144
6.7.2.4 Gövde bulonlarının hesabında uygulanacak olan GV birleşimi	144
6.7.2.5 Gövdede ezilme tahkiki.....	145
6.7.2.6 Normal kuvvet kapasitesine göre kontrol	145
6.7.3 Aynı boyutta kaynaklı kolon ekinin tasarımı (Atölye eki)	146
6.7.3.1 Seçilen kaynakların boyutları ve gerilme kontrolleri.....	147
6.7.3.2 Kapasite kontrolü	147
6.8 Kolonların Temel Bağlantı Detayının Tasarımı.....	149
6.8.1 Taban gerilmesi.....	150
6.8.2 Taban plakasının kalınlığının hesabı.....	151
6.8.2.1 Elverişsiz yüklemelerden oluşan basınç gerilmesi etkin iken.....	151
6.8.2.2 Sadece çekme kuvveti etkin iken çözüm	153
6.8.3 Çekme kuvvetini aktaracak bulonların tayini ve hesabı	155
6.8.4 Taban plakasının kısa yöndeki kesitine ait atalet momenti hesabı	156
6.8.5 Ankrajın moment hesabı ve tahkiki	156
6.8.6 Kaynak tahkikleri.....	157
6.8.6.1 Kolonu başlıklarla berkitme levhalarına bağlayan dikişlerde tahkik.....	157
6.8.6.2 Berkitme levhalarını taban levhasına birleştiren dikişlerin tahkiki..	157
6.8.6.3 Kolon ile taban levhasına bağlayan kaynak dikişlerinin hesabı	157
6.8.7 Kama hesabı.....	158
6.8.7.1 Beton gerilmesi	158
6.8.7.2 Profilde tahkik.....	158
6.8.7.3 Kamayı taban levhasına bağlayan kaynaklarda tahkik	158
6.8.8 Çekme kuvvetini karşılamak amaçlı kullanılan profillerin hesabı.....	159
6.8.8.1 Ankraj profillerinin üst başlık yüzeyi ile beton arasında basınç gerilmesi tahkiki.....	160
6.8.8.2 Ankraj profillerinin eğilme gerilmesi tahkiki	160
6.8.9 Deprem yönetmeliği 4.9. temel bağlantıları.....	161
7. TEMEL HESABI VE KOMPOZİT DÖŞEME DONATI HESABI.....	167
7.1 Temel hesabının anlatımı	167
7.2 Yükler ve yük kombinasyonları	169
7.3 Zemin emniyet gerilmesinin kontrolü.....	169
7.4 Zımbalama kontrolü	170
7.5 Temel donatı hesabı	171
7.6 Gerekli donatıların belirlenmesi.....	173
7.7 Temel ilave donatı miktarları	174
7.8 Temelde donatı bindirme boyunun hesabı [TS500].....	176
7.9 Kompozit döşemenin donatısının belirlenmesi.....	176
7.9.1 Açıklık donatısının belirlenmesi	176
7.9.1.1 Kısa açıklıkta belirlenmesi.....	177
7.9.1.2 Uzun açıklıkta belirlenmesi	177
7.9.2 Mesnette donatı hesabı.....	177
8. SONUÇLAR VE TARTIŞMA	178
8.1 Adım Adım Taşıyıcı Sistemin Belirlenmesinin Sonuçları	178
8.2 Deprem Kayıtlarının Seçimi ve DBYBHY 2007'e Uyumu.....	178

8.3 Yapıda, DBYBHY 2007’de Belirtilmiş Olan Düzensizliklerin Sonuçlarının İrdelenmesi.....	180
8.4 DBYBHY 2007 Yüksek Sünek Yapılara Ait Kontroller	182
8.5 Döşeme Kirişlerinin Araştırılması Ve Sonuçları	186
8.6 Yapının Kolon Ayağının Teşkili Hakkında	186
8.7 Boyutlandırmada Kullanılan Yönetmelikler Hakkında.....	187
8.8 Yapının Uygulaması	187
8.9 Günümüzde Yapının Çelik Olmasının Avantajları	188
KAYNAKLAR.....	189
EKLER.....	191

KISALTMALAR

SI	: Uluslararası Birim Sistemi
DBYBHY – 2007	: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik–2007
TS 498	: Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri
TS 648	: Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları
TS 3357-Nisan 1979	: Çelik Yapıların Kaynaklı Birleşimlerin Hesap ve Yapım Kuralları
TS 500–2000	: Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları
B.A.	: Betonarme

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 1.1 : Kullanılan çelik malzemesinin mekanik özellikleri.....	4
Çizelge 1.2 : Kullanılan donatı çeliği ve beton malzemelerinin mekanik özellikleri. 5	5
Çizelge 2.1 : Kullanılan donatı çeliği ve beton malzemelerinin mekanik özellikleri. 6	6
Çizelge 2.2 : Katlara göre analiz sonucu belirlenen profiller	10
Çizelge 2.3 : Kullanılan kolon, kat kirişleri ve çaprazlara ait profillerin enkesit özellikleri	11
Çizelge 2.4 : Kullanılan kolon, kat kirişleri ve çaprazlara ait profillerin statik değerleri	12
Çizelge 2.5 : Kullanılan döşeme kirişlerine ait profillerin enkesit özellikleri.....	12
Çizelge 2.6 : Kullanılan döşeme kirişlerine ait profillerin statik değerleri	12
Çizelge 3.1 : En az üç tam kattan fazla yük taşıyan yapı elemanları için % eksiltme Değeri ve azaltma değeri, β (Her tam katta aynı hareketli yük olması hali).....	20
Çizelge 3.2 : Statik programda gözönüne alınan azaltılmış hareketli yük	20
Çizelge 3.3 : Eş değer deprem yükü yönetmeliği'nin uygulanabileceği binalar.....	21
Çizelge 3.4 : Düzce Meteoroloji İstasyonu'nda kaydedilen İzmit depremi doğu-batı ivme kaydı, bina X doğrultusunda kullanılan ivme kaydı.....	23
Çizelge 3.5 : İzmit Meteoroloji İstasyonu'nda kaydedilen İzmit depremi kuzey güney ivme kaydı, bina Y doğrultusunda kullanılan ivme kaydı.	23
Çizelge 3.6 : Bolu Bayındırlık ve İskân Md.lüğü'nde kaydedilen Düzce depremi kuzey-güney ivme kaydı, bina X doğrultusunda kullanılan ivme kaydı.	24
Çizelge 3.7 : Düzce Meteoroloji İstasyonu'nda kaydedilen Düzce doğu batı depremi bina Y doğrultusunda kullanılan ivme kaydı.....	24
Çizelge 3.8 : California_USA (USGS STATION 952) İstasyonunda kaydedilen Imperial Valley- El Centro Array #5 depremini binanın X ve Y doğrultusunda kullanılan ivme kaydı.	25
Çizelge 3.9 : 0,05 Sönüm için İzmit doğu-batı ivme kaydına ait spektrum grafiği ..	26
Çizelge 3.10 : 0,05 Sönüm için İzmit kuzey-güney ivme kaydına ait spektrum grafiği	26
Çizelge 3.11 : 0,05 Sönüm için Düzce doğu- batı ivme kaydına ait spektrum grafiği	26
Çizelge 3.12 : 0,05 Sönüm için Düzce kuzey-güney ivme kaydına ait spektrum grafiği	26
Çizelge 3.13 : 0,05 Sönüm için Imperial Valley- El Centro Array #5 depremi ivme kaydına ait spektrum grafiği.....	26
Çizelge 3.14 : Joint 20 1. kat -İzmit depreminden oluşan deplasmanlar	27
Çizelge 3.15 : Joint 10220 29. kat -İzmit depreminden oluşan deplasmanlar.....	28
Çizelge 3.16 : Joint 20 1. kat -Düzce depreminden oluşan deplasmanlar.....	28
Çizelge 3.17 : Joint 10220 29. kat -Düzce depreminden oluşan deplasmanlar.....	29

Çizelge 3.18 : Joint 20 1. Kat - Imperial Valley depreminden oluşan deplasmanlar.	29
Çizelge 3.19 : Joint 10220 29.Kat-Imperial Valley depreminden oluşan deplasmanlar.....	30
Çizelge 3.20 : İzmit depreminden oluşan taban kesme kuvvetleri	30
Çizelge 3.21 : Düzce depreminden oluşan taban kesme kuvvetleri.....	31
Çizelge 3.22 : Imperial Valley depreminden oluşan taban Kesme Kuvvetleri	31
Çizelge 3.23 : Yapının ölü ve hareketli yükleri	33
Çizelge 3.24 : TS498 Rüzgar yükünün yüksekliğe bağlı değerleri.....	35
Çizelge 4.1 : Fiktif yük değerleri.....	38
Çizelge 4.2 : (DBYBHYDenk 2.11) denk.4.1'e göre hesaplanan $T_{1,y}$ değerleri	39
Çizelge 4.3 : (DBYBHYDenk 2.11) denk.4.1'e göre hesaplanan $T_{1,x}$ değerleri	40
Çizelge 4.4 : Modal periyot, frekans değerleri ve modal kütle katılımı	41
Çizelge 4.5 : $\pm 0,05$ Ek dışmerkezlilikle bulunan Max ve Min deplasmanlar.....	43
Çizelge 4.6 : $\pm 0,05$ Ek dışmerkezlilikle X yönü A1 burulma düzensizliği kontrolü...	44
Çizelge 4.7 : $\pm 0,05$ Ek dışmerkezlilikle Y Yönü A1 Burulma Düzensizliği Kontrolü	45
Çizelge 4.8 : $\pm 5,153$ Ek dışmerkezlilikle çözüm sonucu Max ve Min deplasmanlar	47
Çizelge 4.9 : X yönü B2 Düzensizliği (Yumuşak Kat Kontrolü) $\pm 5,153$ ek dışmerkezlilikle çözüm.....	48
Çizelge 4.10 : Y yönü B2 Düzensizliği (Yumuşak Kat Kontrolü) $\pm 5,153$ ek dışmerkezlilikle çözüm.....	49
Çizelge 4.11 : Fiktif Yük Değerleri	50
Çizelge 4.12 : İkinci mertebe kontrolünde kullanılan deplasmanlar ($\pm 5,153$ ek dışmerkezlilikle çözümde kullanılan deplasmanlar)	51
Çizelge 4.13 : Fiktif Yük Değerleri	52
Çizelge 4.14 : Y yönü ikinci mertebe kontrolü.....	53
Çizelge 4.15 : X Yönü orta kolon güçlü kontrolü	55
Çizelge 4.16 : X yönü dış kolon güçlü kolon kontrolü.....	56
Çizelge 4.17 : X Yönü görelî kat ötelemesi açısının kontrolü.....	57
Çizelge 4.18 : (1 ve 4) Dış aksdaki kolonlar için V_{ke} 'nin hesabı	59
Çizelge 4.19 : (1 ve 4) Kenar Akslardaki Kolonların V_p 'nin Hesabı ve V_{ke} ile uygunluğunun kontrolü	60
Çizelge 4.20 : (2 ve 3) Orta akslardaki kolonlar İçin V_{ke} 'nin hesabı	61
Çizelge 4.21 : (2 ve 3) Orta akslardaki kolonların V_p 'nin Hesabı ve V_{ke} ile uygunluğunun kontrolü	62
Çizelge 4.22 : (1 ve 4) Dış akslardaki kolonların gövdelerini desteklemek için takviye levhasının gerekliliğinin gösterimi.....	63
Çizelge 4.23 : Orta akslardaki kolonların gövdelerini desteklemek için takviye levhasının gerekliliğinin gösterimi.....	64
Çizelge 4.24 : Orta kolonların başlık kalınlığının süreklilik levhası için kontrolünün gösterimi.....	65
Çizelge 4.25 : Dış kolonların başlık kalınlığının süreklilik levhası için kontrolünün gösterimi.....	66
Çizelge 4.26 : Depremden oluşan devirici moment hesabı	67
Çizelge 4.27 : Depremden oluşan devirici momentlerin program çıktısı.....	67
Çizelge 4.28 : Rüzgarın X yönünden esmesi durumunu-binaya geniş yüzeyden çarpması durumun için hesap.....	68
Çizelge 4.29 : Rüzgarın Y yönünden esmesi durumunu-binaya dar yüzeyden çarpması durumun için hesap.....	69
Çizelge 4.30 : Rüzgardan oluşan devirici momentlerin program çıktısı	69

Çizelge 4.31 : X yönü – THX Imperial Valley Depremi – Maksimum deplasman ..	70
Çizelge 4.32 : X yönü – THX Imperial Valley Depremi – Minimum deplasman.....	70
Çizelge 4.33 : Y yönü – THY Imperial Valley Depremi – Maksimum deplasman ..	72
Çizelge 4.34 : Y yönü – THY Imperial Valley Depremi – Minimum deplasman.....	73
Çizelge 4.35 : $\pm 0,05153$ ek dış merkezlik gözönüne alınmış hal için deplasman durumu	74
Çizelge 4.36 : $\pm 0,05153$ ek dış merkezlik gözönüne alınmış hal için deplasman durumu	75
Çizelge 4.37 : Rüzgar X yönü için deplasman kontrolü	76
Çizelge 4.38 : Rüzgar Y Yönü için deplasman Kontrolü	77
Çizelge 5.1 : Seçilen profil IPE 220 hadde profil enkesit özellikleri	79
Çizelge 5.2 : Seçilen profil IPE 200 hadde profil enkesit özellikleri	80
Çizelge 5.3 : Ara levhalı petek kiriş için seçilen değerler	80
Çizelge 5.4 : Ara levhasız petek kiriş için seçilen değerler	83
Çizelge 5.5 : Seçilen kompozit kirişinin değerleri.....	90
Çizelge 5.6 : Normal kat 5x7 m.'lik döşemede kullanılan yük ve değerler	91
Çizelge 5.7 : Normal kat 5x7 m.'lik hesaplanan döşeme kirişlerinin seçilmesi	91
Çizelge 5.8 : Normal kat 3x5 m.'lik döşemede kullanılan yük ve değerler	92
Çizelge 5.9 : Normal kat 3x5 m.'lik hesaplanan döşeme kirişlerinin seçilmesi	92
Çizelge 5.10 : Çatı katı 5x7 m.'lik döşemede kullanılan yük ve değerler	92
Çizelge 5.11 : Çatı katı 5x7 m.'lik hesaplanan döşeme kirişlerinin seçilmesi	92
Çizelge 5.12 : Çatı katı 3x5 m.'lik döşemede kullanılan yük ve değerler	92
Çizelge 5.13 : Çatı katı 3x5 m.'lik hesaplanan döşeme kirişlerinin seçilmesi	93
Çizelge 5.14 : Kolon boyutlandırılmasında özellikleri kullanılacak kolon ve kirişler.....	96
Çizelge 5.15 : X yönünde çalışan rijit bağlı çaprazlar	107
Çizelge 6.1 : Kolon-kat kirişi rijit birleşimindeki elemanların enkesit özellikleri ..	119
Çizelge 6.2 : Kolon-kat kirişi rijit birleşimindeki elemanların statik özellikleri	119
Çizelge 6.3 : Kolon-kat kirişi mafsallı birleşimindeki elemanların enkesit özellikleri.....	124
Çizelge 6.4 : Kolon-kat kirişi mafsallı birleşimindeki elemanların statik özellikleri.....	124
Çizelge 6.5 : Kat kirişi döşeme kirişi mafsallı birleşimindeki elemanların enkesit özellikleri.....	126
Çizelge 6.6 : Kat kirişi döşeme kirişi mafsallı birleşimindeki elemanların statik özellikleri	127
Çizelge 6.7 : Aynı boyutta bulonlu kolon ekinde kullanılan kolon profilleri.....	140
Çizelge 6.8 : Farklı boyutta bulonlu kolon ekinde kullanılan kolon profilleri	143
Çizelge 6.9 : Aynı boyutta kaynaklı kolon ekinde kullanılan kolon profilleri	146
Çizelge 6.10 : Kama profilinin enkesit özellikleri	158
Çizelge 6.11 : Kama profilinin statik özellikleri.....	158
Çizelge 6.12 : Çekme profilinin enkesit özellikleri	159
Çizelge 6.13 : Çekme profilinin statik özellikleri.....	159
Çizelge 7.1 : Temel moment değerleri.....	173
Çizelge 7.2 : Temel donatı miktarları	174
Çizelge 7.3 : Ana donatıların gerekli donatılardan çıkarılması sonucu ek donatının belirlenmesi (cm^2).....	175
Çizelge Ek A : C_b Katsayılarının seçilmesine yardımcı çizelgeler	191
Çizelge Ek B : DBYBHY 2007 Enkesit kontrolleri.....	192
Çizelge Ek C : Taşıyıcı sisteme ait modeller	193

Çizelge Ek D1 : SL ve SLP birleşimlerinde σ_{Lem} Ezilme gerilmeleri (kg/cm ²)	195
Çizelge Ek D2 : SL ve SLP birleşimlerinde Makaslama gerilmeleri (kg/cm ²).....	195
Çizelge Ek E1 : GV tipi birleşimde bir yüksek mukavemetli bulonun Çeşitli Temas Yüzeylerine Ait Sürtünme Katsayıları, μ	195
Çizelge Ek E2 : GV tipi birleşimde bir yüksek mukavemetli bulonun Kaymaya Karşı Emniyet Katsayısı, v	196
Çizelge Ek E3 : GV tipi birleşimde bir yüksek mukavemetli bulonun, eksenine dik yönde bir makaslama yüzeyinden emniyetle aktarabileceği $N_{GV,em}$ -kuvveti [ton veya (kN)] (10.9 kalitesinde yüksek mukavemetli bulonlar için)	196

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 1.1 : Bina genel görünümü.	1
Şekil 1.2 : Bilgisayar modelinde bina genel görünümü.....	2
Şekil 2.1 : Yapının plan görünüşü-kolon, döşeme ve kat kirişleri.....	9
Şekil 2.2 : Yapının plan görünüşü-kompozit döşeme.....	9
Şekil 2.3 : HEB ve HEM serisi karakteristik gösterimi.	11
Şekil 2.4 : IPE serisi karakteristik gösterimi.....	12
Şekil 2.5 : Kısa doğrultuda kesit-1.....	13
Şekil 2.6 : Kısa doğrultuda kesit-2.....	13
Şekil 2.7 : Yapının uzun (1) aks doğrultusunda görünüşü.....	14
Şekil 2.8 : Sadece ölü yüklerle yüklenmiş hal.	15
Şekil 2.9 : Sadece ölü yük deplasmanı	15
Şekil 2.10 : Sadece hareketli yüklerle yüklenmiş hal.	15
Şekil 2.11 : Sadece hareketli yük deplasmanı.....	15
Şekil 2.12 : Imperial Valley X yönü deplasmanı.....	16
Şekil 2.13 : Imperial Valley Y yönü deplasmanı.....	16
Şekil 2.14 : Rüzgar X yönü yük gösterimi.....	16
Şekil 2.15 : Rüzgar X yönü deplasman gösterimi.	16
Şekil 2.16 : Rüzgar Y yönü yük gösterimi.....	17
Şekil 2.17 : Rüzgar Y yönü deplasman gösterimi.	17
Şekil 3.1 : İzmit Depremi db-X Node 20	27
Şekil 3.2 : İzmit Depremi kg-Y Node 20.....	27
Şekil 3.3 : İzmit Depremi db-X Node10220.....	27
Şekil 3.4 : İzmit Depremi kg-Y Node 10220.....	28
Şekil 3.5 : Düzce Depremi kg-X Node20.....	28
Şekil 3.6 : Düzce Depremi db-Y Node20.....	28
Şekil 3.7 : Düzce Depremi kg-X Node10220.....	29
Şekil 3.8 : Düzce Depremi db-Y Node10220.....	29
Şekil 3.9 : Imperial Valley-X Node20.....	29
Şekil 3.10 : Imperial Valley-Y Node20.....	29
Şekil 3.11 : Imperial Valley-X Node10220.....	30
Şekil 3.12 : Imperial Valley-Y Node10220.....	30
Şekil 3.13 : İzmit Depremi db-X.....	30
Şekil 3.14 : İzmit Depremi kg-Y.....	30
Şekil 3.15 : Düzce Depremi kg-X.....	31
Şekil 3.16 : Düzce Depremi db-Y.....	31
Şekil 3.17 : Imperial Valley Depremi –X.....	31
Şekil 3.18 : Imperial Valley Depremi –Y.....	31
Şekil 4.1 : A1 burulma düzensizliğinin gösterimi	42
Şekil 4.2 : Güçlü kolon deprem yönüne göre kolon ve kiriş momentleri.....	54
Şekil 4.3 : Kolon ve kiriş başlıklarının sınırladığı kayma bölgesinin gösterimi.....	58

Şekil 5.1 : Yukarıdaki yük değerlerinin tanımlandığı üç açıklıklı sürekli kiriş kesme kuvveti diyagramı, birim t.....	80
Şekil 5.2 : Kompozit kat kirişi kesiti geometrik özellikleri.....	85
Şekil 5.3 : Kompozit kesit gerilme diyagramları ve iç kuvvetler	86
Şekil 5.4 : Başlıklı saplamada geometrik büyüklükler	88
Şekil 5.5 : Seçilen kolonun 3D görünüşü	96
Şekil 5.6 : Seçilen kirişin 3D görünüşü	100
Şekil 5.7 : Kolonlara rijit bağlı kompozit kat kirişinin alt başlığının hesapta gözönüne alınan kısmı	101
Şekil 5.8 : Kolonlara rijit bağlı kompozit kat kirişinin alt başlığının y-y eksenine göre görünüşü.....	101
Şekil 5.9 : Rijit kat kirişi alt başlık tutulması için seçilen bağlantı türü ve detayının gösterimi.....	102
Şekil 5.10 : Göreli kat ötelemesi açısından dolayı, bağ kirişi ile bu kirişin uzantısındaki kat kirişi arasında meydana gelen γ_p bağ kirişi dönme açısının gösterimi	114
Şekil 5.11 : Dış merkezli çaprazın kirişe bağlandığı kısımda rijitlik levhaları detayı	116
Şekil 6.1 : Rijit kolon kat kirişi birleşimi 3D Gösterimi.....	119
Şekil 6.2 : Rijit kolon kat kirişi ön görünüş.....	119
Şekil 6.3 : Plastik mafsallın belirlenmesi.....	121
Şekil 6.4 : Plastik mafsallın kolon eksenine olan uzaklığı	122
Şekil 6.5 : Kolon kat kirişi mafsallı birleşimi 3D gösterimi.....	123
Şekil 6.6 : Kolon kat kirişi mafsallı yan görünüşü	123
Şekil 6.7 : Kat kirişi döşeme kirişi mafsallı birleşimi görünüşler	126
Şekil 6.8 : Diyagonal çaprazın kat kirişi- kolon köşe birleşiminin görünüşü.....	129
Şekil 6.9 : Diyagonal çaprazın kat kirişi- kolon köşe birleşiminin Wiltmore prensibine göre Guse levhasının genişlik ve boy tayinin gösterimi.....	130
Şekil 6.10 : Diyagonal çaprazın plakalı ek detayının gösterimi	132
Şekil 6.11 : Diyagonal çaprazın plakalı ek bulon detayının gösterimi	133
Şekil 6.12 : Diyagonal çaprazın plaka kalınlığının tespitindeki hesabı yapılan kısmın görünüşü.....	134
Şekil 6.13 : Dış merkezli çaprazın kat kirişine bağlantısının görünüşü	136
Şekil 6.14 : Dış merkezli çaprazın kat kirişine birleşimindeki Wiltmore prensibine göre Guse levhasının genişlik ve boy tayinin gösterimi	137
Şekil 6.15 : Aynı boyutta bulonlu yapılacak olan kolon ekinin gösterimi	140
Şekil 6.16 : Farklı boyutta bulonlu yapılacak olan kolon ekinin gösterimi.....	143
Şekil 6.17 : Aynı boyutta kaynaklı yapılacak olan kolon ekinin gösterimi.....	146
Şekil 6.18 : Kolon ayağının üstten görünümü	149
Şekil 6.19 : Taban plakası ve taban plakası altında oluşan elverişsiz yüklemeler oluşan gerilmeler	150
Şekil 6.20 : Plak 1'in sonlu elemanlara bölünmüş hali	152
Şekil 6.21 : Plak 1'in şekil değiştirmiş hali	152
Şekil 6.22 : $M_{11}=M_{xx}$ Momenti Maksimum = 173,22 kN*cm/ cm	152
Şekil 6.23 : $M_{22}=M_{yy}$ Momenti Maksimum=198,51 kN*cm/cm	152
Şekil 6.24 : Plak 2'in sonlu elemanlara bölünmüş hali	153
Şekil 6.25 : Plak 2'in şekil değiştirmiş hali	153
Şekil 6.26 : $M_{11}=M_{xx}$ Momenti Maksimum = 16,59 kN*cm/ cm	153
Şekil 6.27 : $M_{22}=M_{yy}$ Momenti Maksimum=20 kN*cm/cm	153
Şekil 6.28 : Plak 1'in sonlu elemanlara bölünmüş hali	154

Şekil 6.29 : Plak 1'in şekil değiştirmiş hali	154
Şekil 6.30 : $M_{11}=M_{xx}$ Momenti Maksimum = 34,16 kN*cm/ cm.....	154
Şekil 6.31 : $M_{22}=M_{yy}$ Momenti Maksimum=45,63 kN*cm/cm	154
Şekil 6.32 : Plak 2'in sonlu elemanlı bölünmüş hali	155
Şekil 6.33 : Plak 2'in şekil değiştirmiş hali	155
Şekil 6.34 : $M_{11}=M_{xx}$ Momenti Maksimum = -25,17 kN*cm/ cm	155
Şekil 6.35 : $M_{22}=M_{yy}$ Momenti Maksimum= -31,61 kN*cm/cm	155
Şekil 6.36 : Taban plakası ve berkitmelerin kısa yönde kesiti.....	156
Şekil 6.37 : Çekme elemanlarının Gösterimi	159
Şekil 6.38 : Kolona paralel yerleştirilecek olan U80 Ankraj profillerin görünüşü..	160
Şekil 6.39 : Kolona yerleştirilecek olan u80 ankraj profillerin hesabında yük dağılımının gösterimi	160
Şekil 6.40 : Kolona Dik Yerleştirilecek Olan U80 Profillerin Görünüşü.....	161
Şekil 6.41 : Plak 1 Sonlu Elemanlarla Bölünmüş Hali	164
Şekil 6.42 : Plak 1 şekil değiştirmiş hali.....	164
Şekil 6.43 : $M_{11}=M_{xx}$ Momenti Maksimum = 278,05 kN*cm/ cm	164
Şekil 6.44 : $M_{22}=M_{yy}$ Momenti Maksimum= 318,65 kN*cm/cm	164
Şekil 7.1 : Radyenin üst yapı ile birlikte modelinin görünüşü.....	167
Şekil 7.2 : Zeminin rüzgar yüklemelerinin Envelope'lu modelinin görünüş	169
Şekil 7.3 : Planda aksların ve yapının görünüşü K.....	171
Şekil 7.4 : $M_{11}-M_{xx}$ Maksimum moment M_{11} 'de rüzgarlı kombinasyonların envelope'nda oluşmaktadır.	172
Şekil 7.5 : $M_{22}-M_{yy}$ Maksimum moment M_{22} 'de depremli kombinasyonların envelope'nda oluşmaktadır..	172

SEMBOL LİSTESİ

$A(T)$	: Spektral İvme Katsayısı
A_o	: Etkin Yer İvmesi Katsayısı
D_i	: Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'nde burulma düzensizliği olan binalar için i'inci katta $\pm$ %5 ek dışmerkezliğe uygulanan büyütme katsayısı
d_{fi}	: Binanın i'inci katında F_{fi} fiktif yüklerine göre hesaplanan yerdeğiştirme
d_i	: Binanın i'inci katında azaltılmış deprem yüklerine göre hesaplanan yerdeğiştirme
F_{fi}	: Birinci doğal titreşim periyodunun hesabında i'inci kata etkiyen fiktif yük
F_i	: Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'nde i'inci kata etkiyen eşdeğer deprem yükü
g	: Yerçekimi ivmesi (9.81 m/s^2)
g_i	: Binanın i'inci katındaki toplam sabit yük
H_i	: Binanın i'inci katının temel üstünden itibaren ölçülen yüksekliği (Bodrum katlarında rijit çevre perdelerinin bulunduğu binalarda i'inci katın zemin kat döşemesi üstünden itibaren ölçülen yüksekliği)
H_N	: Binanın temel üstünden itibaren ölçülen toplam yüksekliği (Bodrum katlarında rijit çevre perdelerinin bulunduğu binalarda zemin kat döşemesi üstünden itibaren ölçülen toplam yükseklik)
h_i	: Binanın i'inci katının kat yüksekliği
I	: Bina Önem Katsayısı
m_i	: Binanın i'inci katının kütlesi ($m_i = w_i / g$)
N	: Binanın temel üstünden itibaren toplam kat sayısı (Bodrum katlarında rijit çevre perdelerinin bulunduğu binalarda zemin kat döşemesi üstünden itibaren toplam kat sayısı)
n	: Hareketli Yük Katılım Katsayısı
q_i	: Binanın i'inci katındaki toplam hareketli yük
R	: Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı
$R_a(T)$	: Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı
$S(T)$	: Spektrum Katsayısı
$S_{ae}(T)$	: Elastik spektral ivme [m/s^2]
$S_{aR}(T_r)$	: r'inci doğal titreşim modu için azaltılmış spektral ivme [m/s^2]
T	: Bina doğal titreşim periyodu [s]
T_1	: Binanın birinci doğal titreşim periyodu [s]
T_A, T_B	: Spektrum Karakteristik Periyotları [s]
T_m, T_n	: Binanın m'inci ve n'inci doğal titreşim periyotları [s]
V_i	: Gözönüne alınan deprem doğrultusunda binanın i'inci katına etki eden kat kesme kuvveti
V_t	: Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'nde gözönüne alınan deprem doğrultusunda binaya etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü (taban kesme kuvveti)

V_{tb}	: Mod Birleştirme Yöntemi'nde, gözönüne alınan deprem doğrultusunda modlara ait katkıların birleştirilmesi ile bulunan bina toplam deprem yükü (Taban kesme kuvveti)
W	: Binanın, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak bulunan toplam ağırlığı
w_i	: Binanın i'inci katının, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak hesaplanan ağırlığı
β	: Mod Birleştirme Yöntemi ile hesaplanan büyüklüklerin alt sınırlarının belirlenmesi için kullanılan katsayı
Δ_i	: Binanın i'inci katındaki azaltılmış görelî kat ötelemesi
$(\Delta_i)_{ort}$	: Binanın i'inci katındaki ortalama azaltılmış görelî kat ötelemesi
ΔF_N	: Binanın N'inci katına (tepesine) etkiyen ek eşdeğer deprem yükü
δ_i	: Binanın i'inci katındaki etkin görelî kat ötelemesi
$(\delta_i)_{max}$	: Binanın i'inci katındaki maksimum etkin görelî kat ötelemesi
η_{bi}	: i'inci katta tanımlanan Burulma Düzensizliği Katsayısı
η_{ci}	: i'inci katta tanımlanan Dayanım Düzensizliği Katsayısı
η_{ki}	: i'inci katta tanımlanan Rijitlik Düzensizliği Katsayısı
θ_i	: i'inci katta tanımlanan İkinci Mertebe Gösterge Değeri
A	: Enkesit alanı
A_k	: Kesme alanı
A_{net}	: Net enkesit alanı
b	: Genişlik
b_{cf}	: Kolon kesitinin başlık genişliği
b_{bf}	: Kiriş kesitinin başlık genişliği
D_a	: Akma gerilmesi arttırma katsayısı
d_b	: Kiriş enkesit yüksekliği
d_c	: Kolon enkesit yüksekliği
E	: Deprem yükü simgesi
E_s	: Yapı çeliği elastisite modülü
e	: Bağ kirişi boyu
DL	: Sabit yük simgesi
H_{ort}	: Döğüm noktasının üstündeki ve altındaki kat yüksekliklerinin ortalaması
h	: Gövde levhası yüksekliği
h_i	: Binanın i'inci katının kat yüksekliği
ℓ_b	: Kirişin yanal doğrultuda mesnetlendiği noktalar arasındaki uzaklık
ℓ_n	: Kiriş uçlarındaki olası plastik mafsallardaki noktalar arasındaki uzaklık
M_d	: Düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan eğilme momenti
M_p	: Eğilme momenti kapasitesi
M_{pa}	: Kolonun alt ucunda hesaplanan moment kapasitesi
M_{pi}	: Kirişin sol ucu i'de hesaplanan pozitif veya negatif moment kapasitesi
M_{pj}	: Kirişin sağ ucu j'de hesaplanan negatif veya pozitif moment kapasitesi
M_{pn}	: İndirgenmiş moment kapasitesi
$M_{pü}$	: Kolonun üst ucunda hesaplanan moment kapasitesi
M_{vi}	: Kirişin sol ucu i' deki olası plastik mafsaldaki kesme kuvvetinden dolayı kolon yüzünde meydana gelen ek eğilme momenti
M_{vj}	: Kirişin sağ ucu j' deki olası plastik mafsaldaki kesme kuvvetinden dolayı kolon yüzünde meydana gelen ek eğilme momenti
N_{bp}	: Eksenel basınç kapasitesi
N_{cp}	: Eksenel çekme kapasitesi

N_d	: Düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan eksenel kuvvet
Q	: Hareketli yük simgesi
R	: Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
r_y	: Kiriş başlığının ve gövdenin 1/3 ' inin yanal doğrultudaki atalet yarıçapı
t	: Kalınlık
t_{bf}	: Kiriş kesitinin başlık kalınlığı
t_{cf}	: Kolon kesitinin başlık kalınlığı
t_{min}	: Kayma bölgesindeki en küçük levha kalınlığı
t_p	: Takviye levhaları dahil olmak üzere, kayma bölgesindeki toplam levha kalınlığı
t_t	: Takviye levhası kalınlığı
t_w	: Gövde kalınlığı
u	: Kayma bölgesi çevresinin uzunluğu
V_d	: Düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan kesme kuvveti
V_{dy}	: Kirişin kolona birleşen yüzünde düşey yüklerden meydana gelen basit kiriş kesme kuvveti
V_e	: Kolon-kiriş birleşim bölgesinin gerekli kesme dayanımı
V_{ke}	: Kayma bölgesinin gerekli kesme dayanımı
V_p	: Kesme kuvveti kapasitesi
W_p	: Plastik mukavemet momenti
Δ_i	: Binanın i'inci katındaki görelî kat ötelemesi
γ_p	: Bağ kirişi dönme açısı
Ω_0	: Büyütme katsayısı
σ_a	: Yapı çeliğinin akma gerilmesi
σ_{bem}	: Elemanın narinliğine bağlı olarak, TS-648'e göre hesaplanan basınç emniyet gerilmesi
σ_{em}	: Emniyet gerilmesi
θ_p	: Görelî kat ötelemesi açısı

KOLONLARI DİPTEN ANKASTRE ÇOK KATLI BİR ÇELİK YAPININ ZAMAN TANIM ALANINDA KARŞILAŞTIRMALI BOYUTLANDIRILMASI

ÖZET

Yüksek lisans tez konum olarak hazırladığım bu çalışmada, çok katlı bir çelik büro ve toplu konut binasının karşılaştırmalı statik hesabı, kontrolleri ve çizimleri sunulmuştur.

Bina Y doğrultusunda 65 metre ve X doğrultusunda 17 metre genişliğe sahiptir. Binanın, plan görünüşü Bölüm 1’dedir. X yönünde toplam 3, Y yönünde ise toplam 13 açıklık bulunmaktadır. Yapı, toplu konut ve büro binası olarak dizayn edilmiştir. Toplam olarak 30 kattan oluşmaktadır. Zemin kat yüksekliği 4.75 m., 1. normal kattan 28. normal kata kadar kat yükseklikleri 3.75 m. ve 29. kat yüksekliği 5.25 m. olup, toplam yükseklik 115 metredir. Bina; DBYBHY 2007’deki 1. derece deprem bölgesinde, B grubu ve Z2 yerel zemin sınıfı üzerine inşa edilecek şekilde tasarlanmıştır. Süneklik düzeyi yüksek yapı tasarımı gerçekleştirmek amacıyla, deprem ve rüzgar nedeniyle, oluşan deplasmanları sınırlamak için; X doğrultusunda merkezi diyagonal çaprazlar rijit bağlı ve Y doğrultusunda dış merkezli çaprazlarla mafsallı kat kirişleri kullanılmıştır. Ayrıca, yapının 16. ve 29. katlarında, Y doğrultusundaki periyodu sınırlamak için **DBYBHY-2007** periyot sınırlarına göre mekanik katlar düzenlenmiştir. Malzeme olarak, ana taşıyıcı elemanlar St 37 yapı çeliği, temel ve döşemede BS25 betonu kullanılmıştır. X yönü içinde, yapılan analizler sonucu, sadece çerçevelerle çözümün yetersiz olması, çerçevelerle diyagonal çaprazların belirli akslarda düzenlenmesi sonucu tasarlanmıştır. Tüm Çaprazlarda ve her iki yönde çerçeve kirişleri HE-B serisi, kolonlarda HL ve HE-M profil serilerinden faydalanılmıştır. Yangına karşı dayanım için, çelik profillerin üzerine asbest kaplama giydirilmesi düşünülmüştür. Döşeme kirişi araştırılması sonucu ekonomik ve uygulama açısından uygun bulunan kompozit döşeme kirişleri seçilmiştir. Buna bağlı olarak kompozit döşeme kullanılmıştır. Analizler sonucunda zeminde aşırı çekme gerilmesi meydana gelmediğinden dolayı radye temel tercih edilmiştir.

Yapının statik hesabının yapılmasında, (SAP2000) bilgisayar programından faydalanılmıştır. Statik hesap, TS 648’e (Emniyet Gerilmeleri Yöntemine) göre yapılmıştır. **DBYBHY-2007** md 2.6.’a göre (Hesap Yönteminin Seçilmesi) deprem bölgesi 1, bina önem katsayısının 1 ve bina yüksekliğinin 115 metre olması nedeniyle, Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi seçilmiştir. Ayrıca, sonucun güvenilirliği ve gerekli kontrollerin yapılması açısından, Eşdeğer Deprem Yüğü yöntemi ile kontrolü yapılmıştır. Bilgisayarda, binanın taşıyıcı sistemini belirlemek amaçlı bir çok model oluşturularak, yapılan analizler sonucunda, **DBYBHY-2007** yönetmeliğine uygun taşıyıcı sistem belirlenmiştir. Deprem hesabında, **DBYBHY-2007** md 2.9’a göre uygunluğuna karar verilmiş üç deprem (Düzce Depremi Doğu-Batı ve Kuzey-Güney, İzmit Depremi Doğu-Batı ve Kuzey-Güney, California

Imperial Valley Deprem Kaydı olmak üzere toplam beş yer ivme kaydı) kullanılmıştır. Belirlenen taşıyıcı sisteme, SAP2000 bilgisayar programı aracılığıyla, bu ivme kayıtları uygulanarak, maksimum deplasmanlar ve taban kesme kuvvetleri gözönüne alınarak, profil kesitleri belirlenmiştir. Ayrıca, rüzgar analizi de, TS 498 kule tipi yapıya uygun olarak hesaplanmıştır. İkinci mertebe etkileri ve **DBYBHY-2007**'e göre yapı ile alakalı tüm kontroller yapılmıştır. Eleman iç kuvvet değerleri, bilgisayar programından alınmış, profiller ve birleşimler, **DBYBHY-2007** ve TS 648 yönetmeliklerine bağlı kalınarak dizayn edilmiştir. Temel hesabı için, TS 500 yönetmeliğine göre düzenlenen ilave kombinasyonlar sonucu boyutlandırmaya gidilmiştir.

Döşeme kirişlerinin ekonomik seçimi ve uygulanabilirliğine göre seçimi, Zaman Tanım Alanında Hesap Yönteminde kullanılan deprem ivme kayıtlarının seçilerek dizaynı, Türkiye'de yapılacak çelik binaların depreme göre boyutlandırılması, (DBYBHY 2007 yönetmeliğine uygunluğu) ve TS 648 (Emniyet Gerilmeleri Yöntemine Göre) hesap hakkında bilgiler, bu çalışmada sunulmuştur.

Sonuç olarak; bina deprem, rüzgar ve diğer tüm etkileri yönetmeliklerde verilenler doğrultusunda yeterli güvenlik ve ekonomiklikte karşılayacak biçimde boyutlandırılmıştır.

HIGH RISE STEEL STRUCTURE HAVING RIGID SUPPORTED HAS BEEN DESIGNED ACCORDING TO TIME HISTORY ANALYSIS

SUMMARY

In this working which is my master thesis subject, it has been come out that relative static calculation between a multi-storey steel office and a housing building, controls and drawings.

The building has a width about 65 meters on Y-direction and 17 meters on X-direction. The outlook of building is in Chapter 1. Totaly there are 3 opennness in X-direction and 17 opennness in Y-direction. The architecture is designed as a housing building and an office building. It totally occures about 30 floors. The height of ground floor is about 4.75 meters, heights of floors between 1-28 are about 3.75 meters and heighth of floor of 29 is about 5.25 meters, and the total heighth of building is about 115 meters. The building, on **DBYBHY 2007** first earthquake zone, is designed for building on group B and Z2 local ground. For the purpose of building design which has a high level of ductility, because of earthquake and wind, to limit displacements; Central diagonal crosses are rigid bounded on X-direction; and external based crosses and hinged floor strings are used on Y-direction. Also, on the 16'th and 29'th floors of the building, according to the period limits of **DBYBHY-2007** mechanic floors has designed to limit the period on Y-direction. As material; the main carrier elements are St 37 structural steel; BS25 concrete are used on ground and floor covering. In the X-direction, result of analysis, only the solution with windows is insufficient, Windows and diagonal crosses are designed at the end of ordering on specific axes. Serial of HE-B is used in all crosses and all directions story beams; HL and HE-M profile serials are used in columns. It has tough that steel profiles has dressed with asbestos covered for resistance to fire. At the end of search about the composite slab beam is choosed for economic and suitable for application. According to this application komposite floor has used. At the end of anaylises, raft base is preferred because of not an extreme tensile stress is occured on foundation.

At the static calculating of building, (SAP2000) computer programme has used. Static calculating, has made for TS 648 (Allowable Stress Design). According to **DBYBHY-2007** 2.6 (choose of calculate method) earthquake zone 1, at the Time History Analysis, because of building importance factor is 1 and the height of building is about 115 meters, Calculating Methot has choosed. Also, for faith of result and necessary controls, it has controlled with Equivalent Earthquake Load Method. At the end of analyses on computer, with occuring a lot of models for the carrier system of building, a suitable carrier system has determined appropriate for ordinance of **DBYBHY-2007**. At calculating of earthquake, three earthquakes which determined appropriate for ordinance of **DBYBHY-2007** 2.6, (The Earthquake of Düzce East-West and North-South, The Earthquake of İzmit East-West and North-South and California Imperial Valley Earthquake Record impending five location acceleraration record) has used. In addition, Wind Load Analysis has been done,

according to type of tower structures, TS 498. Second order effects and other controls due to **DBYBHY-2007** has been checked properly.

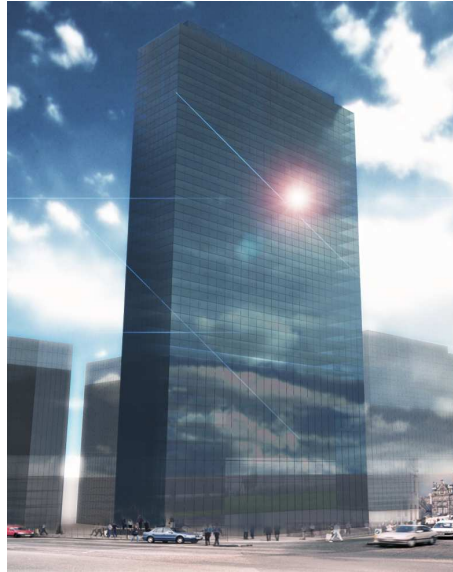
According to TS 648 and **DBYBHY-2007**, Select of Economic and aplicable Slab beams, Time History Analysis, Earthquake design of a steel structure in TURKEY have been presented by this study.

As a result, this steel structure calculated due to Wind, Earthquake and other external effects has been designed sufficent and economic.

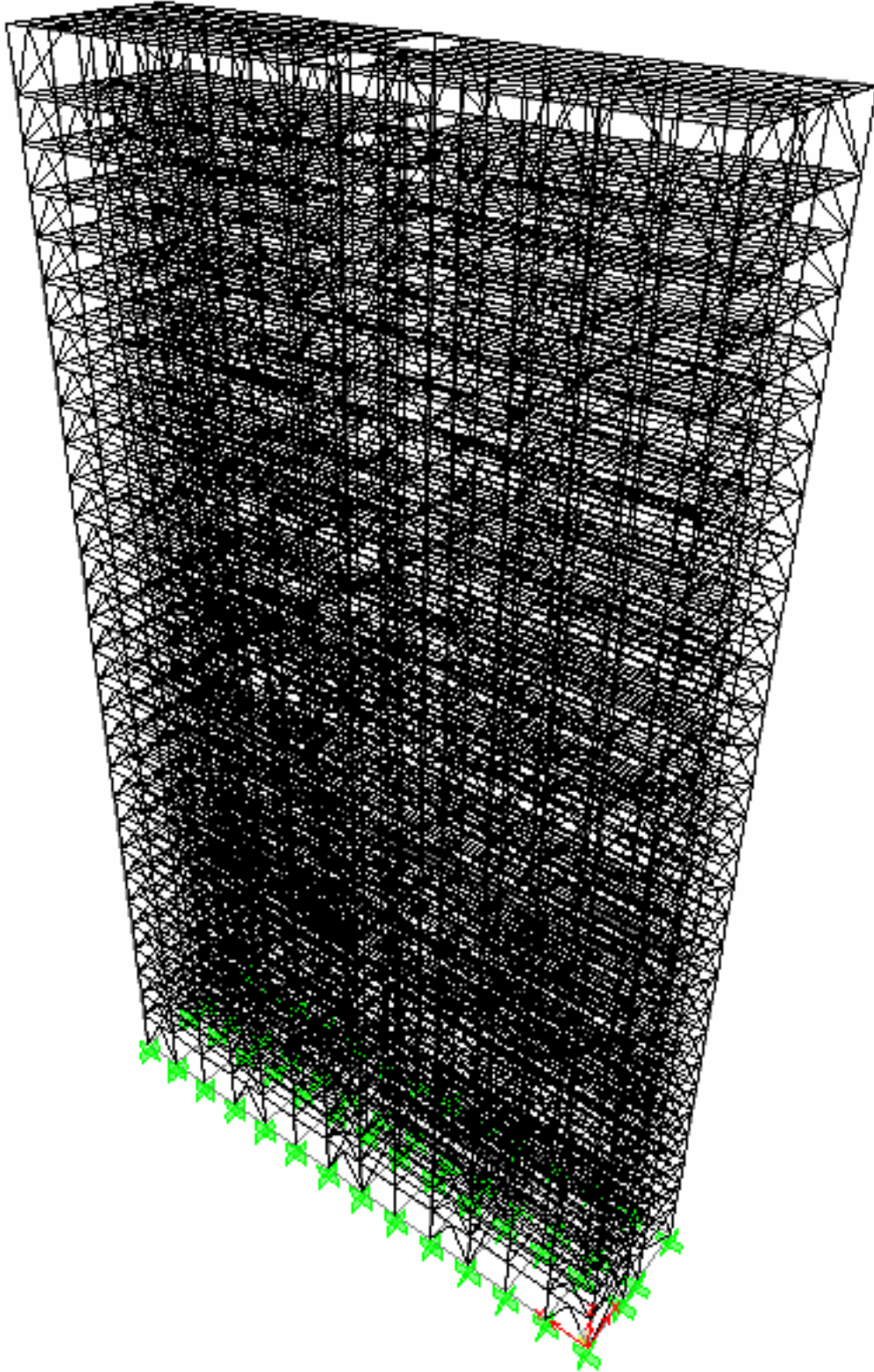
1. GİRİŞ

1.1. Çalışmanın Amacı ve Kullanılan Yöntem

Birinci derece deprem bölgesinde yapılacak, 30 katlı çelik büro ve toplu konut binasının, statik projesinin hesabı olarak yapıldı. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkındaki Yönetmelik–2007’e göre, çok katlı bir yapının statik tasarımı ve kaydedilmiş deprem ivme kayıtlarına dayanarak karşılaştırmalı deprem hesabını yapmak, bu çalışmanın başlıca amaçlarındandır. Statik hesaplarda aşağıda belirtilen bilgisayar programlarından yararlanıldı. Binanın statik hesaplarında ve temel hesabında; SAP2000 8.3. Non-Linear Yapı Analiz Programı, çizimler için AutoCAD 2006 çizim programı kullanıldı. Binanın statik olarak kesitlerinin boyutlandırılması; TS 648 Emniyet Gerilmeleri yöntemine göre yapılmıştır. TS 498’e göre bina yatay ve düşey yükleri gözönüne alınmıştır. Deprem hesabında, **DBYBHY -2007-2.9.a** göre Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi baz alınarak seçilen ivme kayıtları ile deprem hesabı ve **DBYBHY -2007-2.7.** Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemine göre kontroller yapılmıştır. Temel hesabı ise, yapının TS 500 standardında tanımlı kombinasyonlar ilave olarak oluşturulup, taşıma gücü yöntemine göre tasarlanmıştır.



Şekil 1.1 : Bina Genel Görünümü



Şekil 1.2 : Bilgisayar modelinde bina genel görünümü

1.2. Yapı Hakkında Genel Bilgi

Yapının toplam yüksekliği 115 metre olup, planda 17 x 65 metredir. Uzun doğrultuda 14 aks mevcuttur ve her aks arası eşit olup 5'er metredir. Kısa doğrultuda ise 3 açıklık mevcut olup, sırası ile 7m., 3m. ve 7 m. olarak toplam 17 m. genişliğindedir. Zemin kat yüksekliği 4,75 metre iken, çatı katı yüksekliği 5,25 metredir. 1. Kat dahil olmak üzere 28. kata kadar her katın yüksekliği birbirine eşit olup 3,75 metredir. 16. ve 29. katlarda mekanik kat tertip edilmiştir. Çatı katı gezilebilir olarak tasarlanmıştır. Yapının cepheleri, güçlü rüzgarlara dayanabilecek cam giydirme cephe kaplaması olarak seçilmiş ve buna göre hesap yükü sisteme etkilmiştir. Koridorları ve odaları birbirinden ayıran bölmeler, hafif tutkallı duvar olarak hesapta gözönüne alınmıştır.

1.3. Yapının Karakteristik Değerleri

Birinci derece deprem bölgesinde olan yapı, "Z2" zemin sınıfı olarak tespit edilen zemin üzerine inşa edilecektir. Zemin emniyet gerilmesi değeri 400 kN/m^2 ve zemin yatak katsayısı 50000 kN/m^3 'tür.

DBYBHY-2007'e göre bina kriterlerine uygun şekilde seçilen karakteristik değerler aşağıya çıkarılmıştır.

- Birinci derece deprem bölgesi etkin yer ivmesi katsayısı; $A_0=0,4$ (**DBYBHY-2007 Tablo 2.2**)
- Büro ve konut türü yapı için bina önem katsayısı; $I=1$ (**DBYBHY-2007 Tablo 2.3**)
- "Z2" zemin sınıfı için spektrum karakteristik periyotları; $T_A=0,15\text{s.}$ ve $T_B=0,4\text{s.}$ (**DBYBHY-2007 Tablo 2.4**)
- Hareketli yük katılım katsayısı; $n=0,3$ (**DBYBHY-2007 Tablo 2.7**)

1.4. Taşıyıcı Sistemin Süneklik Düzeyinin Belirlenmesi;

Taşıyıcı sistem süneklik düzeyi; normal ya da yüksek sünek olacağının kararı **DBYBHY -2007 2.5.1.5'e** göre belirlenmektedir. Bu yönergeye göre bina önem katsayısı 1,0 ve yapı yüksekliği 16 metrenin üzerinde olması neticesiyle yüksek sünek sistem kullanılması zorunludur.

1.5. Yapı Davranış Katsayısının Belirlenmesi;

DBYBHY-2007 2.13.2'e göre taşıyıcı sistem davranış katsayısının seçimi:

En iyi taşıyıcı sistemin seçilmesi için yapılan çalışmalarda; X yönündeki taşıyıcı sistemin belirlenmesinde, ilk olarak yükün etkin olduğu orta aks seçilmiş ve analiz yapılmıştır. Çerçeve olarak, deprem yükünden ve rüzgar yükünden oluşan deplasmanların sınırlar içinde kalmadığı görülmüştür. Bunun yanı sıra, yeterli rijitliği sağlamak için kesitlerin, ekonomik olmadığı ve uygulamada zorlukların olacağı tespit edilmiştir. Sonuç olarak, rijit bağlı diyagonal çaprazların, belirli akslarda çerçeveler ile birlikte çalışarak, deprem yüklerini karşılaması uygun bir çözüm olduğu yapılan hesaplara görülmüştür. Bu durumda, kısa doğrultuda taşıyıcı sistem davranış katsayısının seçilmesinde **DBYBHY-2007 Tablo 2.5'**den yararlanıldı. Yukarıda belirlenen süneklik düzeyine göre, süneklik düzeyi yüksek, deprem yüklerini çerçevelerle birlikte diyagonal çaprazların ortak karşıladığı sistemlerde, $R_x=6$ olarak seçilmiştir. (**DBYBHY-2007 Tablo 2.5**)

Buna benzer olarak, Y yönündeki taşıyıcı sistem belirlenirken, kolonların durumu ve yapının plandaki durumuna göre, binanın kuvvetli yönü olan Y yönünde, mafsallı kat kirişleri ve dış merkezli çelik çaprazlar teşkil edilmiştir. Süneklik düzeyi yüksek taşıyıcı sistemlerde, deprem yüklerinin sadece dış-merkezli çelik çaprazlar tarafından karşılanması durumunda $R_y=7$ olarak alınmıştır. (**DBYBHY-2007 Tablo 2.5**)

1.6. Tasarımda Kullanılan Yapı Malzemesi Özellikleri ve Emniyet Gerilmeleri

Hesapta kolonlar, kirişler ve çaprazlar Fe37 (St37) profil kalitesinde seçilmiş ve boyutlandırılmıştır. Fe37 (St37) çeliğinin mekanik özellikleri Çizelge 1.1'dedir.

Çizelge 1.1: Kullanılan çelik malzemesinin mekanik özellikleri

Çeliğin Kısaca Gösterilişi	Çekme Dayanımı σ_d (N/mm ²)	Akma Sınırı σ_a (N/mm ²)	Elastisite Modülü E (N/mm ²)	Kayma Modülü G (N/mm ²)
Fe 37 (St 37)	(363–412)	240	2100000	79434

Döşemelerde ve Temel de kullanılan beton kalitesi BS25'dir. BS25 betonu ve donatı çeliklerinin mekanik özellikleri Çizelge 1.2'dedir.

Çizelge 1.2: Kullanılan donatı çeliği ve beton malzemelerinin mekanik özellikleri

Donatı Çeliklerinin Mekanik Özellikleri			Beton Özellikleri	
Mekanik Özellikler	Donatı Çubukları	Hasır Çelik	Beton Sınıfı	BS25
	Doğal Sertlikte	Doğal Sertlikte		
	S420a	S500		
Minimum Akma Dayanımı f_{yk} (MPa)	420	500	Karaktersitik Basınç Dayanımı f_{ck} (MPa)	25
Minimum Kopma Dayanımı f_{su} (MPa)	500	550	Eşdeğer Küp (150mm) Basınç Dayanımı (Mpa)	30
$\phi \leq 32$ Minimum kopma uzaması ϵ_{su} (%) f_{yk} (MPa)	12	8	Karaktersitik Eksenel Çekme Dayanımı f_{ctk} (MPa)	1,8
Minimum kopma uzaması ϵ_{su} (%) f_{yk} (MPa)	10	8	28 Günlük Elastisite Modülü E_c (MPa)	30000
TS 500 Çizelge - 3.1			TS 500 Çizelge - 3.2	

Bulonlu birleşimlerde;

Deprem yükleri etkisindeki elemanların birleşim ve eklerinde kullanılacak bulonlar ISO 8.8, 10.9 veya daha yüksek kalitede olmalıdır. Bu bulonlar, moment aktaran birleşimlerde kendilerine uygulanabilecek öngerme kuvvetinin tümü ile, diğer birleşimlerde ise en az yarısı ile öngerilme kuvveti gözönüne alınarak birleşim boyutlandırılmıştır.

Kaynaklı birleşimlerde;

Çelik malzemesine ve kaynaklama yöntemine uygun elektrod kullanılacak ve elektrodun akma dayanımı birleştirilen malzemelerin akma dayanımından daha az olmayacaktır. Moment aktaran çerçevelerin kaynaklı kolon-kiriş birleşimlerinde tam penetrasyonlu küt kaynak veya köşe kaynağı dikişleri kullanılacaktır.

2. TASIYICI SİSTEM

2.1. Adım Adım Taşıyıcı Sistemin Belirlenmesi

Taşıyıcı sistem, yapının geometrik formuna, katların sayısına, sistemin türüne, elemanların ve bağlantılarının rijitliğine ve yükseklik / genişlik oranına bağlıdır. Örneğin, düzlem çerçeve sistemlerde bu oran, yatay ötelemelerin sınırlandırılabilmesi için 5-7 arasında olması istenir. “Bu çalışmadaki yapı da $115/17=6,765$ ’dir.”

Yüksek bir yapıda alt kattan başlayarak üst kata doğru ağırlık ve rijitlikle uyumlu bir azalma olmalıdır.

Taşıyıcı sistemi belirlemek için ilk olarak binanın en, boy ve yüksekliği düşünüldüğünde, kısa kenar doğrultusunda ciddi bir yanal deplasman ve rijitlik sorunu olacağı açıkça görülmektedir. Bu nedenle taşıyıcı sistemin belirlenmesi için bir çok analiz ve sistem çalışması yapılmıştır. Bu çalışmalar aşağıda anlatılmış ve sonuçları Çizelge 2.1’de sunulmuştur.

Çizelge 2.1: Taşıyıcı sistemin seçilmesinde kullanılan modeller hakkında bilgiler

Modeller	Sistem Durumu	T.S. Davranış Katsayısı	T Periyot (s)
Model 1	B aksını, sadece deprem yüklerini yalnız çerçevelerle taşınacağı durum için elle belirlenen boyutlarla yapılan analize ait model.	R_x	Periyot (s)
		8	3,604
Model 2	B aksını, sadece deprem yüklerini yalnız çerçevelerle taşınacağı durum için elle belirlenen boyutların gruplandırılarak tekrar analizine ait model .	R_x	Periyot (s)
		8	3,469
Model 3	B aksını, sadece deprem yüklerini yalnız çerçevelerle taşınacağı durum için kolon ve kiriş profil boyutlarının artırılmış halinin analizine ait model.	R_x	Periyot (s)
		8	3,182
Model 4	Bina, kısa akslarının ard arda eklenerek, deprem yüklerini çerçevelerle birlikte diyagonal çaprazlarla karşılandığı durumun analizini gösteren model.	R_x	Periyot (s)
		6	2,582
Model 5	Yapı, 3 boyutlu tanımlanarak, deprem yükünün kaynağında seçilmesiyle bir dizi analiz sonucu, bu son model oluşturuldu. Bina, kısa doğrultusunda, model 4’teki taşıyıcı sistem tipine, diğer yönde ise mafsallı kat kirişleri ile dış merkezli çaprazla deprem yükünü karşılayan bir taşıyıcı sistem tipine ait model.	R_x	Periyot X (s)
		6	2,62561
		R_y	Periyot Y (s)
		7	2,84792

Yük analizi yapıldıktan sonra belirlenen ölü ve hareketli yükler sonucu, döşeme tipinin seçilmesi ve kullanılacak olan döşeme kirişinin tipinin belirlenmesi için döşeme kirişlerinin karşılaştırmalı analizi yapılarak, kompozit döşeme kirişine karar verildi. Diğer yapı elemanlarının boyutlandırılması için önboyutlandırma yapıldı. Belirlenen yüklere göre, katlara gelen eşdeğer deprem yükleri bulundu. Kolonların boyutlandırılmasında kolon alt ve üst ucunda oluşan momentler, depremden ve kirişlerden gelenlerle kombine edilmesi sonucu, kolonların önboyutlandırılmasına geçildi. TS 648'den belirlenen burkulma katsayısının da hesaba girmesi ile bileşik eğilme gerilmesi kontrolü yapılarak bilgisayara girilmek üzere önboyut verildi. Kat kirişlerinin önboyutlandırılması, hesaplanan yüklerin çizgisel olarak aktarılması ile, önce açıklık momentlerine göre hesaplandı. Daha sonra oluşturulan taşıyıcı sistemlere göre, belirlenen kat kirişleri ve kolonlar için, tekrar boyutlandırmalar yapıldı. Bu önboyutlandırmalar sonucu, taşıyıcı sistemin belirlenmesinde analizi yapılan modeller Çizelge 2.1 yardımıyla aşağıda anlatılmıştır.

Model 1: (EK C)

Önboyutta yapılan bir kaç hesaptan sonra, son önboyutlar bilgisayar ortamında tanımlandı. Taşıyıcı sistemi belirlemek amacı ile önce kısa doğrultuda B aksı seçildi. Çünkü, yük olarak elverişsiz olması ve sistemin genel davranışının belirlemek için doğru bir seçimdi. Deprem yüklerini çerçeve ile karşılandığı bir taşıyıcı sistem oluşturuldu. Modele ölü, hareketli ve yatay yüklerin tanımlanmasından sonra yapılan analizde çıkan sonuçlarda, (periyodun 3,60366 s. olması) deplasman problemi olması sonucu taşıyıcı sistemde profillerde düzenlemeye gidildi ve Model 2 tanımlandı.

Model 2 (EK C)

Kolonların ve kat kirişlerinin gruplandırılarak tekrar hesaplanan deprem yüklerinin, sisteme etkilmesi sonucu, yine deplasman (periyodun 3,46861 s. olması) problemi olması sonucu, profillerin boyutları değiştirilmesine karar verildi ve Model 3 tanımlandı.

Model 3: (EK C)

Kolonların ve kat kirişlerinin gruplandırılarak tekrar yeni boyutlar verilmesiyle, hesaplanan deprem yüklerinin, yeni sisteme etkilmesi sonucu, yetersiz rijitlikte yapı (periyodun 3,182 s.) ve bunlarla beraber çok büyük profillerin kullanılmış olması, taşıyıcı sistemde değişiklik yapılması gerektirdi ve Model 4 tanımlandı.

Model 4: (EK C)

Bu bina için, Model 3 de tanımlanan taşıyıcı sistem, deprem yüklerini sadece çerçevelerin taşıdığı sistemin, yetersiz olduğunu gösterdi. Bunun neticesinde, çerçevelerle birlikte diyagonal çaprazların belirli akslara düzenlenmesi yoluna gidildi. Model 4 de bu şekilde tanımlanan bir taşıyıcı sistemin analizini sunulmaktadır. Kolon ve kat kirişlerinin boyutlarının değiştirilmesi ve tekrar yatay yüklerin belirlenmesi sonucu, Model 4 tanımlandı. Bina kısa doğrultusundaki Çerçeveler ard arda dizildi. Çerçeveler arası kısa, rijit ve kütlesi sıfır elemanlar tanımlanarak, çaprazlı ve çaprazsız aksların birbirleriyle etkileşimli olarak, boyutlandırılması ve yatay yükleri birlikte taşımaları sağlanmış oldu. Bu modelin analizi sonucu, deplasmanların yeterli ve 30 katlı bir binada (periyodun 3 s.'nin altında olması gerekliliğini sağlayan) 2,582 s. olduğu görüldü.

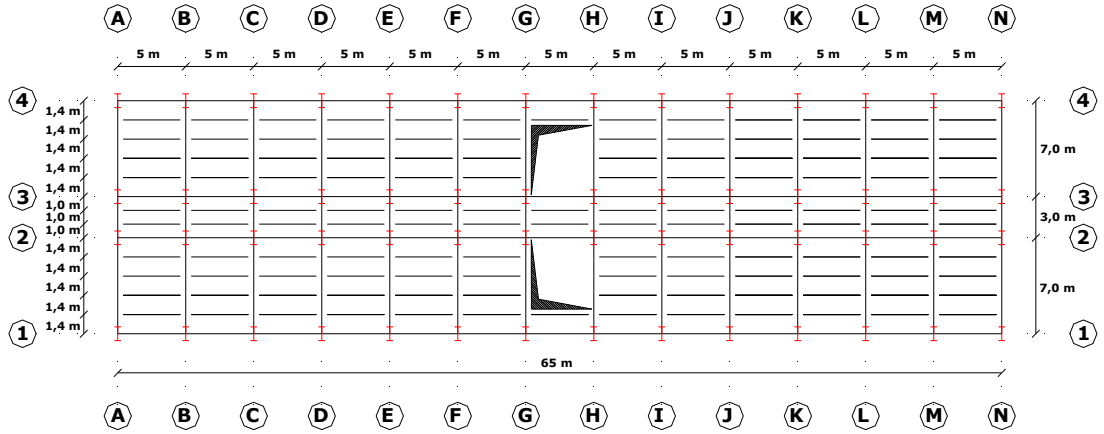
Model 5:

Son olarak, diğer yönün çözülmesi gerekliliği için üç boyutlu model tanımlandı. Düşey ve yatay yüklerin tanımlandığı ve rijit diyaframlığın verildiği bu üç boyutlu modelde, **DBYBHY-2007**'nin gerekliliklerinin hesabını yapmak için bir dizi analiz yapıldı ve boyutlar kesinleşti (Tablo2.2). Kısa doğrultuda, (X yönünde) periyot 2,62561 s. ve uzun doğrultuda (Y yönünde) periyot 2,84792 s. olarak bulundu. Burada, kısa doğrultuda (diğer kuvvetli yönüne göre) periyodunun daha fazla çıkması muhtemeldi. Bu farkın oluşmasını, iki nedenden açıklanabilir. Birincisi, tek yönde tanımlanan kolon profillerinin; diğer yönlerine göre rijitliklerinin çok fazla olması ve kolonların kısa doğrultuda kuvvetli eksenlerinin tanımlanması, ikincisi ise, belirlenen akslarda düzenlenen rijit bağlı diyagonal çaprazların çerçevelerle birlikte çalışması sonucu, bu tür bir periyot farkına sebep olduğu değerlendirilmiştir. Ayrıca, tanımlanan uzun doğrultudaki mafsallı kat kirişleri ve diyagonal çaprazlar bu fark neden olarak gösterilebilir. (Kolon profillerinin kuvvetli eksenlerinin yerleştirilmesi: Şekil 2.1 ve Şekil 2.2)

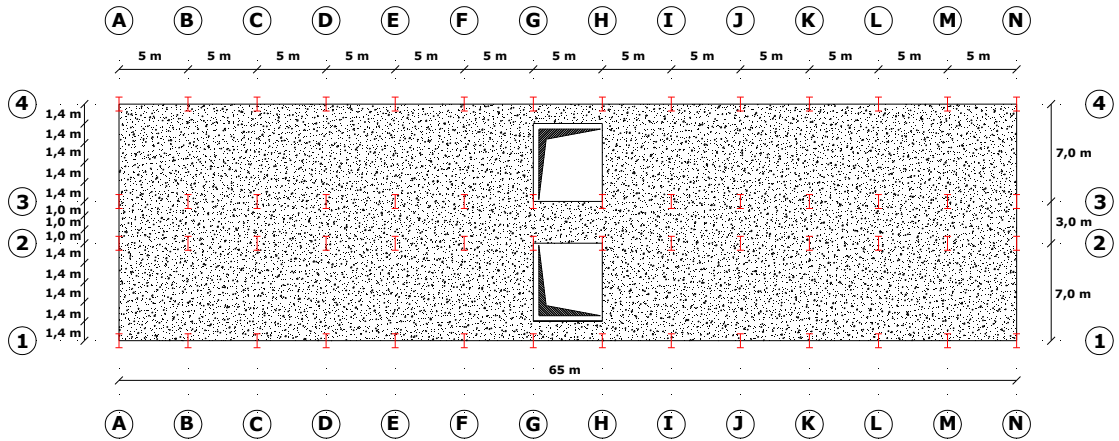
2.2. Belirlenen Taşıyıcı Sistemin Tanımı

Bu kısımda binanın kat planı, aks görünümleri ve seçilen modelin profillerine göre taşıyıcı sistem ve elemanları tanıtılmıştır. (Şekil 2.1, 2.2 ve Çizelge 2.2) Binanın kısa doğrultusunda diyagonal çaprazlar ve çerçeveler birlikte deprem yükünü

karşılacak şekilde yerleştirilmişlerdir. Diğer uzun doğrultuda ise deprem yüklerini sadece dış merkezli çaprazlar tarafından karşılanacak, bir taşıyıcı sistem oluşturulmuştur. Döşeme kirişleri ve uzun doğrultudaki ikincil kat kirişleri mafsallıdır. Kısa doğrultudaki çerçevelerde (Şekil 2.5 ve 2.6), diyagonal çaprazlar kolon-kiriş birleşimine, kat kirişleri de kolonlara rijit olarak bağlanmıştır. İlave olarak, yatay deplasman problemini çözmek ve rijitlik gerekliliğini gidermek için, binanın 14. ve 29. katlarında mekanik katlar düzenlenmiştir. (Şekil 2.7)



Şekil 2.1: Yapının plan görünüşü-kolon, döşeme ve kat kirişleri



Şekil 2.2 : Yapının plan görünüşü-kompozit döşeme

2.2.1. Kullanılan profiller ve özellikleri

Kolonlar 1 ve 4 akslarında (Kenar akslar), 2 ve 3 akslarına göre (Orta akslar) bir profil boyu farklı düzenlenmiştir. Kat kirişleri ve çaprazlar belirli katlarda küçülerek değişiklik göstermektedir. (Çizelge 2.2)

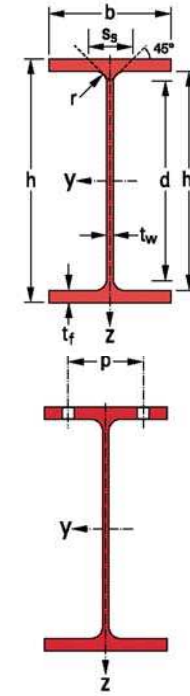
Çizelge 2.2 : Katlara göre analiz sonucu belirlenen profiller

Kat	Kolonlar		Kompozit-Kat kirişleri		Çaprazlar		Kompozit-Döşeme kirişleri	
	Kenar Akslar (1 ve 4)	Orta Akslar (2 ve 3)	Birincil Rijit (Kısa)	İkincil Mafsallı (Uzun)	Diagonal (Kısa)	Dış Merkezli (Uzun)	35 m ² lik Döşeme	15m ² lik Döşeme
29	HE 900 M	HE 800 M	HE 360 B	HE 360 B	HE 360 B	HE 400 B	Kompozit IPE180	Kompozit IPE160
28	HE 900 M	HE 800 M	HE 360 B	HE 360 B	HE 360 B	HE 400 B	Kompozit IPE160	Kompozit IPE160
27	HE 900 M	HE 800 M	HE 360 B	HE 360 B	HE 360 B	HE 400 B	Kompozit IPE160	Kompozit IPE160
26	HE 900 M	HE 800 M	HE 360 B	HE 360 B	HE 360 B	HE 400 B	Kompozit IPE160	Kompozit IPE160
25	HE 900 M	HE 800 M	HE 360 B	HE 360 B	HE 360 B	HE 400 B	Kompozit IPE160	Kompozit IPE160
24	HE 1000 M	HE 900 M	HE 360 B	HE 360 B	HE 360 B	HE 400 B	Kompozit IPE160	Kompozit IPE160
23	HE 1000 M	HE 900 M	HE 360 B	HE 360 B	HE 360 B	HE 400 B	Kompozit IPE160	Kompozit IPE160
22	HE 1000 M	HE 900 M	HE 360 B	HE 360 B	HE 360 B	HE 400 B	Kompozit IPE160	Kompozit IPE160
21	HE 1000 M	HE 900 M	HE 400 B	HE 360 B	HE 400 B	HE 400 B	Kompozit IPE160	Kompozit IPE160
20	HE 1000 M	HE 900 M	HE 400 B	HE 360 B	HE 400 B	HE 400 B	Kompozit IPE160	Kompozit IPE160
19	HE 1000 x 488	HE 1000 M	HE 400 B	HE 360 B	HE 400 B	HE 400 B	Kompozit IPE160	Kompozit IPE160
18	HE 1000 x 488	HE 1000 M	HE 400 B	HE 360 B	HE 400 B	HE 400 B	Kompozit IPE160	Kompozit IPE160
17	HE 1000 x 488	HE 1000 M	HE 400 B	HE 360 B	HE 400 B	HE 400 B	Kompozit IPE160	Kompozit IPE160
16	HE 1000 x 488	HE 1000 M	HE 400 B	HE 360 B	HE 400 B	HE 400 B	Kompozit IPE160	Kompozit IPE160
15	HE 1000 x 488	HE 1000 M	HE 450 B	HE 400 B	HE 450 B	HE 500 B	Kompozit IPE160	Kompozit IPE160
14	HE 1000 x 579	HE 1000 x 488	HE 450 B	HE 400 B	HE 450 B	HE 500 B	Kompozit IPE160	Kompozit IPE160
13	HE 1000 x 579	HE 1000 x 488	HE 450 B	HE 400 B	HE 450 B	HE 500 B	Kompozit IPE160	Kompozit IPE160
12	HE 1000 x 579	HE 1000 x 488	HE 450 B	HE 400 B	HE 450 B	HE 500 B	Kompozit IPE160	Kompozit IPE160
11	HE 1000 x 579	HE 1000 x 488	HE 450 B	HE 400 B	HE 450 B	HE 500 B	Kompozit IPE160	Kompozit IPE160
10	HE 1000 x 579	HE 1000 x 488	HE 450 B	HE 400 B	HE 450 B	HE 500 B	Kompozit IPE160	Kompozit IPE160
9	HE 1000 x 579	HE 1000 x 579	HE 450 B	HE 400 B	HE 450 B	HE 500 B	Kompozit IPE160	Kompozit IPE160
8	HE 1000 x 579	HE 1000 x 579	HE 450 B	HE 400 B	HE 450 B	HE 500 B	Kompozit IPE160	Kompozit IPE160
7	HE 1000 x 579	HE 1000 x 579	HE 500 B	HE 400 B	HE 500 B	HE 500 B	Kompozit IPE160	Kompozit IPE160
6	HE 1000 x 579	HE 1000 x 579	HE 500 B	HE 400 B	HE 500 B	HE 500 B	Kompozit IPE160	Kompozit IPE160
5	HE 1000 x 579	HE 1000 x 579	HE 500 B	HE 400 B	HE 500 B	HE 500 B	Kompozit IPE160	Kompozit IPE160
4	HL 1000 x 748	HL 1000 x 748	HE 500 B	HE 400 B	HE 500 B	HE 500 B	Kompozit IPE160	Kompozit IPE160
3	HL 1000 x 748	HL 1000 x 748	HE 500 B	HE 400 B	HE 500 B	HE 500 B	Kompozit IPE160	Kompozit IPE160
2	HL 1000 x 748	HL 1000 x 748	HE 500 B	HE 400 B	HE 500 B	HE 500 B	Kompozit IPE160	Kompozit IPE160
1	HL 1000 x 748	HL 1000 x 748	HE 500 B	HE 400 B	HE 500 B	HE 500 B	Kompozit IPE160	Kompozit IPE160
Z	HL 1000 x 748	HL 1000 x 748	HE 500 B	HE 400 B	HE 500 B	HE 500 B	“	“

2.2.2. Kullanılan profillerin enkesit ve statik özellikleri (Şekil 2.3 ve 2.4, Çizelge 2.3, 2.4, 2.5 ve 2.6)

Çizelge 2.3 : Kullanılan kolon, kat kirişleri ve çaprazlara ait profillerin enkesit özellikleri

Kesit		Ölçüler					Kesit Alanı	Tasarım ölçüleri					Yüzey alanı	
	G	h	b	t _w	t _f	r		h _i	d	Ø	p _{min}	p _{max}	A _L	A _G
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	mm	mm		mm	mm	m ² /m	m ² /t
HE 360 B	142	360	300	12,5	22,5	27	180,60	315	261	M27	122	198	1,849	13,040
HE 400 B	155,0	400	300	13,5	24,0	27	197,80	352	298	M27	124	198	1,927	12,410
HE 450 B	171	450	300	14,0	26,0	27	218,00	398	344	M27	124	198	2,026	11,840
HE 500 B	187	500	300	14,5	28,0	27	238,60	444	390	M27	124	198	2,125	11,340
HE 600 B	212	600	300	15,5	30,0	27	270,00	540	486	M27	126	198	2,323	10,960
HE 650 B	225	650	300	16,0	31,0	27	286,30	588	534	M27	126	198	2,422	10,770
HE 700 B	241	700	300	17,0	32,0	27	306,40	636	582	M27	126	198	2,520	10,480
HE 800 B	262	800	300	17,5	33,0	30	334,20	734	674	M27	134	198	2,713	10,340
HE 800 M	317	814	303	21,0	40,0	30	404,30	734	674	M27	138	198	2,746	8,655
HE 900 M	333	910	302	21,0	40,0	30	423,60	830	770	M27	138	198	2,934	8,824
HE 1000 M	349	1008	302	21,0	40,0	30	444,20	928	868	M27	138	198	3,130	8,978
HE 1000 x 488	488	1036	311	30,0	54,0	30	622,00	928	868	M27	148	204	3,204	6,563
HE 1000 x 579	579	1056	316	35,0	64,0	30	737,00	928	868	M27	154	208	3,254	5,625
HL 1000 x 748	748	1068	417	39,0	70,0	30	953,40	928	868	M27	160	304	3,674	4,909



Şekil 2.3 : HEB ve HEM Serisi karakteristik gösterimi

Çizelge 2.4 : Kullanılan kolon, kat kirişleri ve çaprazlara ait profillerin statik değerleri

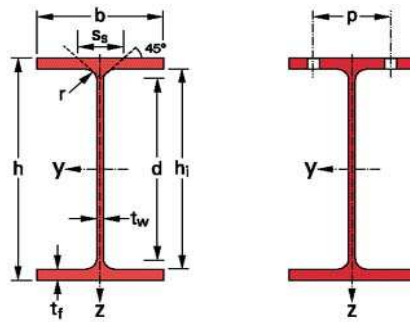
Kesit	G	Statik değerler								
		Kuvvetli eksen y-y					Zayıf eksen z-z			
		I_y	$W_{el,y}$	$W_{pl,y}$	i_y	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	$W_{pl,z}$	i_z
	kg/m	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm
HE 360 B	142,0	43190,0	2400	2683	15,46	60,60	10140	676,1	1032,0	7,49
HE 400 B	155,0	57680,0	2884	3232	17,08	69,98	10820	721,3	1104,0	7,40
HE 450 B	171,0	79890,0	3551	3982	19,14	79,66	11720	781,4	1198,0	7,33
HE 500 B	187,0	107200,0	4287	4815	21,19	89,82	12620	841,6	1292,0	7,27
HE 600 B	212,0	171000,0	5701	6425	25,17	110,80	13530	902,0	1391,0	7,08
HE 650 B	225,0	210600,0	6480	7320	27,12	122,00	13980	932,3	1441,0	6,99
HE 700 B	241,0	256900,0	7340	8327	28,96	137,10	14440	962,7	1495,0	6,87
HE 800 B	262,0	359100,0	8977	10230	32,78	161,80	14900	993,6	1553,0	6,68
HE 800 M	317,0	442600,0	10870	12490	33,09	194,30	18630	1230,0	1930,0	6,79
HE 900 M	333,0	570400,0	12540	14440	36,70	214,40	18450	1222,0	1929,0	6,60
HE 1000 M	349,0	722300,0	14330	16570	40,32	235,00	18460	1222,0	1940,0	6,45
HE 1000 x 488	488,0	1027000,0	19820	23300	40,62	334,70	27320	1757,0	2837,0	6,63
HE 1000 x 579	579,0	1246000,0	23590	27950	41,11	393,30	34040	2154,0	3498,0	6,80
HL 1000 x 748	748,0	1732000,0	32430	37880	42,62	438,90	85111	4082,0	6459,0	9,45

Çizelge 2.5 : Kullanılan döşeme kirişlerine ait profillerin enkesit özellikleri

Döşeme Kirişlerinin Kesitleri	G	Ölçüler					Alanı	h_i	Tasarım ölçüleri				Yüzey alanı	A_G
		h	b	t_w	t_f	r			d	Ø	p_{min}	p_{max}		
	kg/m	mm	mm	Mm	mm	mm	cm ²	mm	mm		mm	mm	m ² /m	m ² /t
IPE 160	15,8	160	82	5,0	7,4	9	20,09	145,2	127,2	-	-	-	0,623	39,47
IPE 180	18,8	180	91	5,3	8,0	9	23,95	164,0	146,0	M10	48	48	0,698	37,13

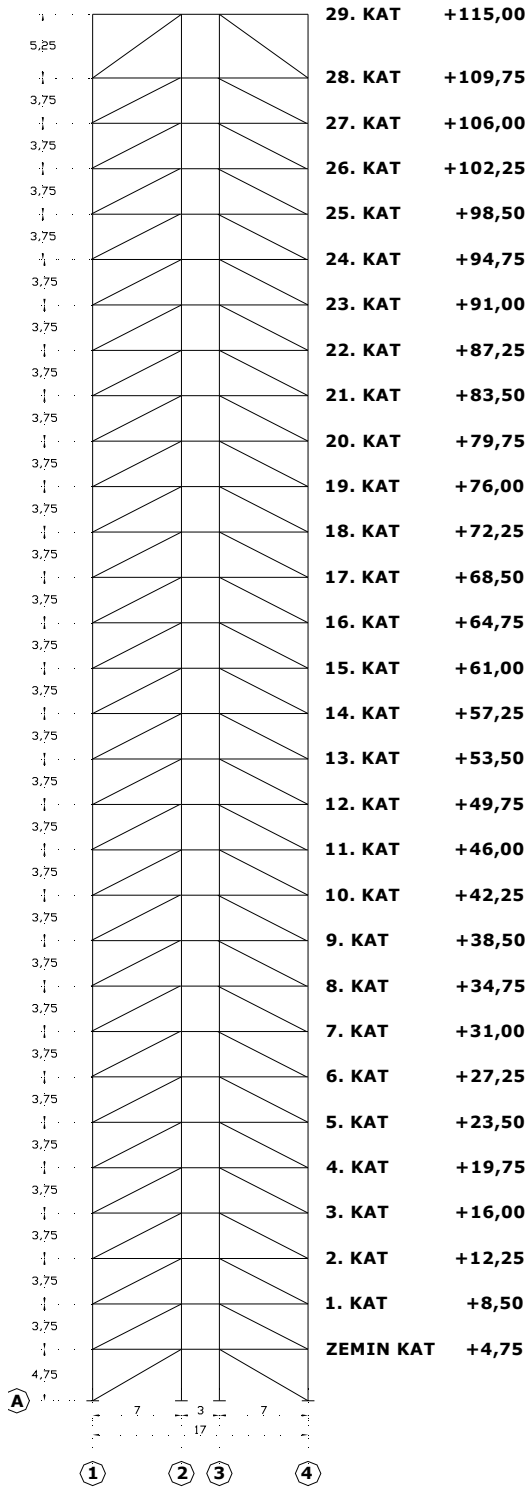
Çizelge 2.6 : Kullanılan döşeme kirişlerine ait profillerin statik değerleri

Kesit	G	Statik değerler								
		Kuvvetli eksen y-y					Zayıf eksen z-z			
		I_y	$W_{el,y}$	$W_{pl,y}$	i_y	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	$W_{pl,z}$	i_z
	kg/m	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm
IPE 160	15,8	869,3	108,7	123,9	6,58	9,66	68,31	16,66	26,10	1,84
IPE 180	18,8	1317	146,3	166,4	7,42	11,25	100,9	22,16	34,60	2,05

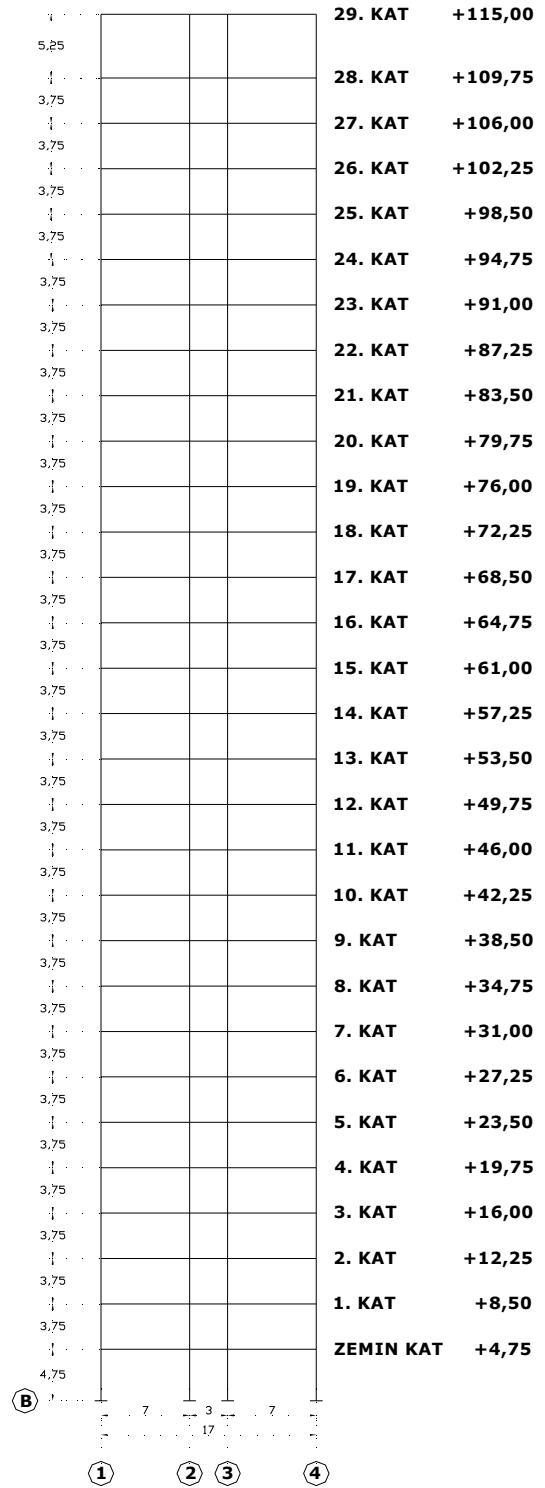


Şekil 2.4 : IPE Serisi karakteristik gösterimi

2.2.3. Görünüş ve kesitler

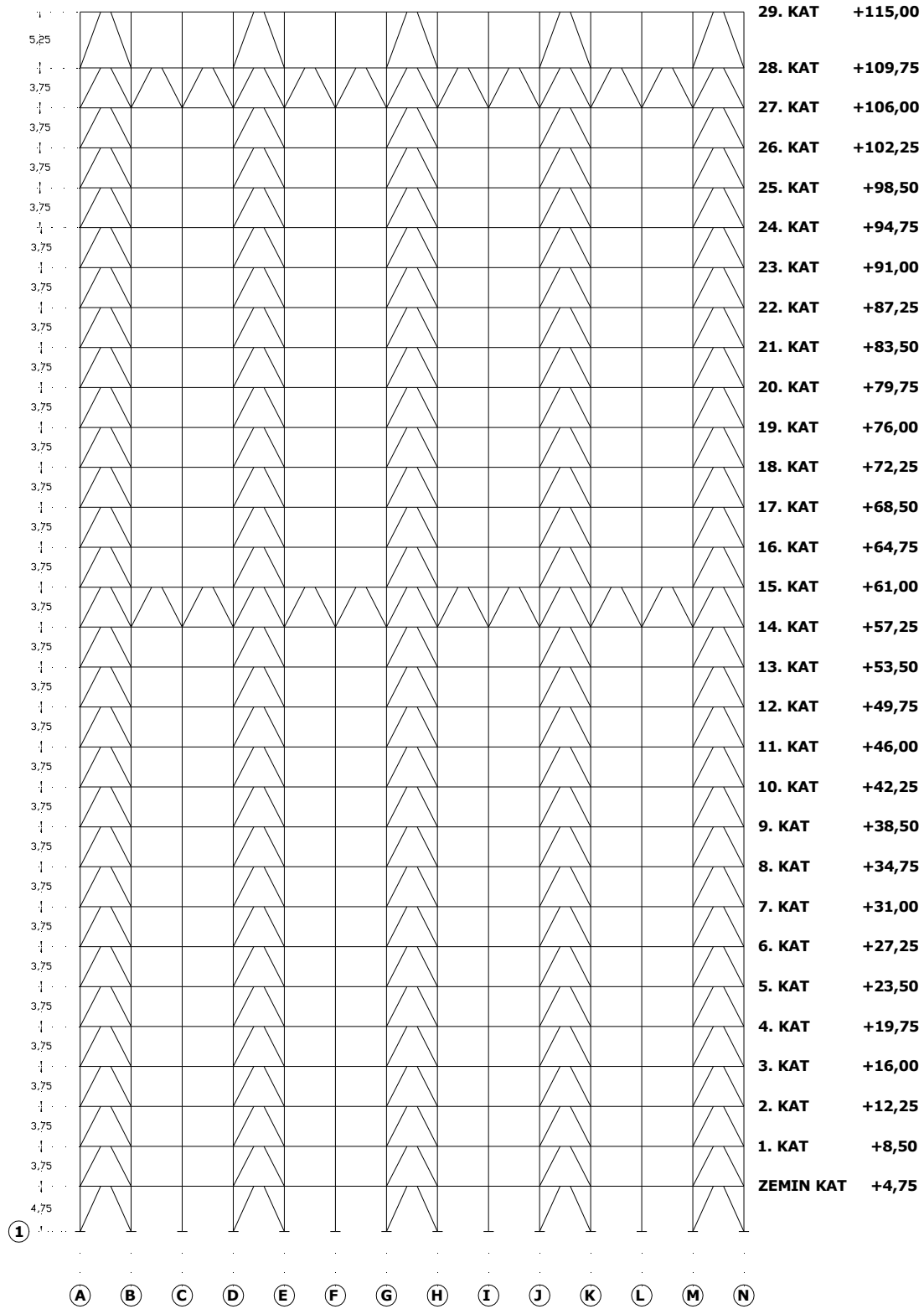


Şekil 2.5 : Kısa doğrultuda kesit-1



Şekil 2.6 : Kısa doğrultuda kesit-2

Yapının A, D, G, H, K ve N aksları (Şekil 2.5) hem çerçeve hem de çaprazlı, deprem yükünü karşılayacak şekilde teşkil edilirken, B, C, E, F, I, J, L ve M akslarında ise deprem yüklerini sadece çerçeve ile karşılayacak (Şekil 2.6) şekilde teşkil edilmiştir.

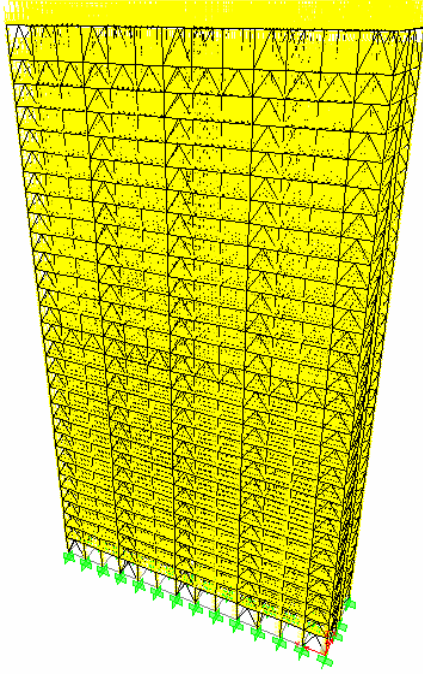


Şekil 2.7 : Yapının uzun (1) aks doğrultusunda görünüşü

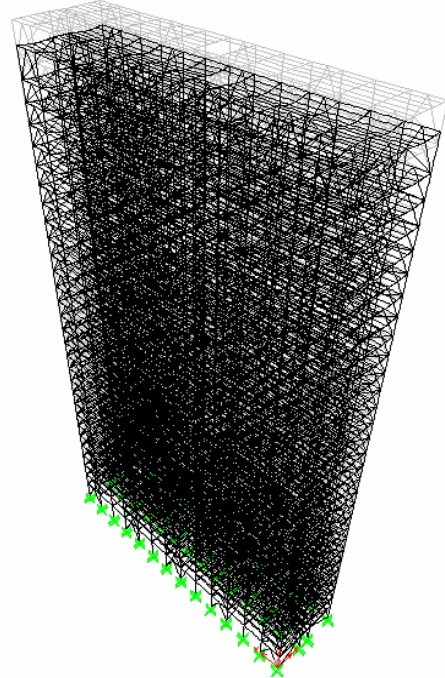
Yapının uzun doğrultuda 1,2,3 ve 4 aksları, (Şekil 2.7) dış merkezli çelik çaprazlarla deprem yükünü karşılayacak şekilde teşkil edilmiştir. 14. ve 28. Katlarda teşkil edilen mekanik katlar da görülmektedir.

2.2.4. Taşıyıcı Sistemin Bilgisayar Prog.'daki Yük ve Deplasman Görünüşleri

2.2.4.1. Ölü Yüklerin ve Deplasmanların Gösterimi

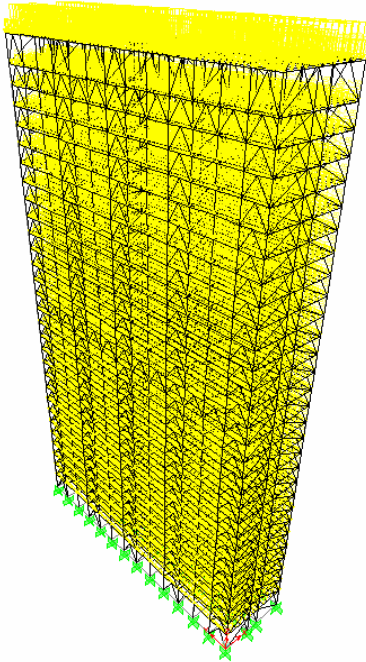


Şekil 2.8: Sadece ölü yükle yüklenmiş hal

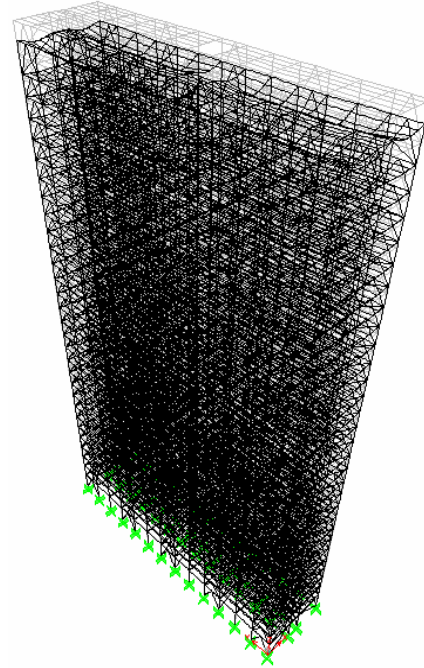


Şekil 2.9: Sadece ölü yük deplasmanı

2.2.4.2. Hareketli yüklerin ve deplasmanların gösterimi

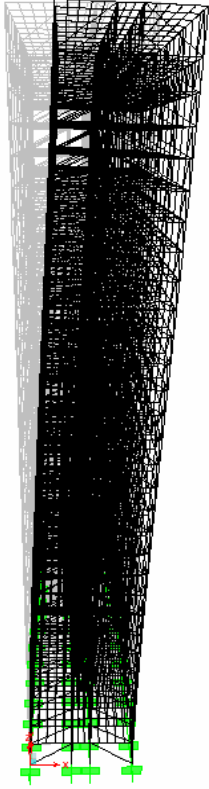


Şekil 2.10: Sadece hareketli yükle yüklenmiş hal

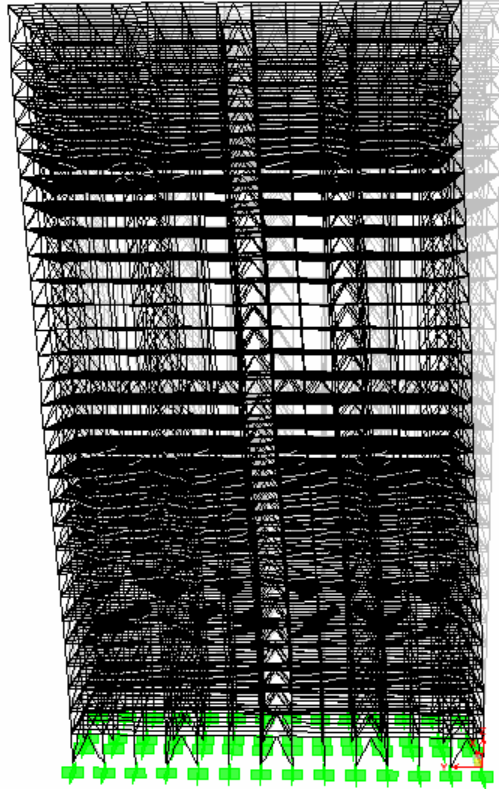


Şekil 2.11: Sadece hareketli yük deplasmanı

2.2.4.3. Imperial Valley depremi X ve Y yönü için deplasmanların gösterimi

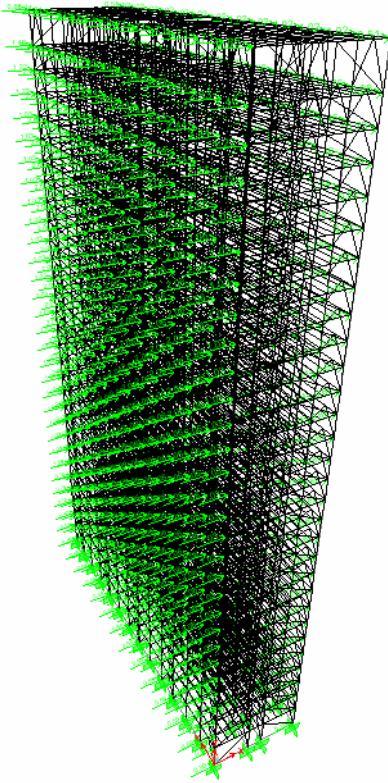


Şekil 2.12: Imperial Valley X yönü deplasmanı

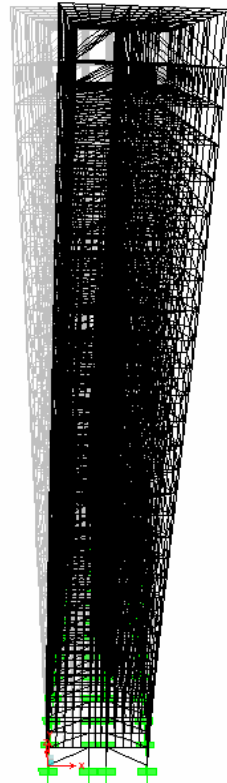


Şekil 2.13: Imperial Valley Y yönü deplasmanı

2.2.4.4. Rüzgar X yönü için yükler ve deplasmanların gösterimi

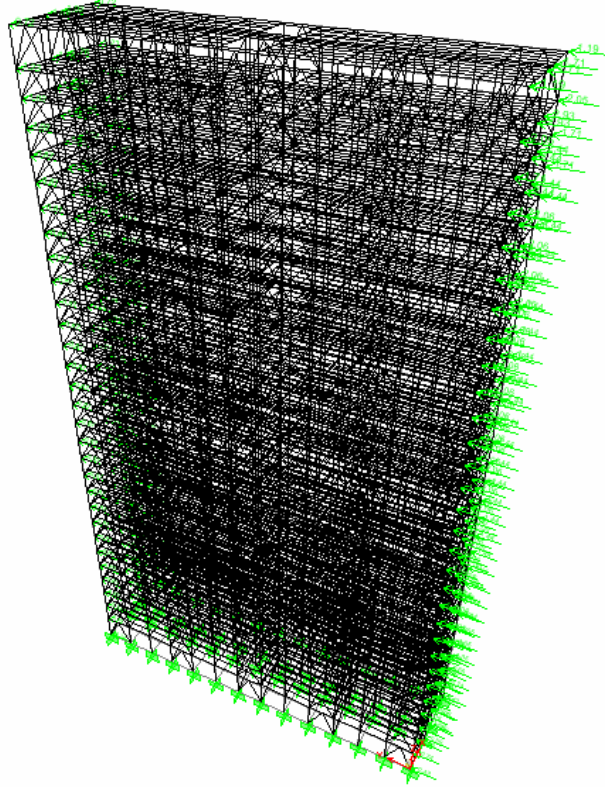


Şekil 2.14: Rüzgar X yönü yük gösterimi

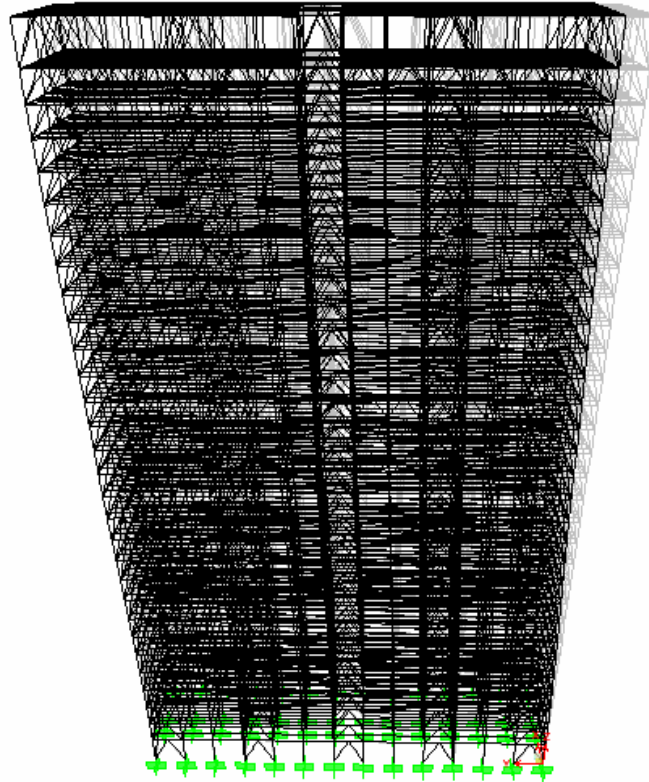


Şekil 2.15: Rüzgar X yönü deplasman gösterimi

2.2.4.5. Rüzgar Y yönü için yükler ve deplasmanların gösterimi



Şekil 2.16: Rüzgar Y yönü yük gösterimi



Şekil 2.17: Rüzgar Y yönü deplasman gösterimi

3. YÜKLER, YÜK ANALİZLERİ ve YÜKLERİN GÖSTERİMİ

3.1. Düşey Yük Analizi

3.1.1. Ölü yük analizi

3.1.1.1. Çatı katı döşemesi ölü yük analizi

Çatı Katı Döşeme Tipi: Gezilebilir Çatı Döşemesi olarak seçildi.

Kaplama	0,15 kN/m ²	;50 mm poliüretan Dolgulu-0,5-0,6 mm Metal
Şap+Koruma Betonu	1,10 kN/m ²	;(22 kN/m ³) Beton 5 cm
İzolasyon (Su, Isı ve Ses)		
Su yalıtımı	0,15 kN/m ²	;Elastobit bitüm esaslı 12,5 mm POLYESTER MEMBRAN
Isı yalıtımı	0,048 kN/m ²	;150 mm ODE_ISIPAN (0,32 kN/m ³)
Ses yalıtımı	0,004 kN/m ²	;50mm ODE-NFAF(Yanmaz Akustik Köpük, 0,75 kN/m ³)
Ekstra yalıtım malz.	0,05 kN/m ²	;Bindirmeler ve birleşim elemanları vs.
Toplam izolasyon Ağırlığı=	0,252 kN/m ²	;Yalıtım malzemelerinin ağırlıklarının toplamı
Tesviye Betonu	1,10 kN/m ²	;(22 kN/m ³) Beton 5 cm
Döşeme Plağı	2,15 kN/m ²	;(25 kN/m ³) Trapez Levha üzerindeki Betonarme Döşeme 12 cm
Kompozit Trapez Sac	0,15 kN/m ²	;0,1 cm Aldeck Trapez Kompozit Döşeme Sacı
Asma Tavan+Çelik Taşıyıcı	0,22 kN/m ²	
Asma Tavan İzolasyon	0,028 kN/m ²	;7,5 cm ODE_ISIPAN (0,32 kN/m ³)
Tesisat, Mekanik, Elektrik	0,15 kN/m ²	;Kablo ve boru ağırlıkları
Ekstra yükler	0,20 kN/m ²	;Kama, plaka, bulon vs. ek yükler.
$G_{\text{Çatı Katı}} =$	5,50 kN/m ²	;Profil Ağırlığı hariç.

3.1.1.2. Normal kat döşemesi ölü yük analizi

Kaplama	0,22 kN/m ²	;10 mm Seramik Karo (0,22 kN/m ² Harç dahil)
Şap+Koruma Betonu	0,66 kN/m ²	;(22 kN/m ³) Beton 2,5 cm
İzolasyon (Su, Isı ve Ses)		
Su yalıtımı	0,051 kN/m ²	;Elastobit bitüm esaslı 0,45 cm POLYESTER MEMBRAN
Isı yalıtımı	0,024 kN/m ²	;7,5 cm ODE_ISIPAN (0,32 kN/m ³)
Ses yalıtımı	0,004 kN/m ²	;5 cm ODE-NFAF(Yanmaz Akustik Köpük,0,75 kN/m ³)
Ekstra yalıtım malz.	0,043 kN/m ²	;Bindirmeler ve birleşim elemanları vs.
Toplam izolasyon Ağırlığı=	0,122 kN/m ²	;Yalıtım malzemelerinin ağırlıklarının toplamı
Tesviye Betonu	1,10 kN/m ²	;(22 kN/m ³) Beton 5 cm
Döşeme Plağı	2,15 kN/m ²	;(25 kN/m ³) Trapez Levha üzerindeki Betonarme Döşeme 12 cm
Kompozit Trapez Sac	0,15 kN/m ²	;0,1 cm Aldeck Trapez Kompozit Döşeme Sacı
Asma Tavan+Çelik Taşıyıcı	0,22 kN/m ²	
Asma Tavan İzolasyon	0,028 kN/m ²	;5 cm ODE_ISIPAN (0,32 kN/m ³)
Tesisat, Mekanik, Elektrik	0,15 kN/m ²	;Kablo ve boru ağırlıkları
Ekstra yükler	0,20 kN/m ²	;Kama, plaka, bulon vs. ek yükler.
$G_{\text{Normal Kat}} =$	5,00 kN/m ²	;Profil Ağırlığı hariç.

TS ISO 9194=Kaplama ve diğer kullanılan malzemelerin yoğunlukları

TS 1 1989 =Polistren Köpük Özellikleri ısı yalıtımı malzemesi için

TS 11758-1 =Polyester su yalıtım malzemesi için

TS1849-1 =Bitümlü membran malzemesi kalınlıkları ve ağırlıkları için

3.1.1.3 Cephe kaplaması ve duvar yüklerinin hesabı

Yapı, cepheleri cam giydirme cephe elemanları ile kaplanacaktır. Bu nedenle dış akslarında bulunan kirişler üzerinde duvar olmayacaktır. İçeride ise sadece 35 m²'lik (5x7 m'lik) döşemelerin iç kenarlarında duvar yükü alınmıştır. Koridor olarak kullanılacak bölümde duvar yükü göz önüne alınmamıştır.

Göz önüne alınan duvar; 10 cm kalınlığında, ünlü bir markanın tutkallı blok yoğunluğu 5 kN/m³ olarak alındı. Duvar kalınlığı; 10 cm ve kat yüksekleri 4,75, 3,75 ve 5,25 m'dir. Buna göre, maksimum duvar yükü $5 \times 0,1 \times 5,25 = 2,63$ kN/m alınmıştır. 0,375 kN/m'lik extra yük kabulünü yaparsak, 3 kN/m'lik 10 cm'lik duvar yükü uygulanacak tüm kirişlere verilmiştir.

Dış cephe giydirme ağırlığının belirlenmesinde m²'ye 1 kN olarak düşünülen ağır cephe kaplamasının uygulanacağı düşünülmüştür. Sonuç olarak, kolonlara düşey çizgisel yük, cephe alanları hesap edilerek, cephe yükü ölü yük olarak modele etkitilmiştir.

3.1.2. Hareketli yük analizi

3.1.2.1. Çatı katı döşemesi hareketli yük analizi

Çatı Katı Döşemesi Hareketli Yüğü	3,50 kN/m ²	(TS498 Çizelge-7 Düzgün Yayılı Düşey Hareketli Yüğü Hesap Değeri)
-----------------------------------	------------------------	---

3.1.2.2. Normal kat döşemesi hareketli yük analizi

Normal Kat Döşemesi Hareketli Yüğü	2,00 kN/m ²	(TS498 Çizelge-7 Düzgün Yayılı Düşey Hareketli Yüğü Hesap Değeri)
------------------------------------	------------------------	---

3.1.2.3. Normal kat-koridor döşemesi hareketli yük analizi

Kat Koridor Döşemesi Hareketli Yüğü	5,00 kN/m ²	(TS498 Çizelge-7 Düzgün Yayılı Düşey Hareketli Yüğü Hesap Değeri)
-------------------------------------	------------------------	---

Çok katlı yapıların boyutlandırılmasında, bütün katların tam hareketli yükle dolu olduğu durum için boyutlandırma yapmak, ekonomik ve mühendislik açısından doğru değildir. Bu nedenle bu yapının boyutlandırılmasında; TS 498'e göre hareketli yük azaltması yapılmıştır. (Çizelge 3.1 ve 3.2) Burada unutulmaması gereken önemli bir nokta da, azaltılmış hareketli yük uygulamasını kullanılırken, kat kirişlerin ve döşemelerin tam dolu hareketli yükü taşıyacak şekilde boyutlandırılmalarıdır.

Bu yapıda kar yükü ve buz yükünün göze alınmamasının nedeni, TS 498'de bulunan hareketli yüklerin daha elverişsiz olmasıdır.

3.1.2.4 TS 498-Hareketli yük azaltılması (Çizelge 3.1 ve 3.2)

Çizelge 3.1. En az üç tam kattan fazla yük taşıyan yapı elemanları için % eksiltme değeri ve azaltma değeri, β (her tam katta aynı hareketli yük olması hali)

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

Çizelge 3.2. Statik programda gözönüne alınan azaltılmış hareketli yük

KATLAR	Döşeme 35m ²	Koridor 15m ²	Döşeme 35m ²	Döşeme 35m ²	Koridor 15 m ²	Koridor 15m ²
	β	β	Olması Gereken Hareketli Yük	Gözönüne Alınan Hareketli Yük	Olması Gereken Hareketli Yük	Gözönüne Alınan Hareketli Yük
29. kat	1	1	3,50 kN/m ²	3,50 kN/m ²	3,50 kN/m ²	3,50 kN/m ²
28. kat	0,6	0,6	1,20 kN/m ²	1,20 kN/m ²	3,00 kN/m ²	3,00 kN/m ²
27. kat	0,6	0,6	1,20 kN/m ²	1,20 kN/m ²	3,00 kN/m ²	3,00 kN/m ²
26. kat	0,6	0,6	1,20 kN/m ²	1,20 kN/m ²	3,00 kN/m ²	3,00 kN/m ²
25. kat	0,6	0,6	1,20 kN/m ²	1,20 kN/m ²	3,00 kN/m ²	3,00 kN/m ²
24. kat	0,6	0,6	1,20 kN/m ²	1,20 kN/m ²	3,00 kN/m ²	3,00 kN/m ²
23. kat	0,6	0,6	1,20 kN/m ²	1,20 kN/m ²	3,00 kN/m ²	3,00 kN/m ²
22. kat	0,6	0,6	1,20 kN/m ²	1,20 kN/m ²	3,00 kN/m ²	3,00 kN/m ²
21. kat	0,6	0,6	1,20 kN/m ²	1,20 kN/m ²	3,00 kN/m ²	3,00 kN/m ²
20. kat	0,6	0,6	1,20 kN/m ²	1,20 kN/m ²	3,00 kN/m ²	3,00 kN/m ²
19. kat	0,6	0,6	1,20 kN/m ²	1,20 kN/m ²	3,00 kN/m ²	3,00 kN/m ²
18. kat	0,6	0,6	1,20 kN/m ²	1,20 kN/m ²	3,00 kN/m ²	3,00 kN/m ²
17. kat	0,6	0,6	1,20 kN/m ²	1,20 kN/m ²	3,00 kN/m ²	3,00 kN/m ²
16. kat	0,6	0,6	1,20 kN/m ²	1,20 kN/m ²	3,00 kN/m ²	3,00 kN/m ²
15. kat	0,6	0,6	1,20 kN/m ²	1,20 kN/m ²	3,00 kN/m ²	3,00 kN/m ²
14. kat	0,6	0,6	1,20 kN/m ²	1,20 kN/m ²	3,00 kN/m ²	3,00 kN/m ²
13. kat	0,6	0,6	1,20 kN/m ²	1,20 kN/m ²	3,00 kN/m ²	3,00 kN/m ²
12. kat	0,6	0,6	1,20 kN/m ²	1,20 kN/m ²	3,00 kN/m ²	3,00 kN/m ²
11. kat	0,6	0,6	1,20 kN/m ²	1,20 kN/m ²	3,00 kN/m ²	3,00 kN/m ²
10. kat	0,6	0,6	1,20 kN/m ²	1,20 kN/m ²	3,00 kN/m ²	3,00 kN/m ²
9. kat	0,6	0,6	1,20 kN/m ²	1,20 kN/m ²	3,00 kN/m ²	3,00 kN/m ²
8. kat	0,6	0,6	1,20 kN/m ²	1,20 kN/m ²	3,00 kN/m ²	3,00 kN/m ²
7. kat	0,65	0,65	1,30 kN/m ²	2,00 kN/m ²	3,25 kN/m ²	5,00 kN/m ²
6. kat	0,71	0,71	1,42 kN/m ²	2,00 kN/m ²	3,55 kN/m ²	5,00 kN/m ²
5. kat	0,8	0,8	1,60 kN/m ²	2,00 kN/m ²	4,00 kN/m ²	5,00 kN/m ²
4. kat	0,88	0,88	1,76 kN/m ²	2,00 kN/m ²	4,40 kN/m ²	5,00 kN/m ²
3. kat	0,95	0,95	1,90 kN/m ²	2,00 kN/m ²	4,75 kN/m ²	5,00 kN/m ²
2. kat	1	1	2,00 kN/m ²	2,00 kN/m ²	5,00 kN/m ²	5,00 kN/m ²
1. kat	1	1	2,00 kN/m ²	2,00 kN/m ²	5,00 kN/m ²	5,00 kN/m ²
Zemin Kat	1	1	2,00 kN/m ²	2,00 kN/m ²	5,00 kN/m ²	5,00 kN/m ²

3.2. Yatay Yük Analizi

3.2.1. Deprem yükü

DBYBHY-2007 2.6'ya göre deprem yükleri  yöntem ile yapılmaktadır. Bunlar Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi, Mod Birleştirme ve Zaman Tanım Alanında yapılan hesap yöntemleridir. Hesap şekilleri sırasıyla; yapı yüksekliğine, deprem bölgesine ve yapıdaki düzensizliklere bağlı olarak (Tablo 3.3) seçilmektedir.

Çizelge 3.3: Eş değer deprem yükü yönetmeliği'nin uygulanabileceği binalar

<i>Deprem Bölgesi</i>	<i>Bina Türü</i>	<i>Toplam Yükseklik Sınırı</i>
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 düzensizliğinin olmadığı binalar	$H_N \leq 40$ m
3, 4	Tüm binalar	$H_N \leq 40$ m

Bu çalışmada kullanılan deprem hesabı; zaman tanım alanında hesap yöntemidir. Yapı; 1. derece deprem bölgesinde, yapı yüksekliği $H_N=115$ m, A1 (izelge 4.6 ve 4.7) ve B2 (izelge 4.9 ve 4.10) düzensizlikleri vardır. Bu koşullara göre, eşdeğer deprem yükü yöntemi uygulanamayacağı, izelge 3.3'de yapılan kıyasla anlaşılmaktadır. **DBYBHY-2007 Tablo 2.6**'ya göre uygulanacak deprem hesabının, yapı yüksekliğinin 40 metreden fazla olması nedeniyle, mod birleştirme veya zaman tanım alanında hesap yöntemi olması zorunludur. Burada; Eşdeğer deprem yükü yöntemi ile depremden oluşan taban kesme kuvvetlerini, düzensizliklerin ve ikinci mertebe etkileri kontrol edilerek zaman tanım alanında hesabın kontrolü yapılmıştır.

3.2.1.1. Zaman tanım alanında dinamik hesap

Zaman tanım alanında hesap yöntemlerinde; **DBYBHY-2007 2.9**'a uygun olarak, bina türü yapıların zaman tanım alanında doğrusal elastik ya da doğrusal elastik olmayan deprem hesabı için yapay yollarla üretilen, daha önce kaydedilmiş veya benzeştirilmiş deprem yer hareketleri kullanılır.

Zaman tanım alanında yapılacak deprem hesabında; Kaydedilmiş depremler veya kaynak ve dalga yayılımı özellikleri fiziksel olarak benzeştirilmiş yer hareketleri de kullanılabilir. Bu tür hareketler üretilirken, yerel zemin koşulları da uygun biçimde gözönüne alınmalıdır. Kaydedilmiş veya benzeştirilmiş yer hareketlerinin

kullanılması durumunda en az üç deprem hareketi üretilmeli ve bunlar **DBYBHY-2007 2.9.1**'de verilen tüm koşulları sağlamalıdır.

Bu çalışmada; üç deprem seçilmiş, depremlerin X ve Y doğrultularında aynı depremin, farklı yönlerine ait ivme kayıtları kullanılmıştır. Örneğin, Düzce depremi seçilerek hesap yapılan modelin, X doğrultusunda tanımlanmış deprem yükünün hesabında, Düzce kuzey-güney ivme kaydı kullanılırken, Y doğrultusuna da Düzce doğu-batı ivme kaydı uygulanmıştır. Bu işlemlerin sonucunda; maksimum etkileri oluşturan deprem kayıtlarına göre boyutlandırma yapılmıştır.

Zaman tanım alanında dinamik hesap kısaca şöyle anlatılabilir:

Zaman tanım alanında dinamik hesap, yapının kütlesi ile sisteme etkitilen ivmelerin çarpımı şeklinde özetlenebilir. Yalnız, bina önem katsayısı ve taşıyıcı sistem davranış katsayısının da, bu çarpıma katılması gereklidir. $F = m * a * \frac{I}{R}$ formülünde görüldüğü gibi deprem yükleri hesaplanır. Burada; “m” yapının depremdeki kütlesini, “a” sistemde tanımlanan depremin ivme kaydını, “I” bina önem katsayısını ve “R” de seçilen deprem yönüne ait taşıyıcı sistem davranış katsayısını ifade etmektedir. Bilgisayarda tanımlanan ivme kayıtları, (**DBYBHY-2007 2.9**'da tanımlı ilgili maddelerini sağlamak koşulu ile) tanımladığımız o bölgedeki ivme kaydederin zemine ait spektrum grafiğidir. Bu grafiğin, yapılacak olan binanın zemin değerleri ile uyumlu olması zorunludur. Bu sebeple, analizde kullanılmak üzere seçilecek doğru ivme kayıtlarının bulunması çok önemlidir.

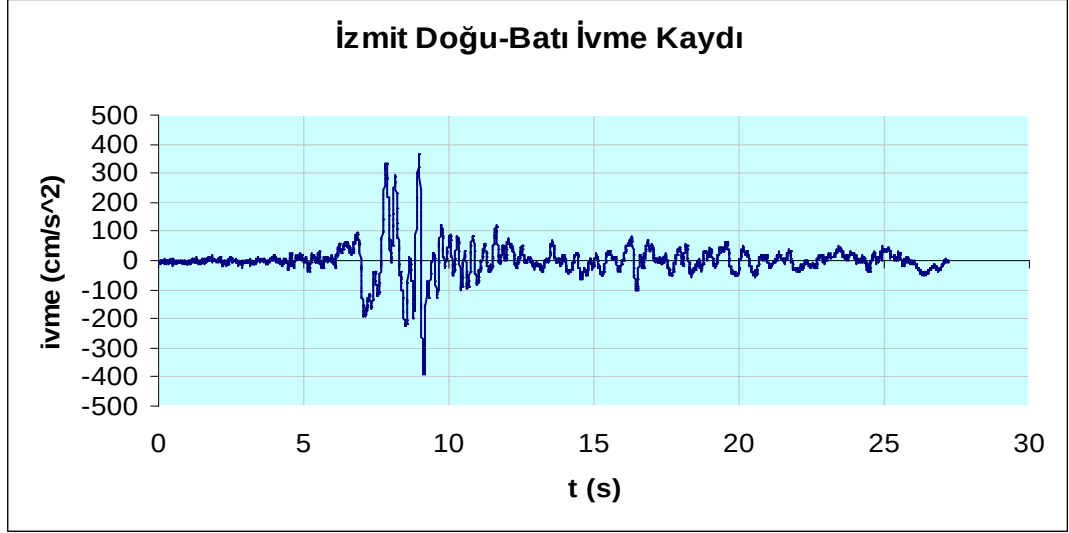
3.2.1.2. Analizde kullanılacak yer ivme değerlerinin seçilmesi:

Analizde, aşağıdaki şekillerde verilen üç depreme ait toplam beş kaydedilmiş yer hareketi kullanılmıştır. Seçilen bu üç depremin **DBYBHY-2007 2.9.1**'de kaydedilmiş deprem yer hareketleri koşullarını sağladığının gösterimi aşağıdadır.

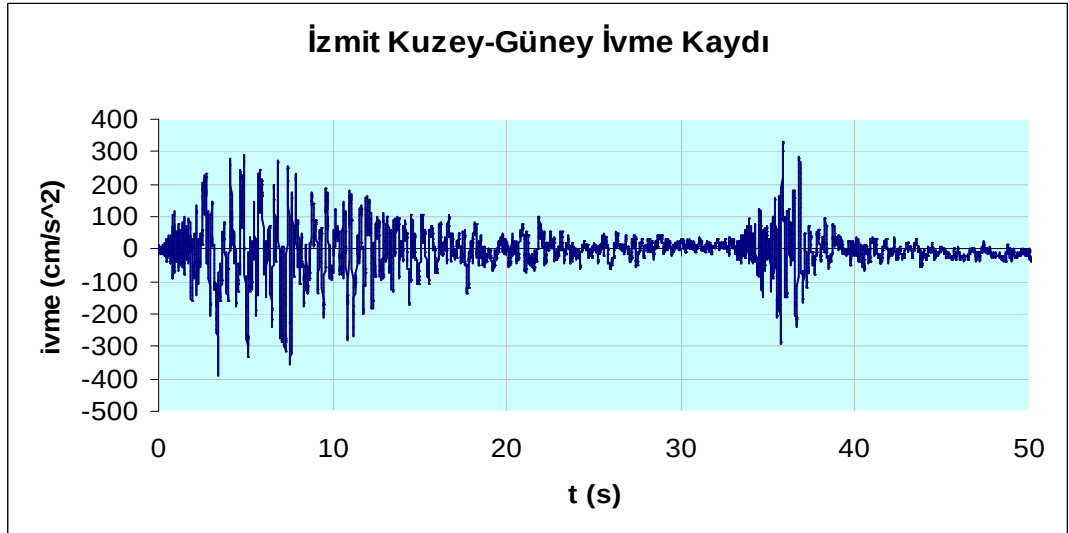
DBYBHY-2007 2.9.1.a. md. göre, kuvvetli yer hareketi kısmının süresi, binanın birinci doğal titreşim periyodunun, 5 katından ve 15 saniyeden daha kısa olmayacaktır. Seçilen depremlerin ivme kayıtları için kontrol, Çizelge 3.4, 3.5, 3.6, 3.7 ve 3.8'dedir.

17 Ağustos 1999 İzmit Depremi; Richter ölçeğine göre 7,9 şiddetinde bir depremdir. Bu depreme ait ivme kayıtları, İzmit-Sap2000 modelinde tanımlanmış olup, depreminin etkilendiği yönler gösterilmiştir. (Çizelge 3.4. ve Çizelge 3.5.)

Çizelge 3.4: Düzce meteoroloji istasyonunda kaydedilen İzmit depremi doğu-batı ivme kaydı, bina X doğrultusunda kullanılan ivme kaydı.

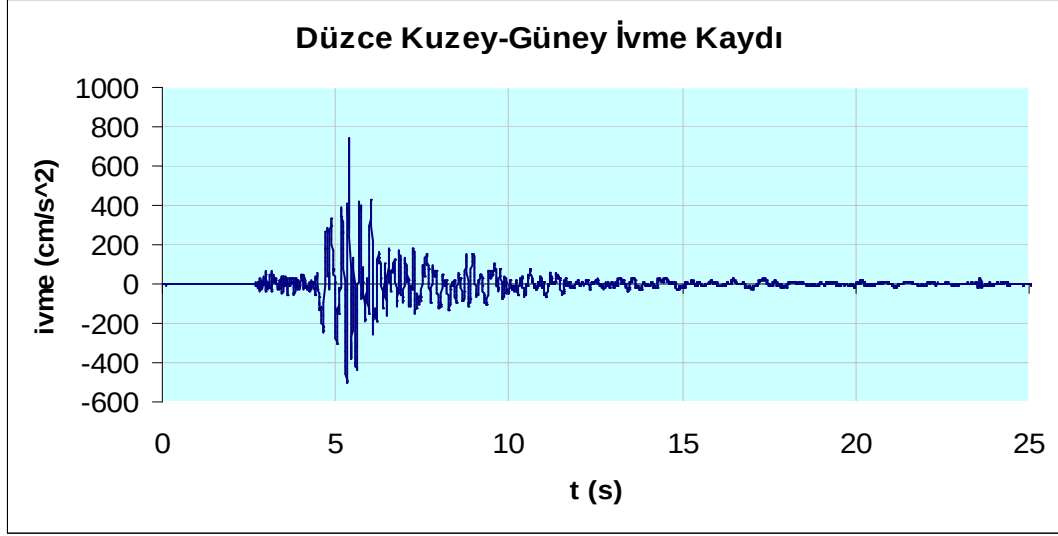


Çizelge 3.5: İzmit meteoroloji istasyonunda kaydedilen İzmit depremi kuzey güney ivme kaydı, bina Y doğrultusunda kullanılan ivme kaydı.

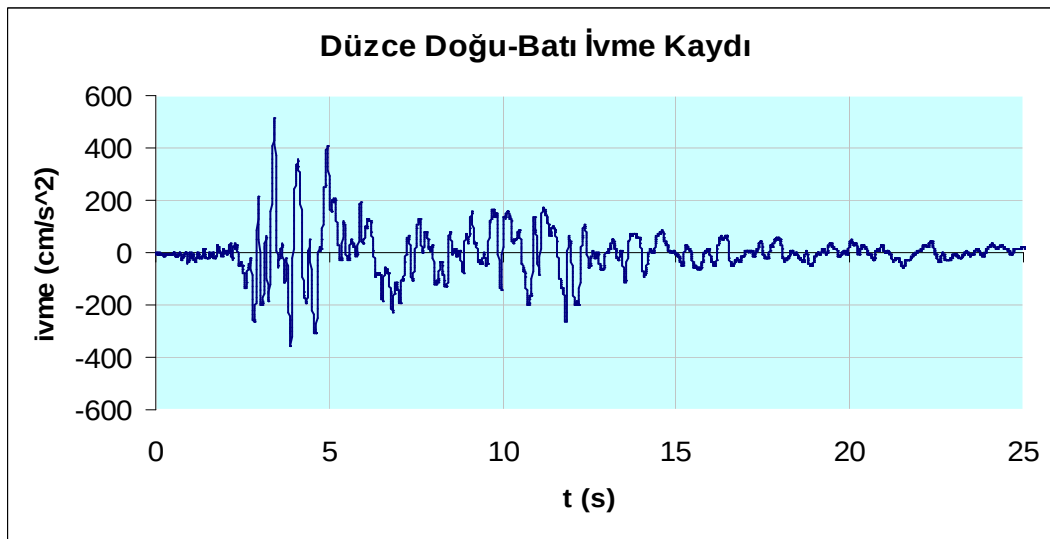


12 Kasım 1999 Düzce Depremi: Richter ölçeğine göre 7,2 şiddetinde bir depremdir. Bu depreme ait ivme kayıtları, Düzce-Sap2000 modelinde tanımlanmış olup, depreminin etkilendiği yönler gösterilmiştir. (Çizelge 3.6. ve Çizelge 3.7.)

Çizelge 3.6: Bolu Bayındırlık ve İskân Md.lüğünde kaydedilen Düzce depremi kuzey-güney ivme kaydı, bina X doğrultusunda kullanılan ivme kaydı.

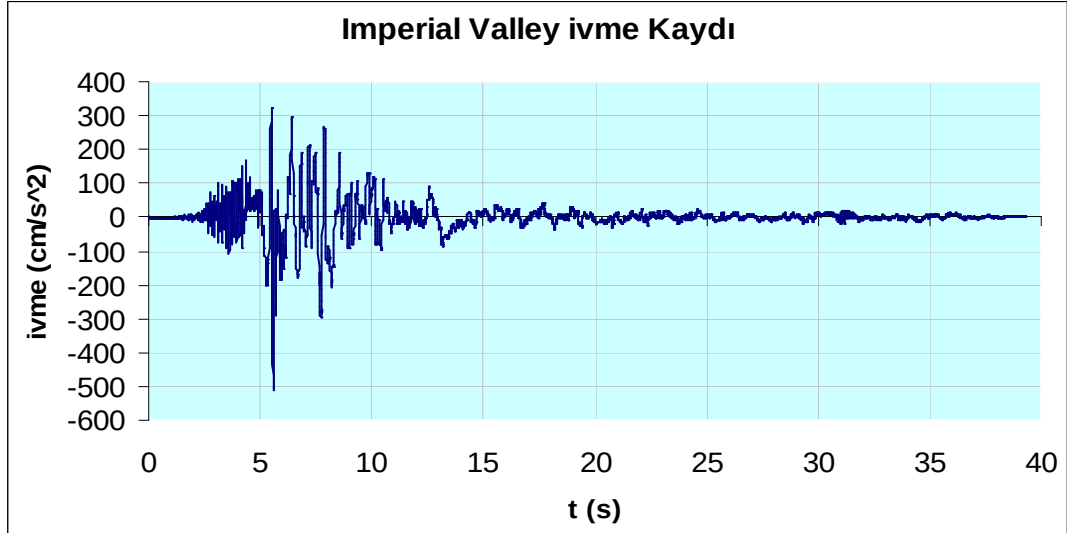


Çizelge 3.7: Düzce meteoroloji istasyonunda kaydedilen Düzce doğu batı depremi bina Y doğrultusunda kullanılan ivme kaydı.



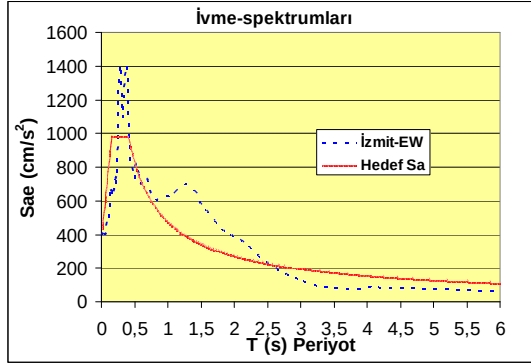
15 Kasım 1979 Imperial Valley-El Centro Array #5 –California USA (USGS STATION 952) Depremi: Richter ölçeğine göre 6,5 şiddetinde bir depremdir. Bu depreme ait **DBYBHY-2007 2.9’a** uygunluk koşullarını sağlayan ivme kaydı, Imperial Valley-Sap2000 modelinde kullanılmıştır. (Çizelge 3.8)

Çizelge 3.8: California_USA (USGS STATION 952) istasyonunda kaydedilen Imperial Valley- El Centro Array #5 depremini binanın X ve Y doğrultusunda kullanılan ivme kaydı.

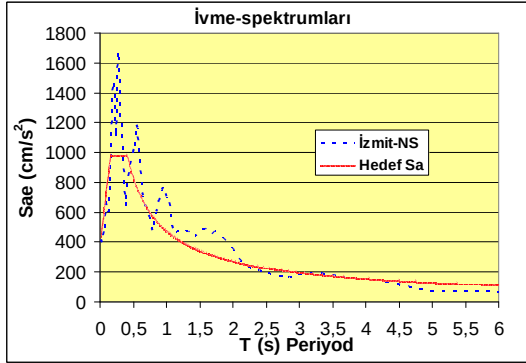


DBYBHY-2007 2.9.1.b. md. göre, üretilen deprem yer hareketinin sıfır periyoduna karşı gelen spektral ivme değerlerinin ortalaması, $A_o \cdot g$ 'den daha küçük olmamalıdır. Aşağıda gösterilen elastik spektral ivmelerin $0,4 \cdot 981 = 392,4 \text{ cm/s}^2$ 'den küçük olmaması gerekliliğini sağladığı başlangıç noktasında görülmektedir. (Çizelge 3.9, 3.10, 3.11, 3.12 ve 3.13)

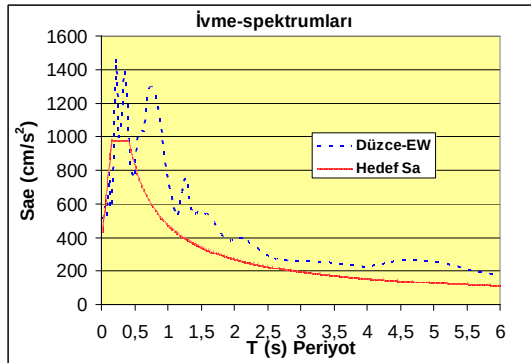
Çizelge 3.9:0,05 Sönüm için İzmit doğu- batı ivme kaydına ait spektrum grafiği



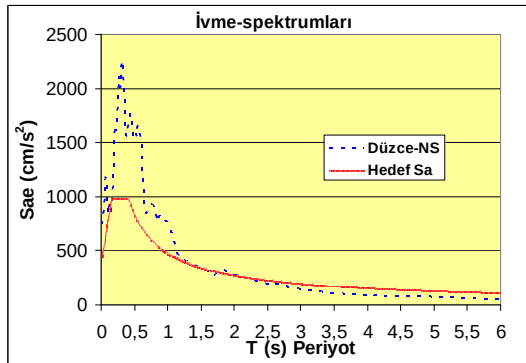
Çizelge 3.10:0,05 Sönüm için İzmit kuzey- güney ivme kaydına ait spektrum grafiği



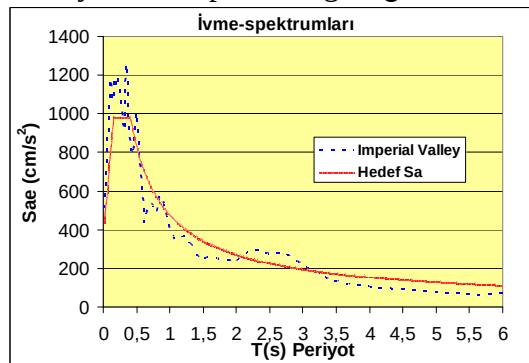
Çizelge 3.11:0,05 Sönüm için Düzce doğu- batı ivme kaydına ait spektrum grafiği



Çizelge 3.12:0,05 Sönüm için Düzce kuzey- güney ivme kaydına ait spektrum grafiği



Çizelge 3.13: 0,05 Sönüm için Imperial Valley- El Centro Array #5 depremi ivme kaydına ait spektrum grafiği



DBYBHY-2007 2.9.1.c. md. göre, ivme kaydına göre %5 sönüm oranı için yeniden bulunacak spektral ivme değerlerinin ortalaması, gözönüne alınan deprem doğrultusundaki birinci (hakim) periyod T_1 'e göre $0,2T_1$ ile $2T_1$ arasındaki periyotlar için, **DBYBHY-2007 2.4** de tanımlanan $S_{ae}(T)$ elastik spektral ivmelerinin % 90'ından daha az olmamalıdır.

Binanın Y yönündeki periyodu: $T_{1,Y} = 2,84792$ s. iken, X yönündeki periyodu: $T_{2,X} = 2,62561$ s. dir.

Y yönünde, $(0,2 \cdot 2,84792 =) 0,57$ s ile $(2 \cdot 2,84792 =) 5,70$ s. arasında (Çizelge: 3.7., 3.8., 3.9., 3.10. ve Çizelge 3.11.) spektral ivme grafiklerinde % 90'ından az olmadığı görülmektedir.

X yönünde, $(0,2 \cdot 2,62561 =) 0,53$ s ile $(2 \cdot 2,62561 =) 5,25$ s arasında yukarıdaki spektral ivme grafiklerinde % 90'ından az olmadığı görülmektedir.

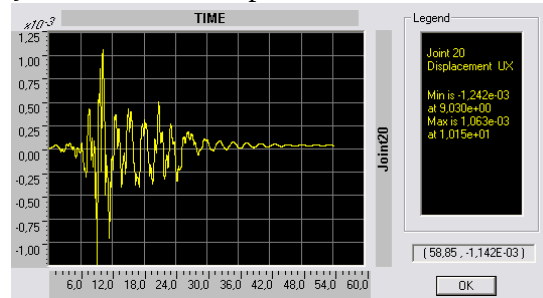
3.2.1.3. Maksimum etkileri oluşturan ivme kaydının bulunması

Deplasmanların Kıyası

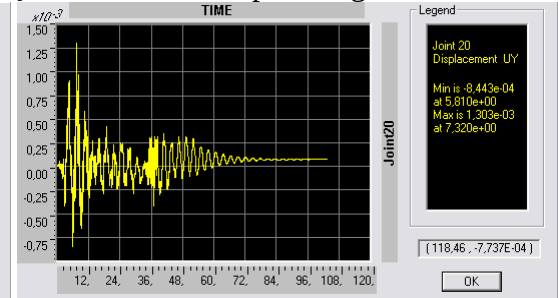
İzmit deprem kayıtlarının tanımlandığı bilgisayar modelinden alınan ilgili nokta deplasman değerleri:

- Joint 20 1. Kat -İzmit depreminden oluşan deplasmanlar

Şekil 3.1: İzmit depremi db-X Node 20



Şekil 3.2: İzmit depremi kg-Y Node 20

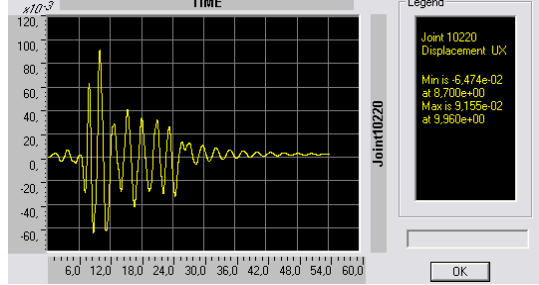


Çizelge 3.14: Joint 20 1. Kat -İzmit depreminden oluşan deplasmanlar

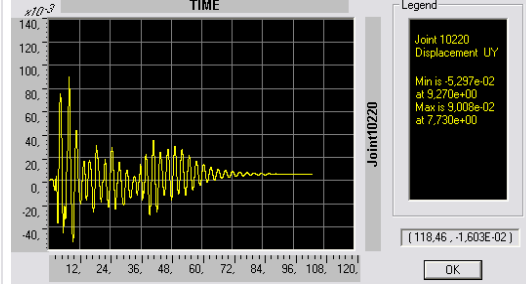
Joint	Output Case	Case Type	Step Type	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
20	İzmit_db-x	LinModHist	Max	0,001063	1,932E-07	0,000493	3,414E-08	0,000334	2,977E-12
20	İzmit_db-x	LinModHist	Min	-0,001242	-2,109E-07	-0,000623	-3,299E-08	-0,000377	-2,807E-12
20	İzmit_kg-y	LinModHist	Max	9,502E-07	0,001303	0,000613	0,000251	8,619E-07	7,757E-11
20	İzmit_kg-y	LinModHist	Min	-9,388E-07	-0,000844	-0,000389	-0,000398	-5,551E-07	-8,37E-11

- Joint 10220 29. Kat-İzmit depreminden oluşan deplasmanlar

Şekil 3.3: İzmit depremi db-X Node10220



Şekil 3.4: İzmit depremi kg-Y Node 10220



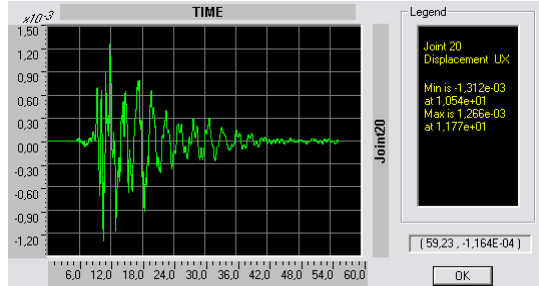
Çizelge 3.15: Joint 10220 29. Kat -İzmit depreminden oluşan deplasmanlar

Joint	Output Case	Case Type	Step Type	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
10220	izmit_db-x	LinModHist	Max	0,091555	1,965E-07	0,005122	7,52E-08	0,000923	1,26E-11
10220	izmit_db-x	LinModHist	Min	-0,064741	-1,897E-07	-0,006901	-7,758E-08	-0,000709	-1,221E-11
10220	izmit_kg-y	LinModHist	Max	0,000001246	0,090084	0,004381	0,000498	0,00000372	3,74E-10
10220	izmit_kg-y	LinModHist	Min	-0,000001254	-0,052969	-0,002279	-0,00088	-0,00000303	-3,448E-10

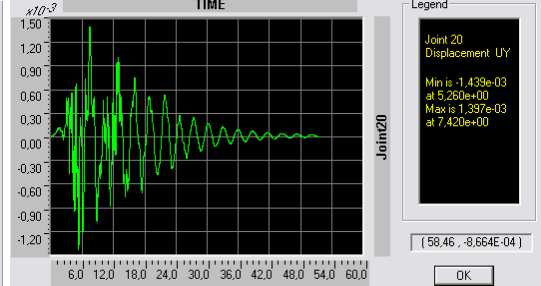
Düzce deprem kayıtlarının tanımlandığı bilgisayar modelinden alınan ilgili nokta deplasman değerleri

- Joint 20 1. Kat -Düzce depreminden oluşan deplasmanlar

Şekil 3.5: Düzce depremi kg-X Node20



Şekil 3.6: Düzce depremi db-Y Node20

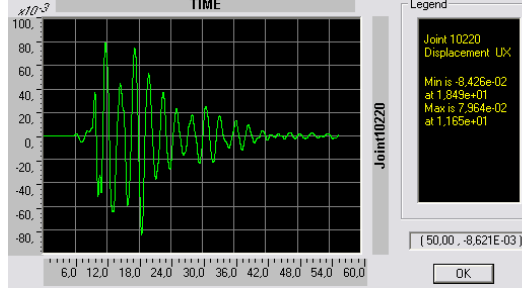


Çizelge 3.16: Joint 20 1. Kat -Düzce depreminden oluşan deplasmanlar

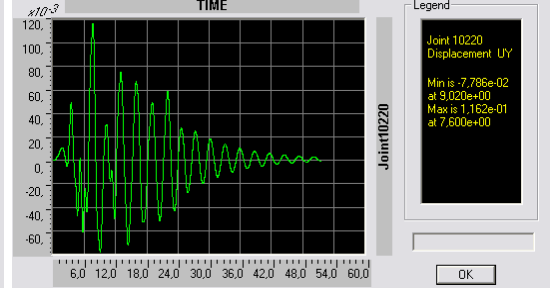
Joint	Output Case	Case Type	Step Type	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
20	Duzce-kg-x	LinModHist	Max	0,001266	6,388E-07	0,000572	7,528E-08	0,000391	6,538E-10
20	Duzce-kg-x	LinModHist	Min	-0,001312	-6,024E-07	-0,000599	-8,256E-08	-0,000409	-5,985E-10
20	Duzce-db-y	LinModHist	Max	5,816E-08	0,001397	0,000974	0,000432	0,000001237	2,738E-11
20	Duzce-db-y	LinModHist	Min	-5,13E-08	-0,001439	-0,000691	-0,000472	-9,008E-07	-2,403E-11

- Joint 10220 29. Kat-Düzce depreminden oluşan deplasmanlar

Şekil 3.7: Düzce depremi kg-X Node10220



Şekil 3.8: Düzce depremi db-Y Node10220



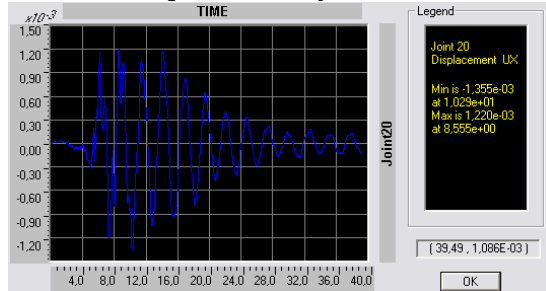
Çizelge 3.17: Joint 10220 29. Kat -Düzce depreminden oluşan deplasmanlar

Joint	Output Case	Case Type	Step Type	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
10220	Duzce-kg-x	LinModHist	Max	0,079642	6,283E-07	0,00604	2,157E-07	0,000839	2,841E-09
10220	Duzce-kg-x	LinModHist	Min	-0,084259	-5,722E-07	-0,00616	-2,245E-07	-0,000818	-3,104E-09
10220	Duzce-db-y	LinModHist	Max	7,123E-08	0,116239	0,004366	0,000844	0,000002321	1,135E-10
10220	Duzce-db-y	LinModHist	Min	-7,607E-08	-0,077863	-0,00403	-0,000814	-0,00000378	-1,295E-10

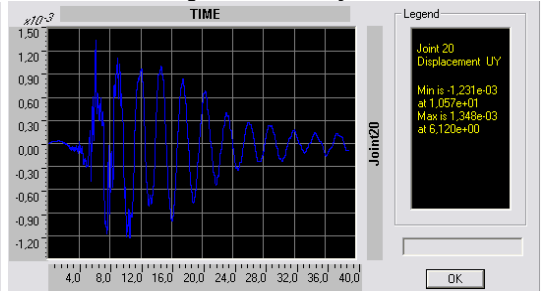
Imperial Valley deprem kaydının tanımlandığı bilgisayar modelinden alınan ilgili nokta deplasman değerleri

- Joint 20 1. Kat –Imperial Valley depreminden oluşan deplasmanlar

Şekil 3.9: Imperial Valley-X Node20



Şekil 3.10: Imperial Valley-Y Node20

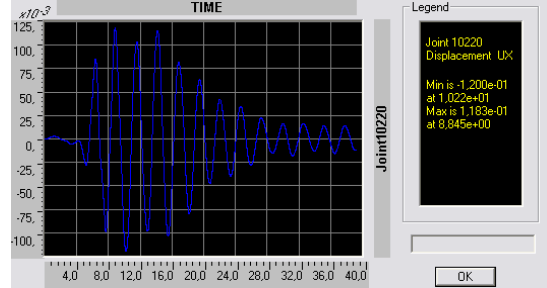


Çizelge 3.18: Joint 20 1. Kat - Imperial Valley depreminden oluşan deplasmanlar

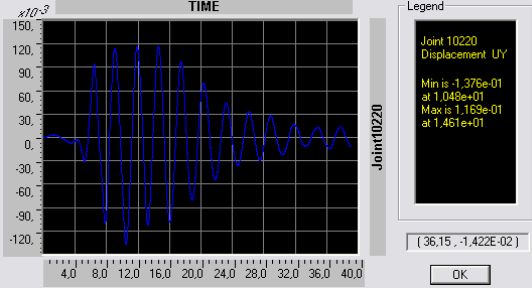
Joint	Output Case	Case Type	Step Type	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
20	THX-imperial	LinModHist	Max	0,00122	5,068E-07	0,000884	5,894E-08	0,000387	3,72E-10
20	THX-imperial	LinModHist	Min	-0,001355	-0,00000057	-0,000808	-6,48E-08	-0,000433	-3,59E-10
20	THY-imperial	LinModHist	Max	3,497E-07	0,001348	0,000825	0,000418	9,951E-07	1,32E-10
20	THY-imperial	LinModHist	Min	-3,929E-07	-0,001231	-0,000937	-0,000412	-0,000001144	-1,35E-10

- Joint 10220 29. Kat-Düzce depreminden oluşan deplasmanlar

Şekil 3.11: Imperial Valley-X Node10220



Şekil 3.12: Imperial Valley-Y Node10220



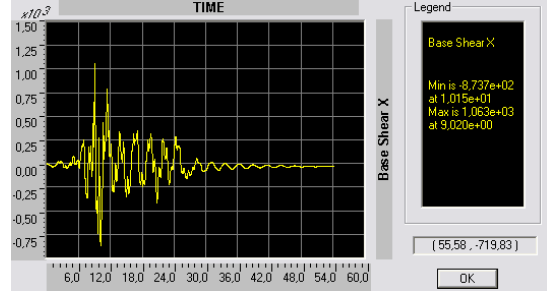
Çizelge 3.19: Joint 10220 29.Kat-Imperial Valley depreminden oluşan deplasmanlar

Joint	Output Case	Case Type	Step Type	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
10220	THX-imperial	LinModHist	Max	0,118278	3,975E-07	0,008039	1,743E-07	0,001201	1,705E-09
10220	THX-imperial	LinModHist	Min	-0,120029	-4,128E-07	-0,008955	-1,658E-07	-0,001064	-1,767E-09
10220	THY-imperial	LinModHist	Max	4,701E-07	0,116922	0,004188	0,00095	0,000004235	6,404E-10
10220	THY-imperial	LinModHist	Min	-4,353E-07	-0,137627	-0,005243	-0,000753	-0,000003236	-6,244E-10

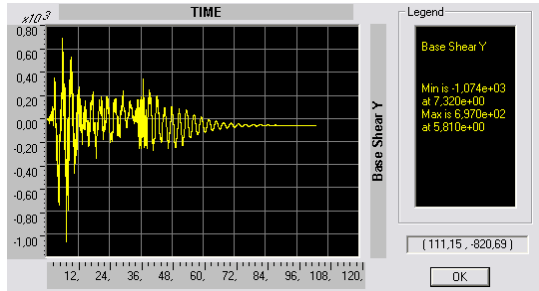
Taban Kesme Kuvvetlerinin kıyası

İzmit deprem kayıtlarından oluşan taban kesme kuvvetleri

Şekil 3.13: İzmit depremi db-X



Şekil 3.14: İzmit depremi kg-Y

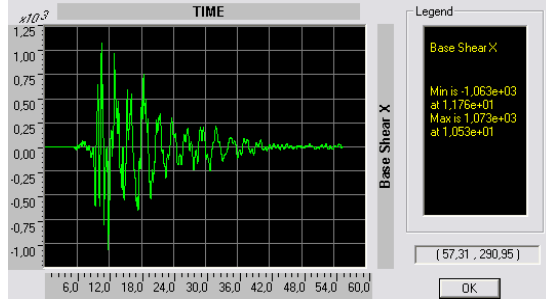


Çizelge 3.20: İzmit depreminden oluşan taban kesme kuvvetleri

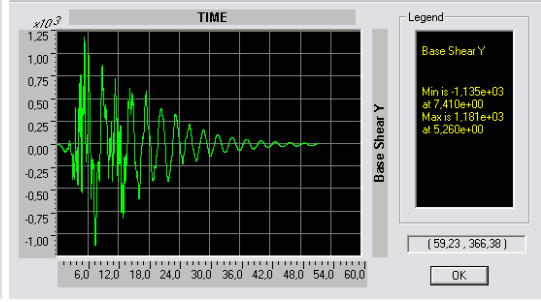
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	Text	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
izmit_db-x	LinModHist	Max	10632,459	1,805	0,502	13,5924	426286,1479	283960,0124
izmit_db-x	LinModHist	Min	-8737,344	-1,65	-0,483	-13,7633	-545638,91	-345553,63
izmit_kg-y	LinModHist	Max	11,997	6970,166	14,705	492722,4848	92,4106	59398,9218
izmit_kg-y	LinModHist	Min	-11,671	-10738,37	-15,928	-313876,31	-86,4278	-91331,5628

Düzce deprem kayıtlarından oluşan taban kesme kuvvetleri

Şekil 3.15: Düzce depremi kg-X



Şekil 3.16: Düzce depremi db-Y

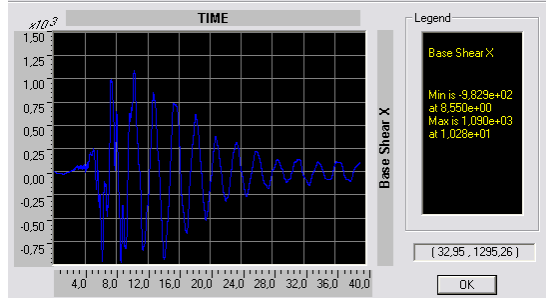


Çizelge 3.21: Düzce depreminden oluşan taban kesme kuvvetleri

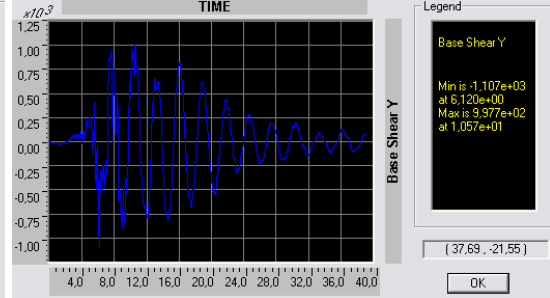
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	Text	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
Duzce-kg-X	LinModHist	Max	10733,909	5,219	0,004279	73,8723	503190,5827	345612,7678
Duzce-kg-X	LinModHist	Min	-10634,287	-5,568	-0,00395	-71,5936	-518938,49	-348852,25
Duzce-db-Y	LinModHist	Max	0,727	11812,326	0,005631	709530,3976	4,4893	100406,4463
Duzce-db-Y	LinModHist	Min	-0,845	-11349,336	-0,00628	-467242,93	-5,0591	-96476,1171

Imperial Valley deprem kaydının oluşturduğu taban kesme kuvvetleri

Şekil 3.17: Imperial Valley depremi -X



Şekil 3.18: Imperial Valley depremi -Y



Çizelge 3.22: Imperial Valley depreminden oluşan taban kesme kuvvetleri

OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	Text	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
THX-imperial	LinModHist	Max	10902,157	5	0,002558	49,2363	775203,74	319434,8639
THX-imperial	LinModHist	Min	-9828,734	-4,407	-0,00253	-50,6314	-714677,1	-354322,88
THY-imperial	LinModHist	Max	5,584	9977,478	0,023	671020,8034	19,3151	84810,6487
THY-imperial	LinModHist	Min	-4,952	-11072,95	-0,023	-789371,13	-18,0251	-94024,7688

Aynı modelde kullanılan üç farklı depremin oluşturduğu tepe deplasmanları açısından kıyası,

İzmit Depremi 29. Kat deplasmanları $\delta_{x,max}=0,091555$ m , $\delta_{y,max}=0,090084$ m

Düzce Depremi 29. Kat deplasmanları $\delta_{x,max}=0,084259$ m , $\delta_{y,max}=0,116239$ m

Imperial V. Depremi 29. Kat deplasmanları $\delta_{x,max}=0,12003$ m , $\delta_{y,max}=0,137627$ m

şeklinde dir.

Aynı modelde kullanılan üç farklı depremin taban kesme kuvvetleri açısından kıyası,

İzmit Depremi $V_{t,X,max}=10632,459$ kN , $V_{t,Y,max}=10738,37$ kN

Düzce Depremi $V_{t,X,max}=10733,909$ kN , $V_{t,Y,max}=11349,336$ kN

Imperial Valley Depremi $V_{t,X,max}=10902,157$ kN , $V_{t,Y,max}=11072,95$ kN şeklindedir.

Kıyaslamaların Sonucu;

Yukarıda aynı modelde farklı depremlerin uygulanması sonucu, deplasman ve taban kesme kontrolü sonuçlandı. Kullanılan İzmit deprem kayıtlarının taşıyıcı sisteme etkisi, Düzce ve Imperial Valley depremlerine ait kayıtlara göre daha az etkilidir. Düzce depreminin kayıtları ise sadece taban kesme kuvveti bakımından Imperial Valley deprem kaydından elde edilen, taban kesme kuvvetlerine göre bir miktar fazladır. Fakat 29. kattaki her iki yönde de oluşan deplasmandaki farklılık ve ayrı ayrı boyutlandırma sonucu, Imperial Valley depreminin maksimum etkileri oluşturduğu görülmektedir. Sonuç olarak; Imperial deprem kaydının kullanıldığı modelin maksimum etkileri oluşturduğu sonucuna varılmıştır.

3.2.1.4. Eşdeğer deprem yükü yöntemiyle kontrol

Kontrol ve ön boyutları belirlemek amaçlı kullanılan bu yöntemde, gözönüne alınan deprem doğrultusundaki birinci doğal titreşim periyoduna göre, taban kesme kuvvetinin hesabı yapılmaktadır. Ayrıca, Zaman Tanım Alanında Dinamik analiz yönteminde uygulanamayan +/-%5 eksantrisite ve çok katlı yapılarda etkin olan tepe kuvveti bu yöntemde sisteme uygulanarak deplasman, düzensizlik ve ikinci mertebe kontrolleri yapılmıştır.

Aynı modelde DBYBHY-2007 yönetmeliğine göre Eşdeğer deprem yükü uygulaması yapılarak çıkan sonuçların uygunluğunun kontrolü aşağıda yapılmıştır.

Binanın (X) doğrultusundaki taban kesme kuvvetinin hesabı:

$T_{1,X}=2,625292$ s. olarak bu çalışmanın bölüm 4.2. binanın birinci doğal titreşim periyodunun belirlenmesi kısmında gösterilmiştir.

Yapı, Z2 sınıfı zemin üzerine inşa edileceğinden $T_A=0,15$ s, $T_B=0,4$ s'dir.

DBYBHY-2007 Tablo 2.4'e göre belirlenmiştir.

Spektrum katsayısı:

$T_{1,X}=2,62529$ s. $> T_B=0,4$ s. olduğundan;

$$S(T_{1,x}) = 2,5 \left(\frac{T_B}{T_{1,x}} \right)^{0,8} = 2,5 \left(\frac{0,4}{2,62529} \right)^{0,8} = 0,555 \text{ şeklinde bulunur.}$$

Deprem yükü azaltma katsayısı:

$T_{1,X}=2,62529$ s. $> T_A=0,15$ s. olduğundan;

$$R_a(T_{1,x}) = R_x = 6$$

Taban kesme kuvvetinin hesabı:

Yapının depremde gözönüne alınan ağırlığının bulunması aşağıdaki gibidir.

Çizelge 3.23: Yapının ölü ve hareketli yükleri

OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
DEAD	LinStatic	-4,066E-12	3,655E-12	276561,231	8988240,02	-2350770,5	-8,511E-11
LL	LinStatic	-7,315E-13	8,66E-13	59567,1	1935930,75	-506320,35	-1,891E-11

$$W = \text{Dead} + n * \text{LL} = 276561,231 + 0,3 * 59567,1 = 294431,361 \text{ kN}$$

$$A(T_{1,x}) = A_0 * I * S(T_{1,x}) = 0,4 * 1 * 0,555 = 0,222$$

$$V_{t,x} = \frac{W * A(T_{1,x})}{R_a(T_{1,x})} = \frac{294431,361 * 0,222}{6} = 10893,96 \text{ kN} \leq 0,1 * A_0 * I * W = 0,1 * 0,4 * 1 * 294431,361 = 11780 \text{ kN}$$

olması neticesiyle $V_{t,x} = 11780$ kN dur.

Binanın (Y) doğrultusundaki taban kesme kuvvetinin hesabı

$T_{1,Y}=2,84792$ s. olarak bu çalışmanın bölüm 4.2. binanın birinci doğal titreşim periyodunun belirlenmesi kısmında gösterilmiştir.

Yapı, Z2 sınıfı zemin üzerine inşa edileceğinden $T_A=0,15$ s, $T_B=0,4$ s'dir.

DBYBHY-2007 Tablo 2.4'e göre belirlenmiştir.

Spektrum katsayısı

$T_{1,Y}=2,84792$ s. $> T_B=0,4$ s. olduğundan;

$$S(T_{1,y}) = 2,5 \left(\frac{T_B}{T_{1,y}} \right)^{0,8} = 2,5 \left(\frac{0,4}{2,84792} \right)^{0,8} = 0,52 \text{ şeklinde bulunur.}$$

Deprem yükü azaltma katsayısı

$T_{1,Y}=2,84792$ s. $> T_A=0,15$ s. olduğundan;

$$R_a(T_{1,y}) = R_y = 7$$

Taban kesme kuvvetinin hesabı

$$W=294431,361 \text{ t}$$

$$A(T_{1,Y})=A_0 * I * S(T_{1,Y})=0,4 * 1 * 0,52=0,208$$

$$V_{t,y} = \frac{W * A(T_{1,y})}{R_a(T_{1,y})} = \frac{294431,361 * 0,208}{7} = 8748,82 \text{ kN} \leq 0,1 * A_0 * I * W = 0,1 * 0,4 * 1 * 294431,361 = 11780 \text{ kN}$$

olması neticesiyle $V_{t,y}=11780$ kN dur.

Sonuç olarak;

Eşdeğer deprem yükü yönteminde, hesaplanan taban kesme kuvvetileri $V_{t,X,max}=11780$ kN ve $V_{t,Y,max}=11780$ kN olarak hesaplanmıştır.

Modal zaman tanım alanında hesap yapılması sonucu, düzenli ve düzensiz binalarda farklı uygulanan büyütme katsayısı β , **DBYBHY-2007 2.8.5'e** göre belirlenecek ve uygulanacaktır. Bu çalışmada çözümü yapılan binanın düzensiz olduğunun kontrolü, bu çalışmanın 4. bölümünde düzensizliklerin kontrolü kısmında yapılan kontroller sonrası A1 ve B2 düzensizliklerinin belirlenmesi sonucunda açıkça görülmektedir. Buna bağlı olarak $\beta=0,9$ alınmıştır. **DBYBHY 2007** Denk. 2.16'ya göre eşdeğer deprem yükünden bulunan taban kesme kuvvetini β katsayısı ile çarpımı sonucu, $\beta * V_{t, Eşdeğer} = 0,9 * 11780 = 10602$ kN bulunur. Modal zaman tanım alanında hesap yapılması sonucu elde edilmesi gereken minimum taban kesme kuvveti 10600 kN olarak bulunmuştur. Bu koşulu sağlamayan, ivme kayıtları gözönüne alınmamıştır. Bu çalışmada kullanılan ivme kayıtlarının bu koşulu sağladığı (Sayfa 32'de) sunulan Taban Kesme Kuvveti Kıyası kısmında görülmektedir.

3.2.2. Rüzgar yükü

Yapı sistemine etkiyen rüzgar yükleri TS 498 Yük Standartlarına göre belirlendi. Rüzgar doğrultusuna dik olan yüzeye yayılı olarak etkiyen rüzgar yükleri, döşeme hizasında kolon uçlarına gerekli hesap yapılarak tekil yük olarak sisteme etkitilmiştir. (Şekil 2.14, 2.15, 2.16 ve 2.17)

Bu çalışmada, sunulan yapı kule tipi yapı sınıfına girmektedir. Bu kabulün yapılabilmesi için cephelerin yüksekliği, ortalama yapı yüksekliğinin en az 5 katı olmalıdır. Cephe yüksekliği 115m ve genişlik 17m olarak alınırsa, $\frac{115}{17} = 6,7657 > 5$ olması neticesiyle yapı TS 498'e göre kule tipi yapı sınıfına girmektedir. Aynı yönetmeliğin Çizelge 6'da verilen kule tipi yapılarıdaki rüzgarın itme katsayısı 1,0 ve çekme katsayısı 0,6 olarak toplamda $C=1,6$ şeklinde tanımlanmış ve bu şekilde hesapta gözönüne alınmıştır.

Bir kat döşemesine etkiyen W_i eşdeğer rüzgar kuvveti;

$W_i = C q A$ olarak hesaplanır.

C: Aerodinamik yük katsayısı

q: Nominal rüzgar basıncıdır. Bina yüksekliğine bağlı olarak aşağıdaki gibidir.

A: Kat döşemesine etkili rüzgar yükü aktaran alandır ve rüzgar doğrultusuna dik olan yüzey genişliği ile ardışık iki katın yüksekliklerinin ortalamasının çarpımı ile elde edilir.

Çizelge 3.24: TS498 göre rüzgar yükünün yüksekliğe bağlı değerleri

Zeminden Yükseklik m	Rüzgar Hızı v m/s	Emme q (kN/m ²)
0 - 8	28	0,5
9 - 20	36	0,8
21 - 100	42	1,1
> 100	46	1,3

3.3. Yük Kombinasyonları

Ana yükler	
DL	Sabit Yüklerden oluşan iç kuvvetler
LL	Hareketli Yüklerden oluşan iç kuvvetler
EX	X Doğrultusunda kat kütle merkezine etkiyen Deprem Yüğü
EXeP	X Doğrultusunda kat kütle merkezinin +0,05 eksantrik olarak etkiyen Deprem Yüğü
EXeN	X Doğrultusunda kat kütle merkezinin -0,05 eksantrik olarak etkiyen Deprem Yüğü
EY	Y Doğrultusunda kat kütle merkezine etkiyen Deprem Yüğü
EYeP	Y Doğrultusunda kat kütle merkezinin +0,05 eksantrik olarak etkiyen Deprem Yüğü
EYeN	Y Doğrultusunda kat kütle merkezinin -0,05 eksantrik olarak etkiyen Deprem Yüğü
WLX	X Doğrultusunda etkiyen Rüzgar Yüğü
WLY	Y Doğrultusunda etkiyen Rüzgar Yüğü

Kombinasyonlar

DL+LL		Düşey yük kombinasyonu	
1E'li Kombinasyonlar (Düşey Yükler + Deprem Yükleri-Boyutlandırma Çelik ve Temel için)			
DL+LL+EX+0,3EY	C1E_1	DL+LL+EY+0,3EX	C1E_13
DL+LL+EX-0,3EY	C1E_2	DL+LL+EY-0,3EX	C1E_14
DL+LL-EX+0,3EY	C1E_3	DL+LL-EY+0,3EX	C1E_15
DL+LL-EX-0,3EY	C1E_4	DL+LL-EY-0,3EX	C1E_16
DL+LL+EXeP+0,3EY	C1E_5	DL+LL+EYeP+0,3EX	C1E_17
DL+LL+EXeP-0,3EY	C1E_6	DL+LL+EYeP-0,3EX	C1E_18
DL+LL-EXeP+0,3EY	C1E_7	DL+LL-EYeP+0,3EX	C1E_19
DL+LL-EXeP-0,3EY	C1E_8	DL+LL-EYeP-0,3EX	C1E_20
DL+LL+EXeN+0,3EY	C1E_9	DL+LL+EYeN+0,3EX	C1E_21
DL+LL+EXeN-0,3EY	C1E_10	DL+LL+EYeN-0,3EX	C1E_22
DL+LL-EXeN+0,3EY	C1E_11	DL+LL-EYeN+0,3EX	C1E_23
DL+LL-EXeN-0,3EY	C1E_12	DL+LL-EYeN-0,3EX	C1E_24
0,9DL+EX+0,3EY	C1E_25	0,9DL+EY+0,3EX	C1E_37
0,9DL+EX-0,3EY	C1E_26	0,9DL+EY-0,3EX	C1E_38
0,9DL-EX+0,3EY	C1E_27	0,9DL-EY+0,3EX	C1E_39
0,9DL-EX-0,3EY	C1E_28	0,9DL-EY-0,3EX	C1E_40
0,9DL+EXeP+0,3EY	C1E_29	0,9DL+EYeP+0,3EX	C1E_41
0,9DL+EXeP-0,3EY	C1E_30	0,9DL+EYeP-0,3EX	C1E_42
0,9DL-EXeP+0,3EY	C1E_31	0,9DL-EYeP+0,3EX	C1E_43
0,9DL-EXeP-0,3EY	C1E_32	0,9DL-EYeP-0,3EX	C1E_44
0,9DL+EXeN+0,3EY	C1E_33	0,9DL+EYeN+0,3EX	C1E_45
0,9DL+EXeN-0,3EY	C1E_34	0,9DL+EYeN-0,3EX	C1E_46
0,9DL-EXeN+0,3EY	C1E_35	0,9DL-EYeN+0,3EX	C1E_47
0,9DL-EXeN-0,3EY	C1E_36	0,9DL-EYeN-0,3EX	C1E_48

W Kombinasyonlar (Düşey Yükler + Rüzgar Yükleri-Boyutlandırma Çelik ve Temel için)		İlave Betonarme Temel Kombinasyonları (Çelik boyutlandırılmasında kullanılmadı)	
DL+LL+WLX	CW1_50	1,4DL+1,6LL	CBA_66
DL+LL+WLY	CW3_52	DL+1,3LL+1,3Wx	CBA_67
0,9DL+WLX	CW1_54	DL+1,3LL+1,3Wy	CBA_68
0,9DL+WLY	CW3_56	0,9DL+1,3WLx	CBA_69
		0,9DL+1,3WLy	CBA_70

2E'li Kombinasyonlar (Düşey Yükler + Deprem Yükleri-Birleşim Hesapları için) (Çelik boyutlandırılmasında kullanılmadı. DBYBHY 2007'e göre Arttırılmış Deprem Yüklemleri)			
DL+LL+2,5EX	C2E_58	0,9DL+2,5EX	C2E_62
DL+LL-2,5EX	C2E_59	0,9DL-2,5EX	C2E_63
DL+LL+2,5EY	C2E_60	0,9DL+2,5EY	C2E_64
DL+LL-2,5EY	C2E_61	0,9DL-2,5EY	C2E_65

4. YAPI KONTROLLERİ

4.1. Binanın Birinci Doğal Titreşim Periyodunun Belirlenmesi ve Kontrolü

Eşdeğer deprem yükü yöntemi ile yapılan kontrolde, binanın deprem doğrultusundaki hakim periyodu, denklem (4.1) ile hesaplanan değerden daha büyük alınmayacaktır. (DBYBHY 2007 madde 2.7.4.1) Sistemin elle yapılan ve modelden alınan periyot değerleri, Çizelge 4.2 ve Çizelge 4.3’de verilmiştir. Bu tablolarda görüldüğü üzere, gözönüne alınan periyot değerleri denklem 4.1’den hesaplanan değerden büyük alınmamıştır.

$$T_1 = 2\pi \left(\frac{\sum_{i=1}^N m_i d_{fi}^2}{\sum_{i=1}^N F_{fi} d_{fi}} \right)^{1/2} \quad (4.1)$$

Çok katlı yapılarda hakim deprem doğrultusundaki diğer bir periyot sınırlaması ise, bina kat sayısı bodrum kat veya katlar hariç tutulmak kaydıyla, $N > 13$ kattan fazla ise doğal titreşim periyodu, $0,1 \cdot N$ ‘den daha büyük alınmayacak olmasıdır. Binamızın kat sayısı 30 olması neticesiyle bu değere karşılık gelen maksimum periyot 3 s.’dir. Aşağıdaki tablolarda gösterilen sistemin birinci ve ikinci periyotları 3 s. sınırını aşmadıkları görülmektedir.

4.1.1. Binanın birinci doğal titreşim periyodu hesabı için fiktik yüklerin bulunması

Yapının, doğal titreşim periyotlarının hesabı Çizelge 4.2 ve 4.3 de Çizelge 4.1 yardımıyla sunulmuştur. Kısaca, Yapının depremde göz önüne alınacak ağırlığı, her kat için hesaplanır. Hesap yapılacak kata ait olan yükseklik ile çarpım sonucu $W_i \cdot H_i$ elde edilir. “ $f_0=1$ ” alınarak, sistemdeki ilgili kata yatay yük olarak etkililir. Bunun sonucu sistemin kat deplasmanları alınır. Bu deplasmanlar denklem 4.1’de yerine konularak, istenen yöndeki periyot (Çizelge 4.2 ve Çizelge 4.3’deki gibi) bulunur.

Çizelge 4.1’de belirlenen fiktif yük değerleri X ve Y yönü için ayrı ayrı uygulandı.

Çizelge 4.1: Fiktif yük değerleri

Kat	H_i	ΣH_i	$DL+n*LL=W_i$	W_i*H_i	f_i	f_o
29	5,25	115	969,1411267	111451,23	0,065640441	1
28	3,75	109,75	1010,000131	110847,514	0,065284877	1
27	3,75	106	917,2009315	97223,2987	0,057260743	1
26	3,75	102,25	917,2009315	93783,7952	0,055235009	1
25	3,75	98,5	917,2009315	90344,2917	0,053209276	1
24	3,75	94,75	920,5609315	87223,1483	0,051371043	1
23	3,75	91	920,5609315	83771,0448	0,049337889	1
22	3,75	87,25	920,5609315	80318,9413	0,047304734	1
21	3,75	83,5	924,8937587	77228,6288	0,04548466	1
20	3,75	79,75	924,8937587	73760,2773	0,043441936	1
19	3,75	76	941,1687587	71528,8257	0,042127698	1
18	3,75	72,25	941,1687587	67999,4428	0,040049028	1
17	3,75	68,5	941,1687587	64470,06	0,037970359	1
16	3,75	64,75	941,1687587	60940,6771	0,03589169	1
15	3,75	61	1008,962888	61546,7362	0,036248635	1
14	3,75	57,25	979,1372083	56055,6052	0,033014572	1
13	3,75	53,5	979,1372083	52383,8406	0,030852046	1
12	3,75	49,75	979,1372083	48712,0761	0,028689519	1
11	3,75	46	979,1372083	45040,3116	0,026526993	1
10	3,75	42,25	979,1372083	41368,547	0,024364466	1
9	3,75	38,5	988,6922083	38064,65	0,022418599	1
8	3,75	34,75	988,6922083	34357,0542	0,020234969	1
7	3,75	31	1028,231979	31875,1914	0,018773249	1
6	3,75	27,25	1028,231979	28019,3214	0,016502291	1
5	3,75	23,5	1028,231979	24163,4515	0,014231334	1
4	3,75	19,75	1063,721979	21008,5091	0,012373195	1
3	3,75	16	1063,721979	17019,5517	0,010023854	1
2	3,75	12,25	1063,721979	13030,5942	0,007674513	1
1	3,75	8,5	1063,721979	9041,63683	0,005325173	1
Zemin	4,75	4,75	1121,406967	5326,68309	0,003137209	1
Σ			29449,91357	1697904,94	1	

4.1.2. Sisteme Y doğrultusunda fiktif yük uygulaması sonucu fiktif deplasmanlar ve periyot hesabı

Çizelge 4.2: (DBYBHY Denk 2.11) denklem 4.1'e göre hesaplanan $T_{1,y}$ değerleri

Kat	H_i (m)	ΣH_i (m)	m_i	d_{fi} (Y yönünde) (m)	$m^*(d_{fi})^2$	f_i*d_{fi}
29	5,25	115	98,7911	0,000133	1,7475E-06	8,73018E-06
28	3,75	109,75	102,956	0,00013	1,74E-06	8,48703E-06
27	3,75	106	93,4965	0,000129	1,5559E-06	7,38664E-06
26	3,75	102,25	93,4965	0,000126	1,4844E-06	6,95961E-06
25	3,75	98,5	93,4965	0,000122	1,3916E-06	6,49153E-06
24	3,75	94,75	93,839	0,000118	1,3066E-06	6,06178E-06
23	3,75	91	93,839	0,000113	1,1982E-06	5,57518E-06
22	3,75	87,25	93,839	0,000108	1,0945E-06	5,10891E-06
21	3,75	83,5	94,2807	0,000103	1,0002E-06	4,68492E-06
20	3,75	79,75	94,2807	0,000097	8,8709E-07	4,21387E-06
19	3,75	76	95,9397	0,000091	7,9448E-07	3,83362E-06
18	3,75	72,25	95,9397	0,000086	7,0957E-07	3,44422E-06
17	3,75	68,5	95,9397	0,00008	6,1401E-07	3,03763E-06
16	3,75	64,75	95,9397	0,000075	5,3966E-07	2,69188E-06
15	3,75	61	102,85	0,00007	5,0397E-07	2,5374E-06
14	3,75	57,25	99,8101	0,000069	4,752E-07	2,27801E-06
13	3,75	53,5	99,8101	0,000064	4,0882E-07	1,97453E-06
12	3,75	49,75	99,8101	0,000059	3,4744E-07	1,69268E-06
11	3,75	46	99,8101	0,000053	2,8037E-07	1,40593E-06
10	3,75	42,25	99,8101	0,000047	2,2048E-07	1,14513E-06
9	3,75	38,5	100,784	0,000041	1,6942E-07	9,19163E-07
8	3,75	34,75	100,784	0,000035	1,2346E-07	7,08224E-07
7	3,75	31	104,815	0,000029	8,8149E-08	5,44424E-07
6	3,75	27,25	104,815	0,000023	5,5447E-08	3,79553E-07
5	3,75	23,5	104,815	0,000018	3,396E-08	2,56164E-07
4	3,75	19,75	108,432	0,000014	2,1253E-08	1,73225E-07
3	3,75	16	108,432	9,44E-06	9,6628E-09	9,46252E-08
2	3,75	12,25	108,432	5,94E-06	3,831E-09	4,56173E-08
1	3,75	8,5	108,432	3,18E-06	1,0958E-09	1,69287E-08
Zemin	4,75	4,75	114,313	1,24E-06	1,752E-10	3,88387E-09

Σ	115	3002,03	1,8806E-05	9,08825E-05
----------	-----	---------	------------	-------------

$T_{1,y} = 2,856754$ s. (Elle)	>	Esas Periyot = 2,84792 s. (Modal Time History)
--------------------------------	---	--

Denklem 4.1 ile hesaplanan değerden daha büyük periyot değerleri gözönüne alınmayacaktır maddesine uygunluk burada açıkça görülmektedir.

Eşdeğer deprem yükü yöntemi ile yapılan depremden oluşan taban kesme kuvveti kontrolünde esas periyot değerleri kullanılmıştır.

4.1.3. Sisteme X doğrultusunda fiktif yük uygulaması sonucu fiktif deplasmanlar ve periyot hesabı

Çizelge 4.3: (DBYBHY Denk 2.11) denklem 4.1'e göre hesaplanan $T_{1,x}$ değerleri

Kat	H_i	ΣH_i	m_i	d_{fi} (X yönünde) (m)	$m \cdot (d_{fi})^2$	$f_i \cdot d_{fi}$
29	5,25	115	98,79114	0,000124	1,52E-06	8,14E-06
28	3,75	109,75	102,9562	0,000118	1,43E-06	7,7E-06
27	3,75	106	93,49653	0,000114	1,22E-06	6,53E-06
26	3,75	102,25	93,49653	0,000109	1,11E-06	6,02E-06
25	3,75	98,5	93,49653	0,000105	1,03E-06	5,59E-06
24	3,75	94,75	93,83903	0,0001	9,38E-07	5,14E-06
23	3,75	91	93,83903	0,000095	8,47E-07	4,69E-06
22	3,75	87,25	93,83903	0,000091	7,77E-07	4,3E-06
21	3,75	83,5	94,28071	0,000086	6,97E-07	3,91E-06
20	3,75	79,75	94,28071	0,000081	6,19E-07	3,52E-06
19	3,75	76	95,93973	0,000076	5,54E-07	3,2E-06
18	3,75	72,25	95,93973	0,000071	4,84E-07	2,84E-06
17	3,75	68,5	95,93973	0,000066	4,18E-07	2,51E-06
16	3,75	64,75	95,93973	0,000061	3,57E-07	2,19E-06
15	3,75	61	102,8504	0,000056	3,23E-07	2,03E-06
14	3,75	57,25	99,81011	0,000051	2,6E-07	1,68E-06
13	3,75	53,5	99,81011	0,000047	2,2E-07	1,45E-06
12	3,75	49,75	99,81011	0,000042	1,76E-07	1,2E-06
11	3,75	46	99,81011	0,000037	1,37E-07	9,81E-07
10	3,75	42,25	99,81011	0,000033	1,09E-07	8,04E-07
9	3,75	38,5	100,7841	0,000029	8,48E-08	6,5E-07
8	3,75	34,75	100,7841	0,000025	6,3E-08	5,06E-07
7	3,75	31	104,8147	0,000021	4,62E-08	3,94E-07
6	3,75	27,25	104,8147	0,000017	3,03E-08	2,81E-07
5	3,75	23,5	104,8147	0,000014	2,05E-08	1,99E-07
4	3,75	19,75	108,4324	0,000011	1,31E-08	1,36E-07
3	3,75	16	108,4324	7,884E-06	6,74E-09	7,9E-08
2	3,75	12,25	108,4324	5,329E-06	3,08E-09	4,09E-08
1	3,75	8,5	108,4324	3,085E-06	1,03E-09	1,64E-08
Zemin	4,75	4,75	114,3126	1,248E-06	1,78E-10	3,92E-09

Σ	115	3002,03	1,35E-05	7,67E-05
----------	-----	---------	----------	----------

$T_{1,x} = 2,633353$ s. (Elle)	>	Esas Periyot = 2,62529 s. (Modal Time History)
--------------------------------	---	--

DBYBHY Denk 2.11 ile hesaplanan değerden daha büyük periyot değerleri gözönüne alınmayacaktır maddesine uygunluk burada açıkça görülmektedir.

Eşdeğer deprem yükü yöntemi ile yapılan deprem yükünden oluşan taban kesme kuvveti kontrolünde esas periyot değerleri kullanılmıştır.

4.2. Modelde Periyot ve Kütle Katılım Oranının Kontrolü

Elle yapılan hesapta (Çizelge 4.2 ve Çizelge 4.3) yaklaşık olarak bulunan periyotların, (Çizelge 4.4) bilgisayarla çözüm sonucu çıkan periyotlar incelendiğinde, birbirine oldukça yaklaşık çıktığı görülmüştür.

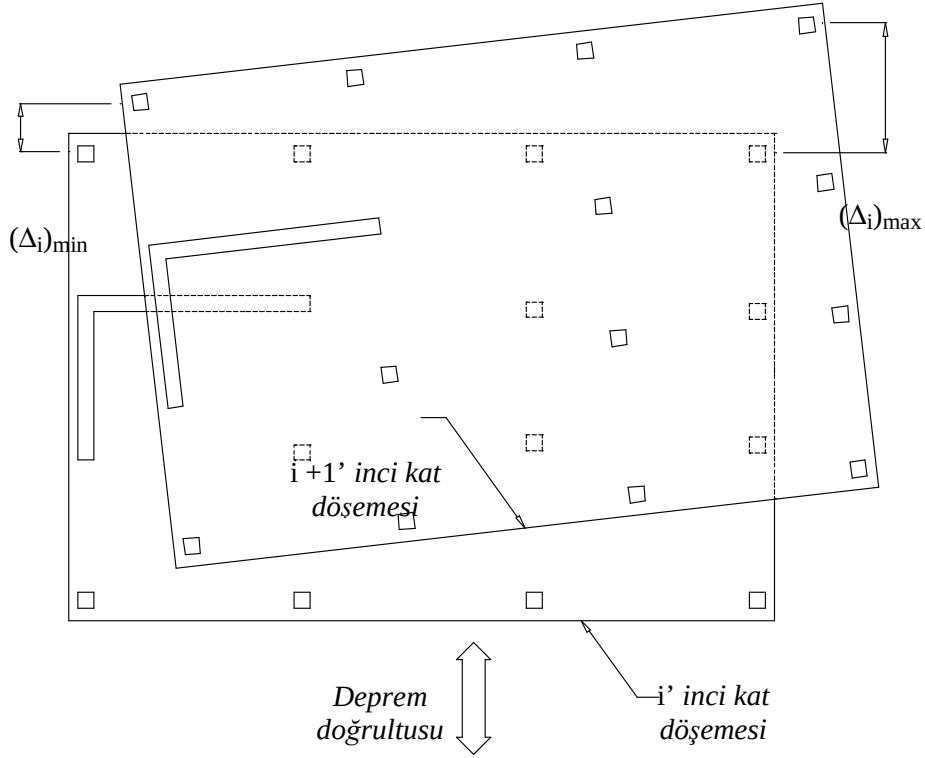
(Çizelge 4.4) Görüldüğü gibi ilk modda Y yönünde katılım %70 iken, 2. modda X yönünde katılım %64,89 olmuştur. Yapı DBYBHY 2007 de belirtilen % 90 katılım koşulunu Y yönünde 7. modda aşarken, X yönünde 8. modda aşabilmiştir.

Çizelge 4.4: Modal periyot, frekans değerleri ve modal kütle katılımı

Output Case	Step Type	Step Num	Period	Frequency	Circ. Freq	Eigen value	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2	Unitless	Unitless
Modal	Mode	1	2,847919	0,35113	2,2062	4,8675	0	0,70093
Modal	Mode	2	2,625614	0,38086	2,393	5,7266	0,660306	0,70093
Modal	Mode	3	1,955492	0,51138	3,2131	10,324	0,660306	0,70093
Modal	Mode	4	0,866593	1,1539	7,2504	52,569	0,660306	0,828746
Modal	Mode	5	0,773828	1,2923	8,1196	65,928	0,853358	0,828746
Modal	Mode	6	0,627216	1,5943	10,018	100,35	0,853358	0,828746
Modal	Mode	7	0,391259	2,5558	16,059	257,89	0,911969	0,828746
Modal	Mode	8	0,369162	2,7088	17,02	289,68	0,911969	0,907493
Modal	Mode	9	0,327456	3,0538	19,188	368,18	0,911969	0,907493
Modal	Mode	10	0,263568	3,7941	23,839	568,29	0,939554	0,907493
...	...	...	...	...	...	...	...	...
Modal	Mode	45	0,040879	24,462	153,7	23624	0,995212	0,999492
Modal	Mode	46	0,036507	27,392	172,11	29621	0,997666	0,999497
Modal	Mode	47	0,03311	30,202	189,77	36012	0,997678	0,99993
Modal	Mode	48	0,027885	35,862	225,33	50773	0,999282	0,999941
Modal	Mode	49	0,027436	36,448	229,01	52445	0,999503	1
Modal	Mode	50	0,020914	47,816	300,44	90262	0,999997	1

4.3. Düzensizliklerin Kontrolü

4.3.1. A – Planda düzensizlik durumları



Döşemelerin kendi düzlemleri içinde rijit diyafram olarak çalışmaları durumunda

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

Burulma düzensizliği katsayısı :

$$\eta_{bi} = (\Delta_i)_{max} / (\Delta_i)_{ort}$$

Burulma düzensizliği durumu : $\eta_{bi} > 1.2$

Şekil 4.1: A1 Burulma düzensizliğinin gösterimi

4.3.1.1. A1 Burulma düzensizliği kontrolü

Birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi biri için, herhangi bir katta en büyük görelî kat ötelemesinin o katta aynı doğrultudaki ortalama görelî kat ötelemeye oranını ifade eden *Burulma Düzensizliği Katsayısı* η_{bi} 'nin 1,2'den büyük olması durumudur. X yönü hesap Tablo 4.6 ve Y yönü için hesap Çizelge 4.7'dadır. Deplasmanlar hesaplanırken tepe kuvveti ve $\pm\%5$ eksantriklik gözönüne alınmıştır.

A1 Burulma düzensizliğinin hesabında kullanılan deplasmanlar

Çizelge 4.5: $\pm 0,05$ Ek dışmerkezlikle bulunan max ve min deplasmanlar

Kat	X Yönü Deplasman Değerleri				Y Yönü Deplasman Değerleri			
	$(d_i)_{\max}$ (m)	$(d_i)_{\min}$ (m)	$(\Delta_i)_{\max}$	$(\Delta_i)_{\min}$	$(d_i)_{\max}$ (m)	$(d_i)_{\min}$ (m)	$(\Delta_i)_{\max}$	$(\Delta_i)_{\min}$
	0,198877	0,15169	0,010494	0,008561	0,183194	0,179966	0,005721	0,005588
	0,188383	0,143129	0,007383	0,006443	0,177473	0,174378	0,000988	0,000925
	0,181	0,136686	0,007762	0,006292	0,176485	0,173453	0,004892	0,004791
	0,173238	0,130394	0,007994	0,006322	0,171593	0,168662	0,005855	0,00574
	0,165244	0,124072	0,008165	0,006391	0,165738	0,162922	0,006643	0,006522
	0,157079	0,117681	0,008272	0,006426	0,159095	0,1564	0,00728	0,007154
	0,148807	0,111255	0,008352	0,006446	0,151815	0,149246	0,007773	0,007643
	0,140455	0,104809	0,008332	0,006399	0,144042	0,141603	0,008117	0,007984
	0,132123	0,09841	0,008216	0,00631	0,135925	0,133619	0,008297	0,007078
	0,123907	0,0921	0,008158	0,0062	0,127628	0,126541	0,00831	0,009265
	0,115749	0,0859	0,008086	0,00615	0,119318	0,117276	0,00818	0,008048
	0,107663	0,07975	0,008014	0,006086	0,111138	0,109228	0,007889	0,006868
	0,099649	0,073664	0,007883	0,005994	0,103249	0,10236	0,00746	0,008219
	0,091766	0,06767	0,007595	0,00587	0,095789	0,094141	0,006748	0,00663
	0,084171	0,0618	0,00709	0,0058	0,089041	0,087511	0,001126	0,00104
	0,077081	0,056	0,007093	0,0055	0,087915	0,086471	0,006491	0,00638
	0,069988	0,0505	0,00704	0,0053	0,081424	0,080091	0,007105	0,006986
	0,062948	0,0452	0,00691	0,005147	0,074319	0,073105	0,00747	0,00735
	0,056038	0,040053	0,006736	0,004981	0,066849	0,065755	0,007704	0,007583
	0,049302	0,035072	0,006522	0,00479	0,059145	0,058172	0,007771	0,007652
	0,04278	0,030282	0,006234	0,00455	0,051374	0,05052	0,007687	0,007573
	0,036546	0,025732	0,005865	0,004252	0,043687	0,042947	0,007452	0,007026
	0,030681	0,02148	0,005398	0,003893	0,036235	0,035921	0,007061	0,007274
	0,025283	0,017587	0,004987	0,003569	0,029174	0,028647	0,006516	0,006419
	0,020296	0,014018	0,004569	0,003241	0,022658	0,022228	0,005813	0,005722
	0,015727	0,010777	0,004152	0,002919	0,016845	0,016506	0,00514	0,005056
	0,011575	0,007858	0,00376	0,002617	0,011705	0,01145	0,004358	0,004279
	0,007815	0,005241	0,00329	0,002258	0,007347	0,007171	0,003437	0,003314
	0,004525	0,002983	0,002691	0,001806	0,00391	0,003857	0,002404	0,002396
	0,001834	0,001177	0,001834	0,001177	0,001506	0,001461	0,001506	0,001461

A1 Burulma düzensizliğinin hesaplanmasında, %5 eksantrikliğin göz önüne alınması ile hesaplanan deplasmanlar yukarıdaki gibidir.

A1 Burulma düzensizliğinin X yönü hesabı

Çizelge 4.6: $\pm 0,05$ Ek dışmerkezlilikle X yönü A1 burulma düzensizliği kontrolü

Kat	$(d_i)_{\max}$ (m)	$(d_i)_{\min}$ (m)	$(\Delta_i)_{\max}$	$(\Delta_i)_{\min}$	$(\Delta_i)_{\text{ort}}$	η_{bi}	Sınır	Durum
29	0,198877	0,15169	0,010494	0,008561	0,0095275	1,1014432	1,2	A1 DÜZENLİ
28	0,188383	0,143129	0,007383	0,006443	0,006913	1,0679878	1,2	A1 DÜZENLİ
27	0,181	0,136686	0,007762	0,006292	0,007027	1,1045966	1,2	A1 DÜZENLİ
26	0,173238	0,130394	0,007994	0,006322	0,007158	1,1167924	1,2	A1 DÜZENLİ
25	0,165244	0,124072	0,008165	0,006391	0,007278	1,1218741	1,2	A1 DÜZENLİ
24	0,157079	0,117681	0,008272	0,006426	0,007349	1,1255953	1,2	A1 DÜZENLİ
23	0,148807	0,111255	0,008352	0,006446	0,007399	1,1288012	1,2	A1 DÜZENLİ
22	0,140455	0,104809	0,008332	0,006399	0,0073655	1,1312199	1,2	A1 DÜZENLİ
21	0,132123	0,09841	0,008216	0,00631	0,007263	1,131213	1,2	A1 DÜZENLİ
20	0,123907	0,0921	0,008158	0,0062	0,007179	1,13637	1,2	A1 DÜZENLİ
19	0,115749	0,0859	0,008086	0,00615	0,007118	1,1359933	1,2	A1 DÜZENLİ
18	0,107663	0,07975	0,008014	0,006086	0,00705	1,1367376	1,2	A1 DÜZENLİ
17	0,099649	0,073664	0,007883	0,005994	0,0069385	1,1361245	1,2	A1 DÜZENLİ
16	0,091766	0,06767	0,007595	0,00587	0,0067325	1,1281099	1,2	A1 DÜZENLİ
15	0,084171	0,0618	0,00709	0,0058	0,006445	1,1000776	1,2	A1 DÜZENLİ
14	0,077081	0,056	0,007093	0,0055	0,0062965	1,1264988	1,2	A1 DÜZENLİ
13	0,069988	0,0505	0,00704	0,0053	0,00617	1,1410049	1,2	A1 DÜZENLİ
12	0,062948	0,0452	0,00691	0,005147	0,0060285	1,1462221	1,2	A1 DÜZENLİ
11	0,056038	0,040053	0,006736	0,004981	0,0058585	1,1497824	1,2	A1 DÜZENLİ
10	0,049302	0,035072	0,006522	0,00479	0,005656	1,1531117	1,2	A1 DÜZENLİ
9	0,04278	0,030282	0,006234	0,00455	0,005392	1,1561573	1,2	A1 DÜZENLİ
8	0,036546	0,025732	0,005865	0,004252	0,0050585	1,1594346	1,2	A1 DÜZENLİ
7	0,030681	0,02148	0,005398	0,003893	0,0046455	1,1619847	1,2	A1 DÜZENLİ
6	0,025283	0,017587	0,004987	0,003569	0,004278	1,1657317	1,2	A1 DÜZENLİ
5	0,020296	0,014018	0,004569	0,003241	0,003905	1,1700384	1,2	A1 DÜZENLİ
4	0,015727	0,010777	0,004152	0,002919	0,0035355	1,1743742	1,2	A1 DÜZENLİ
3	0,011575	0,007858	0,00376	0,002617	0,0031885	1,1792379	1,2	A1 DÜZENLİ
2	0,007815	0,005241	0,00329	0,002258	0,002774	1,186013	1,2	A1 DÜZENLİ
1	0,004525	0,002983	0,002691	0,001806	0,0022485	1,1967979	1,2	A1 DÜZENLİ
Z	0,001834	0,001177	0,001834	0,001177	0,0015055	1,2181999	1,2	A1 DÜZENSİZ

Bina X yönünde, ± 0.05 dışmerkezlilikle hesaplanan deplasmanlarla, A1 Burulma düzensizliği zemin katta görülmektedir. Düzensizliğin giderilmesi aşağıda anlatılmıştır.

A1 Burulma düzensizliğinin Y yönü hesabı

Çizelge 4.7: $\pm 0,05$ Ek dışmerkezlilikle Y yönü A1 burulma düzensizliği kontrolü

Kat	$(d_i)_{\max}$ (m)	$(d_i)_{\min}$ (m)	$(\Delta_i)_{\max}$	$(\Delta_i)_{\min}$	$(\Delta_i)_{\text{ort}}$	η_{bi}	Sınır	Durum
29	0,183194	0,179966	0,005721	0,005588	0,0056545	1,0117605	1,2	A1 DÜZENLİ
28	0,177473	0,174378	0,000988	0,000925	0,0009565	1,0329326	1,2	A1 DÜZENLİ
27	0,176485	0,173453	0,004892	0,004791	0,0048415	1,0104307	1,2	A1 DÜZENLİ
26	0,171593	0,168662	0,005855	0,00574	0,0057975	1,0099181	1,2	A1 DÜZENLİ
25	0,165738	0,162922	0,006643	0,006522	0,0065825	1,009191	1,2	A1 DÜZENLİ
24	0,159095	0,1564	0,00728	0,007154	0,007217	1,0087294	1,2	A1 DÜZENLİ
23	0,151815	0,149246	0,007773	0,007643	0,007708	1,0084328	1,2	A1 DÜZENLİ
22	0,144042	0,141603	0,008117	0,007984	0,0080505	1,0082604	1,2	A1 DÜZENLİ
21	0,135925	0,133619	0,008297	0,007078	0,0076875	1,0792846	1,2	A1 DÜZENLİ
20	0,127628	0,126541	0,00831	0,009265	0,0087875	0,9456615	1,2	A1 DÜZENLİ
19	0,119318	0,117276	0,00818	0,008048	0,008114	1,0081341	1,2	A1 DÜZENLİ
18	0,111138	0,109228	0,007889	0,006868	0,0073785	1,0691875	1,2	A1 DÜZENLİ
17	0,103249	0,10236	0,00746	0,008219	0,0078395	0,9515913	1,2	A1 DÜZENLİ
16	0,095789	0,094141	0,006748	0,00663	0,006689	1,0088205	1,2	A1 DÜZENLİ
15	0,089041	0,087511	0,001126	0,00104	0,001083	1,0397045	1,2	A1 DÜZENLİ
14	0,087915	0,086471	0,006491	0,00638	0,0064355	1,008624	1,2	A1 DÜZENLİ
13	0,081424	0,080091	0,007105	0,006986	0,0070455	1,0084451	1,2	A1 DÜZENLİ
12	0,074319	0,073105	0,00747	0,00735	0,00741	1,0080972	1,2	A1 DÜZENLİ
11	0,066849	0,065755	0,007704	0,007583	0,0076435	1,0079152	1,2	A1 DÜZENLİ
10	0,059145	0,058172	0,007771	0,007652	0,0077115	1,0077157	1,2	A1 DÜZENLİ
9	0,051374	0,05052	0,007687	0,007573	0,00763	1,0074705	1,2	A1 DÜZENLİ
8	0,043687	0,042947	0,007452	0,007026	0,007239	1,029424	1,2	A1 DÜZENLİ
7	0,036235	0,035921	0,007061	0,007274	0,0071675	0,9851413	1,2	A1 DÜZENLİ
6	0,029174	0,028647	0,006516	0,006419	0,0064675	1,007499	1,2	A1 DÜZENLİ
5	0,022658	0,022228	0,005813	0,005722	0,0057675	1,007889	1,2	A1 DÜZENLİ
4	0,016845	0,016506	0,00514	0,005056	0,005098	1,0082385	1,2	A1 DÜZENLİ
3	0,011705	0,01145	0,004358	0,004279	0,0043185	1,0091467	1,2	A1 DÜZENLİ
2	0,007347	0,007171	0,003437	0,003314	0,0033755	1,0182195	1,2	A1 DÜZENLİ
1	0,00391	0,003857	0,002404	0,002396	0,0024	1,0016667	1,2	A1 DÜZENLİ
Z	0,001506	0,001461	0,001506	0,001461	0,0014835	1,0151668	1,2	A1 DÜZENLİ

Binada, X yönünde A1 türü düzensizliğin bulunması ve (Çizelge 4.6 1.Satır Son Sütun), $1,2 < \eta_{bi} < 2,0$ olmak koşulu ile **DBYBHY 2007** Denklem.2.10'a göre D_i katsayısı ile hesaplanan değer, her iki deprem doğrultusundaki + ve – ek dışmerkezlilik ile çarpılarak büyütülmüştür.

$$D_i = (1,2181999/1,2)^2 = 1,0306 \text{ şeklinde hesaplanır.}$$

$\pm 5\%$ eksantrisitenin D_i katsayısı ile çarpımı sonucunda $\pm 5,153$ olarak her iki yönde eksantririte uygulanmıştır.

4.3.1.2. A2 Döşeme düzensizliği kontrolü

Herhangi bir kattaki döşemede;

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

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

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

Toplam döşemedeki boşluk alanı, $A_b = 56 \text{ m}^2$ (Şekil 2.1)

Brüt kat alanı, $A = 1105 \text{ m}^2$ (Şekil 2.1)

$A_b / A = 56 / 1105 = 0,0507 < 1/3 = 0,3333$ olması sonucu A2 düzensizliği mevcut değildir.

4.3.1.3. A3 Planda çıkıntıların bulunması

Bina kat planlarında çıkıntı yapan kısımların birbirine dik iki doğrultudaki boyutlarının her ikisinin de, binanın o katının aynı doğrultudaki toplam plan boyutlarının %20'sinden daha büyük olması durumudur. (Şekil 2.1) Planda çıkıntı olmadığından A3 düzensizliği mevcut değildir.

4.3.2. B – Düşey doğrultuda düzensizlik durumları

4.3.2.1. B1 Komşu katlar arası dayanım düzensizliği (Zayıf kat)

Zayıf kat durumu, B.A. binalarda, birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi birinde, herhangi bir kattaki etkili kesme alanı'nın, bir üst kattaki etkili kesme alanı'na oranı olarak tanımlanan, Dayanım Düzensizliği Katsayısı η_{ci} ' nin 0,80 'den küçük olması durumudur. (DBYBHY 2007 md 2.3.2.3)

4.3.2.2. B2 Komşu katlar arası rijitlik düzensizliği (Yumuşak kat)

Birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi biri için, herhangi bir i'nci kattaki ortalama görelî kat ötelemesi oranının bir üst veya bir alt kattaki ortalama görelî kat ötelemesi oranına bölünmesi ile tanımlanan Rijitlik Düzensizliği Katsayısı η_{ki} ' nin 2,0'den büyük olması durumudur. A1 düzensizliği neticesiyle $\pm \%5,153$ ek dışmerkezlilik verilerek gerekli kontroller yapılmıştır.

B2 Komşu katlar arası düzensizliğin hesabında kullanılan deplasmanlar

Çizelge 4.8: $\pm 5,153$ Ek dışmerkezlikle çözüm sonucu max ve min deplasmanlar

Kat	X Yönü Deplasman Değerleri				Y Yönü Deplasman Değerleri			
	$(d_i)_{\max}$ (m)	$(d_i)_{\min}$ (m)	$(\Delta_i)_{\max}$	$(\Delta_i)_{\min}$	$(d_i)_{\max}$ (m)	$(d_i)_{\min}$ (m)	$(\Delta_i)_{\max}$	$(\Delta_i)_{\min}$
29	0,198884	0,151684	0,010494	0,008561	0,183194	0,179966	0,005721	0,004041
28	0,18839	0,143123	0,007384	0,006443	0,177473	0,175925	0,000988	0,002472
27	0,181006	0,13668	0,007761	0,006292	0,176485	0,173453	0,004892	0,004791
26	0,173245	0,130388	0,007995	0,006322	0,171593	0,168662	0,005855	0,005741
25	0,16525	0,124066	0,008166	0,006391	0,165738	0,162921	0,006643	0,006521
24	0,157084	0,117675	0,008272	0,006425	0,159095	0,1564	0,00728	0,007154
23	0,148812	0,11125	0,008351	0,006447	0,151815	0,149246	0,007773	0,005204
22	0,140461	0,104803	0,008333	0,006398	0,144042	0,144042	0,008116	0,010423
21	0,132128	0,098405	0,008216	0,006288	0,135926	0,133619	0,008298	0,008166
20	0,123912	0,092117	0,008159	0,006222	0,127628	0,125453	0,00831	0,008177
19	0,115753	0,085895	0,008086	0,006149	0,119318	0,117276	0,00818	0,008048
18	0,107667	0,079746	0,008015	0,006086	0,111138	0,109228	0,007889	0,007757
17	0,099652	0,07366	0,007882	0,00599	0,103249	0,101471	0,00746	0,00733
16	0,09177	0,06767	0,007595	0,005871	0,095789	0,094141	0,006748	0,00663
15	0,084175	0,061799	0,00709	0,005841	0,089041	0,087511	0,001125	0,00104
14	0,077085	0,055958	0,007094	0,005467	0,087916	0,086471	0,006492	0,006381
13	0,069991	0,050491	0,00704	0,005294	0,081424	0,08009	0,007105	0,006985
12	0,062951	0,045197	0,00691	0,005146	0,074319	0,073105	0,00747	0,00735
11	0,056041	0,040051	0,006737	0,004981	0,066849	0,065755	0,007703	0,007583
10	0,049304	0,03507	0,006522	0,00479	0,059146	0,058172	0,007771	0,007225
9	0,042782	0,03028	0,006235	0,004549	0,051375	0,050947	0,007688	0,008
8	0,036547	0,025731	0,005865	0,004253	0,043687	0,042947	0,007451	0,007341
7	0,030682	0,021478	0,005398	0,003893	0,036236	0,035606	0,007062	0,006959
6	0,025284	0,017585	0,004987	0,003568	0,029174	0,028647	0,006516	0,006419
5	0,020297	0,014017	0,004569	0,00324	0,022658	0,022228	0,005813	0,005722
4	0,015728	0,010777	0,004152	0,002919	0,016845	0,016506	0,00514	0,005056
3	0,011576	0,007858	0,00376	0,002617	0,011705	0,01145	0,004358	0,004279
2	0,007816	0,005241	0,003291	0,002258	0,007347	0,007171	0,003437	0,003366
1	0,004525	0,002983	0,002691	0,001806	0,00391	0,003805	0,002404	0,002344
Z	0,001834	0,001177	0,001834	0,001177	0,001506	0,001461	0,001506	0,001461

Bina X yönünde, A1 düzensizliğin giderilmesi için ± 0.05153 dışmerkezlikle tekrar hesaplanan deplasmanlarla, B2 komşu katlar arası dayanım düzensizliğinin hesabında kullanılmıştır.

B2 Komşu katlar arası düzensizliğin Y yönü yumuşak kat kontrolü

Çizelge 4.9: X yönü B2 düzensizliği (Yumuşak kat kontrolü) $\pm 5,153$ ek dışmerkezlilikle çözüm

Kat	$(d_i)_{\max}$ (m)	$(d_i)_{\min}$ (m)	$(\Delta_i)_{\max}$	$(\Delta_i)_{\min}$	$(\Delta_i)_{\text{ort}}$	η_{ki}	Sınır	Durum
29	0,198884	0,151684	0,010494	0,008561	0,0095275			Kontrol
28	0,18839	0,143123	0,007384	0,006443	0,0069135	0,7256363	< 2,0	B2-Düzenli
27	0,181006	0,13668	0,007761	0,006292	0,0070265	1,0163448	< 2,0	B2-Düzenli
26	0,173245	0,130388	0,007995	0,006322	0,0071585	1,018786	< 2,0	B2-Düzenli
25	0,16525	0,124066	0,008166	0,006391	0,0072785	1,0167633	< 2,0	B2-Düzenli
24	0,157084	0,117675	0,008272	0,006425	0,0073485	1,0096174	< 2,0	B2-Düzenli
23	0,148812	0,11125	0,008351	0,006447	0,007399	1,0068722	< 2,0	B2-Düzenli
22	0,140461	0,104803	0,008333	0,006398	0,0073655	0,9954724	< 2,0	B2-Düzenli
21	0,132128	0,098405	0,008216	0,006288	0,007252	0,9845903	< 2,0	B2-Düzenli
20	0,123912	0,092117	0,008159	0,006222	0,0071905	0,9915196	< 2,0	B2-Düzenli
19	0,115753	0,085895	0,008086	0,006149	0,0071175	0,9898477	< 2,0	B2-Düzenli
18	0,107667	0,079746	0,008015	0,006086	0,0070505	0,9905866	< 2,0	B2-Düzenli
17	0,099652	0,07366	0,007882	0,00599	0,006936	0,98376	< 2,0	B2-Düzenli
16	0,09177	0,06767	0,007595	0,005871	0,006733	0,9707324	< 2,0	B2-Düzenli
15	0,084175	0,061799	0,00709	0,005841	0,0064655	0,9602703	< 2,0	B2-Düzenli
14	0,077085	0,055958	0,007094	0,005467	0,0062805	0,9713866	< 2,0	B2-Düzenli
13	0,069991	0,050491	0,00704	0,005294	0,006167	0,9819282	< 2,0	B2-Düzenli
12	0,062951	0,045197	0,00691	0,005146	0,006028	0,9774607	< 2,0	B2-Düzenli
11	0,056041	0,040051	0,006737	0,004981	0,005859	0,9719642	< 2,0	B2-Düzenli
10	0,049304	0,03507	0,006522	0,00479	0,005656	0,9653524	< 2,0	B2-Düzenli
9	0,042782	0,03028	0,006235	0,004549	0,005392	0,9533239	< 2,0	B2-Düzenli
8	0,036547	0,025731	0,005865	0,004253	0,005059	0,9382418	< 2,0	B2-Düzenli
7	0,030682	0,021478	0,005398	0,003893	0,0046455	0,9182645	< 2,0	B2-Düzenli
6	0,025284	0,017585	0,004987	0,003568	0,0042775	0,9207836	< 2,0	B2-Düzenli
5	0,020297	0,014017	0,004569	0,00324	0,0039045	0,9127995	< 2,0	B2-Düzenli
4	0,015728	0,010777	0,004152	0,002919	0,0035355	0,9054937	< 2,0	B2-Düzenli
3	0,011576	0,007858	0,00376	0,002617	0,0031885	0,9018526	< 2,0	B2-Düzenli
2	0,007816	0,005241	0,003291	0,002258	0,0027745	0,8701584	< 2,0	B2-Düzenli
1	0,004525	0,002983	0,002691	0,001806	0,0022485	0,8104163	< 2,0	B2-Düzenli
Z	0,001834	0,001177	0,001834	0,001177	0,0015055	0,6695575	< 2,0	B2-Düzenli

B2 Komşu katlar arası düzensizliğin X yönü yumuşak kat kontrolü

Çizelge 4.10: Y yönü B2 düzensizliği (Yumuşak kat kontrolü) $\pm\%5,153$ ek dışmerkezlikle çözüm

Kat	$(d_i)_{\max}$ (m)	$(d_i)_{\min}$ (m)	$(\Delta_i)_{\max}$	$(\Delta_i)_{\min}$	$(\Delta_i)_{\text{ort}}$	η_{ki}	Sınır	Durum
29	0,183194	0,179966	0,005721	0,004041	0,004881			Kontrol
28	0,177473	0,175925	0,000988	0,002472	0,00173	0,3544356	< 2,0	B2-Düzenli
27	0,176485	0,173453	0,004892	0,004791	0,0048415	2,7985549	> 2,0	B2-Düzensiz
26	0,171593	0,168662	0,005855	0,005741	0,005798	1,1975627	< 2,0	B2-Düzenli
25	0,165738	0,162921	0,006643	0,006521	0,006582	1,135219	< 2,0	B2-Düzenli
24	0,159095	0,1564	0,00728	0,007154	0,007217	1,0964752	< 2,0	B2-Düzenli
23	0,151815	0,149246	0,007773	0,005204	0,0064885	0,8990578	< 2,0	B2-Düzenli
22	0,144042	0,144042	0,008116	0,010423	0,0092695	1,4286045	< 2,0	B2-Düzenli
21	0,135926	0,133619	0,008298	0,008166	0,008232	0,8880738	< 2,0	B2-Düzenli
20	0,127628	0,125453	0,00831	0,008177	0,0082435	1,001397	< 2,0	B2-Düzenli
19	0,119318	0,117276	0,00818	0,008048	0,008114	0,9842907	< 2,0	B2-Düzenli
18	0,111138	0,109228	0,007889	0,007757	0,007823	0,9641361	< 2,0	B2-Düzenli
17	0,103249	0,101471	0,00746	0,00733	0,007395	0,9452895	< 2,0	B2-Düzenli
16	0,095789	0,094141	0,006748	0,00663	0,006689	0,9045301	< 2,0	B2-Düzenli
15	0,089041	0,087511	0,001125	0,00104	0,0010825	0,1618329	< 2,0	B2-Düzenli
14	0,087916	0,086471	0,006492	0,006381	0,0064365	5,9459584	> 2,0	B2-Düzensiz
13	0,081424	0,08009	0,007105	0,006985	0,007045	1,094539	< 2,0	B2-Düzenli
12	0,074319	0,073105	0,00747	0,00735	0,00741	1,0518098	< 2,0	B2-Düzenli
11	0,066849	0,065755	0,007703	0,007583	0,007643	1,031444	< 2,0	B2-Düzenli
10	0,059146	0,058172	0,007771	0,007225	0,007498	0,9810284	< 2,0	B2-Düzenli
9	0,051375	0,050947	0,007688	0,008	0,007844	1,0461456	< 2,0	B2-Düzenli
8	0,043687	0,042947	0,007451	0,007341	0,007396	0,9428863	< 2,0	B2-Düzenli
7	0,036236	0,035606	0,007062	0,006959	0,0070105	0,9478772	< 2,0	B2-Düzenli
6	0,029174	0,028647	0,006516	0,006419	0,0064675	0,9225448	< 2,0	B2-Düzenli
5	0,022658	0,022228	0,005813	0,005722	0,0057675	0,8917665	< 2,0	B2-Düzenli
4	0,016845	0,016506	0,00514	0,005056	0,005098	0,8839185	< 2,0	B2-Düzenli
3	0,011705	0,01145	0,004358	0,004279	0,0043185	0,8470969	< 2,0	B2-Düzenli
2	0,007347	0,007171	0,003437	0,003366	0,0034015	0,7876578	< 2,0	B2-Düzenli
1	0,00391	0,003805	0,002404	0,002344	0,002374	0,6979274	< 2,0	B2-Düzenli
Z	0,001506	0,001461	0,001506	0,001461	0,0014835	0,6248947	< 2,0	B2-Düzenli

4.3.2.3. B3 Taşıyıcı sistemin düşey elemanlarının süreksizliği

Taşıyıcı sistemin düşey elemanlarının süreksizliği bu çalışmada mevcut değildir. Bu nedenle B3 türü düşeyde eleman süreksizliği mevcut değildir.

4.4. İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü

Gözönüne Alınması Gereken Eşdeğer Taban Kesme Kuvveti $V_t = 11780 \text{ kN}$
 $\Delta F_N = 0,0075 \cdot N \cdot V_t = 2650 \text{ kN}$ (Tepe Kuvveti-Ek Eşdeğ. D. Y.)

Sistemin Taban kesme kuvvetleri ve fiktif yükleri her iki yönde de eşit olması bakımından (Çizelge 4.11) her iki yönde de aynı yükler uygulanmıştır. Ayrıca, $\pm 0,05153$ ek dış merkezlik etkisinde de ilgili kata ait deprem yükleri hesaplanarak gözönüne alınmıştır. (Çizelge 4.11)

Çizelge 4.11: Katlara etkiyen eşdeğer deprem yükleri

Kat	f_i	V_t	ΔF_N	$V_t - \Delta F_N$	F_i
29	0,065640441	11780 kN	2650 kN	9130 kN	3249,75487
28	0,065284877	11780 kN	2650 kN	9130 kN	596,016533
27	0,057260743	11780 kN	2650 kN	9130 kN	522,760422
26	0,055235009	11780 kN	2650 kN	9130 kN	504,266539
25	0,053209276	11780 kN	2650 kN	9130 kN	485,772656
24	0,051371043	11780 kN	2650 kN	9130 kN	468,990565
23	0,049337889	11780 kN	2650 kN	9130 kN	450,428933
22	0,047304734	11780 kN	2650 kN	9130 kN	431,867301
21	0,04548466	11780 kN	2650 kN	9130 kN	415,250985
20	0,043441936	11780 kN	2650 kN	9130 kN	396,601989
19	0,042127698	11780 kN	2650 kN	9130 kN	384,603686
18	0,040049028	11780 kN	2650 kN	9130 kN	365,626531
17	0,037970359	11780 kN	2650 kN	9130 kN	346,649375
16	0,03589169	11780 kN	2650 kN	9130 kN	327,67222
15	0,036248635	11780 kN	2650 kN	9130 kN	330,930941
14	0,033014572	11780 kN	2650 kN	9130 kN	301,405653
13	0,030852046	11780 kN	2650 kN	9130 kN	281,662924
12	0,028689519	11780 kN	2650 kN	9130 kN	261,920196
11	0,026526993	11780 kN	2650 kN	9130 kN	242,177468
10	0,024364466	11780 kN	2650 kN	9130 kN	222,434739
9	0,022418599	11780 kN	2650 kN	9130 kN	204,67
8	0,020234969	11780 kN	2650 kN	9130 kN	184,73461
7	0,018773249	11780 kN	2650 kN	9130 kN	171,38987
6	0,016502291	11780 kN	2650 kN	9130 kN	150,657224
5	0,014231334	11780 kN	2650 kN	9130 kN	129,924579
4	0,012373195	11780 kN	2650 kN	9130 kN	112,960753
3	0,010023854	11780 kN	2650 kN	9130 kN	91,5125091
2	0,007674513	11780 kN	2650 kN	9130 kN	70,0642648
1	0,005325173	11780 kN	2650 kN	9130 kN	48,6160205
Zemin	0,003137209	11780 kN	2650 kN	9130 kN	28,6410679
1					11780,0 kN

Çizelge 4.12: İkinci mertebe kontrolünde kullanılan deplasmanlar ($\pm 5,153$ ek dışmerkezlilikle çözümde kullanılan deplasmanlar)

Kat	X Yönü Deplasman Değerleri				Y Yönü Deplasman Değerleri			
	$(d_i)_{\max}$ (m)	$(d_i)_{\min}$ (m)	$(\Delta_i)_{\max}$	$(\Delta_i)_{\min}$	$(d_i)_{\max}$ (m)	$(d_i)_{\min}$ (m)	$(\Delta_i)_{\max}$	$(\Delta_i)_{\min}$
29	0,198884	0,151684	0,010494	0,008561	0,183194	0,179966	0,005721	0,004041
28	0,18839	0,143123	0,007384	0,006443	0,177473	0,175925	0,000988	0,002472
27	0,181006	0,13668	0,007761	0,006292	0,176485	0,173453	0,004892	0,004791
26	0,173245	0,130388	0,007995	0,006322	0,171593	0,168662	0,005855	0,005741
25	0,16525	0,124066	0,008166	0,006391	0,165738	0,162921	0,006643	0,006521
24	0,157084	0,117675	0,008272	0,006425	0,159095	0,1564	0,00728	0,007154
23	0,148812	0,11125	0,008351	0,006447	0,151815	0,149246	0,007773	0,005204
22	0,140461	0,104803	0,008333	0,006398	0,144042	0,144042	0,008116	0,010423
21	0,132128	0,098405	0,008216	0,006288	0,135926	0,133619	0,008298	0,008166
20	0,123912	0,092117	0,008159	0,006222	0,127628	0,125453	0,00831	0,008177
19	0,115753	0,085895	0,008086	0,006149	0,119318	0,117276	0,00818	0,008048
18	0,107667	0,079746	0,008015	0,006086	0,111138	0,109228	0,007889	0,007757
17	0,099652	0,07366	0,007882	0,00599	0,103249	0,101471	0,00746	0,00733
16	0,09177	0,06767	0,007595	0,005871	0,095789	0,094141	0,006748	0,00663
15	0,084175	0,061799	0,00709	0,005841	0,089041	0,087511	0,001125	0,00104
14	0,077085	0,055958	0,007094	0,005467	0,087916	0,086471	0,006492	0,006381
13	0,069991	0,050491	0,00704	0,005294	0,081424	0,08009	0,007105	0,006985
12	0,062951	0,045197	0,00691	0,005146	0,074319	0,073105	0,00747	0,00735
11	0,056041	0,040051	0,006737	0,004981	0,066849	0,065755	0,007703	0,007583
10	0,049304	0,03507	0,006522	0,00479	0,059146	0,058172	0,007771	0,007225
9	0,042782	0,03028	0,006235	0,004549	0,051375	0,050947	0,007688	0,008
8	0,036547	0,025731	0,005865	0,004253	0,043687	0,042947	0,007451	0,007341
7	0,030682	0,021478	0,005398	0,003893	0,036236	0,035606	0,007062	0,006959
6	0,025284	0,017585	0,004987	0,003568	0,029174	0,028647	0,006516	0,006419
5	0,020297	0,014017	0,004569	0,00324	0,022658	0,022228	0,005813	0,005722
4	0,015728	0,010777	0,004152	0,002919	0,016845	0,016506	0,00514	0,005056
3	0,011576	0,007858	0,00376	0,002617	0,011705	0,01145	0,004358	0,004279
2	0,007816	0,005241	0,003291	0,002258	0,007347	0,007171	0,003437	0,003366
1	0,004525	0,002983	0,002691	0,001806	0,00391	0,003805	0,002404	0,002344
Z	0,001834	0,001177	0,001834	0,001177	0,001506	0,001461	0,001506	0,001461

A1 Burulma düzensizliğinin giderilmesi için arttırılan dışmerkezlilikli sistemden elde edilen deplasman değerleri **DBYBHY 2007**'de tanımlı ikinci mertebe kontrolünde kullanıldı.

Çizelge 4.13: X Yönü ikinci mertebe kontrolü

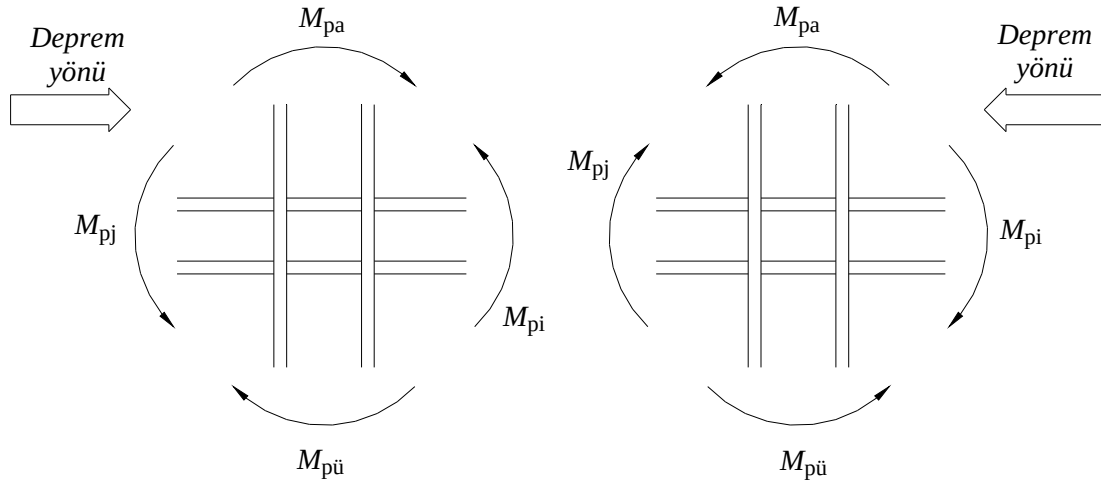
Kat	F _{ix}	V _i	W _i	Σw _i	H _i	(Δ _i) _{max}	(Δ _i) _{min}	(Δ _i) _{ort}	(Δ _i) _{ort} *ΣW _i	V _i *H _i	θ _i	Sınır	Kontrol
29	3249,755	3250	9691,4	9691,4	5,25	0,010494	0,008561	0,0095275	92,334814	17062,5	0,0054116	≤0,12	UYGUN
28	596,0165	3850	10100,0	19791,4	3,75	0,007384	0,006443	0,0069135	136,82784	14437,5	0,0094773	≤0,12	UYGUN
27	522,7604	4370	9172,0	28963,4	3,75	0,007761	0,006292	0,0070265	203,51133	16387,5	0,0124187	≤0,12	UYGUN
26	504,2665	4870	9172,0	38135,4	3,75	0,007995	0,006322	0,0071585	272,99226	18262,5	0,0149482	≤0,12	UYGUN
25	485,7727	5360	9172,0	47307,4	3,75	0,008166	0,006391	0,0072785	344,32691	20100	0,0171307	≤0,12	UYGUN
24	468,9906	5830	9205,6	56513,0	3,75	0,008272	0,006425	0,0073485	415,28578	21862,5	0,0189953	≤0,12	UYGUN
23	450,4289	6280	9205,6	65718,7	3,75	0,008351	0,006447	0,007399	486,25266	23550	0,0206477	≤0,12	UYGUN
22	431,8673	6710	9205,6	74924,3	3,75	0,008333	0,006398	0,0073655	551,85493	25162,5	0,0219316	≤0,12	UYGUN
21	415,251	7130	9248,9	84173,2	3,75	0,008216	0,006288	0,007252	610,42405	26737,5	0,0228303	≤0,12	UYGUN
20	396,602	7520	9248,9	93422,1	3,75	0,008159	0,006222	0,0071905	671,75161	28200	0,023821	≤0,12	UYGUN
19	384,6037	7910	9411,7	102833,8	3,75	0,008086	0,006149	0,0071175	731,91957	29662,5	0,0246749	≤0,12	UYGUN
18	365,6265	8270	9411,7	112245,5	3,75	0,008015	0,006086	0,0070505	791,3869	31012,5	0,0255183	≤0,12	UYGUN
17	346,6494	8620	9411,7	121657,2	3,75	0,007882	0,00599	0,006936	843,81434	32325	0,0261041	≤0,12	UYGUN
16	327,6722	8950	9411,7	131068,9	3,75	0,007595	0,005871	0,006733	882,4869	33562,5	0,0262938	≤0,12	UYGUN
15	330,9309	9280	10089,6	141158,5	3,75	0,00709	0,005841	0,0064655	912,66028	34800	0,0262259	≤0,12	UYGUN
14	301,4057	9580	9791,4	150949,9	3,75	0,007094	0,005467	0,0062805	948,04085	35925	0,0263894	≤0,12	UYGUN
13	281,6629	9860	9791,4	160741,3	3,75	0,00704	0,005294	0,006167	991,2916	36975	0,0268098	≤0,12	UYGUN
12	261,9202	10120	9791,4	170532,6	3,75	0,00691	0,005146	0,006028	1027,9705	37950	0,0270875	≤0,12	UYGUN
11	242,1775	10360	9791,4	180324,0	3,75	0,006737	0,004981	0,005859	1056,5183	38850	0,0271948	≤0,12	UYGUN
10	222,4347	10590	9791,4	190115,4	3,75	0,006522	0,00479	0,005656	1075,2927	39712,5	0,0270769	≤0,12	UYGUN
9	204,67	10790	9886,9	200002,3	3,75	0,006235	0,004549	0,005392	1078,4124	40462,5	0,0266521	≤0,12	UYGUN
8	184,7346	10980	9886,9	209889,2	3,75	0,005865	0,004253	0,005059	1061,8295	41175	0,0257882	≤0,12	UYGUN
7	171,3899	11150	10282,3	220171,5	3,75	0,005398	0,003893	0,0046455	1022,8067	41812,5	0,0244617	≤0,12	UYGUN
6	150,6572	11300	10282,3	230453,9	3,75	0,004987	0,003568	0,0042775	985,76656	42375	0,0232629	≤0,12	UYGUN
5	129,9246	11430	10282,3	240736,2	3,75	0,004569	0,00324	0,0039045	939,95449	42862,5	0,0219295	≤0,12	UYGUN
4	112,9608	11540	10637,2	251373,4	3,75	0,004152	0,002919	0,0035355	888,73066	43275	0,0205368	≤0,12	UYGUN
3	91,51251	11630	10637,2	262010,6	3,75	0,00376	0,002617	0,0031885	835,4208	43612,5	0,0191555	≤0,12	UYGUN
2	70,06426	11700	10637,2	272647,8	3,75	0,003291	0,002258	0,0027745	756,46132	43875	0,0172413	≤0,12	UYGUN
1	48,61602	11750	10637,2	283285,1	3,75	0,002691	0,001806	0,0022485	636,96655	44062,5	0,014456	≤0,12	UYGUN
Z	28,64107	11780	11214,1	294499,1	4,75	0,001834	0,001177	0,0015055	443,3684	55955	0,0079237	≤0,12	UYGUN
	11780				115								

Çizelge 4.14: Y Yönü ikinci mertebe kontrolü

Kat	F _{iy}	V _i	W _i	Σw _i	H _i	(Δ _i) _{max}	(Δ _i) _{min}	(Δ _i) _{ort}	(Δ _i) _{ort} *ΣW _i	V _i *H _i	θ _i	Sınır	Kontrol
29	3249,75487	3249,8	9691,4113	9691,411267	5,25	0,005721	0,004041	0,004881	47,303723	17062,5	0,0027724	≤0,12	UYGUN
28	596,016533	3845,8	10100,001	19791,41258	3,75	0,000988	0,002472	0,00173	34,239122	14437,5	0,0023715	≤0,12	UYGUN
27	522,760422	4368,5	9172,0093	28963,4219	3,75	0,004892	0,004791	0,0048415	140,2263	16387,5	0,0085569	≤0,12	UYGUN
26	504,266539	4872,8	9172,0093	38135,43121	3,75	0,005855	0,005741	0,005798	221,10905	18262,5	0,0121073	≤0,12	UYGUN
25	485,772656	5358,6	9172,0093	47307,44053	3,75	0,006643	0,006521	0,006582	311,37731	20100	0,0154914	≤0,12	UYGUN
24	468,990565	5827,6	9205,6093	56513,04984	3,75	0,00728	0,007154	0,007217	407,85432	21862,5	0,0186554	≤0,12	UYGUN
23	450,428933	6278	9205,6093	65718,65915	3,75	0,007773	0,005204	0,0064885	426,41578	23550	0,0181068	≤0,12	UYGUN
22	431,867301	6709,9	9205,6093	74924,26847	3,75	0,008116	0,010423	0,0092695	694,5108	25162,5	0,027601	≤0,12	UYGUN
21	415,250985	7125,1	9248,9376	84173,20606	3,75	0,008298	0,008166	0,008232	692,91378	26737,5	0,0259154	≤0,12	UYGUN
20	396,601989	7521,7	9248,9376	93422,14364	3,75	0,00831	0,008177	0,0082435	770,12508	28200	0,0273094	≤0,12	UYGUN
19	384,603686	7906,3	9411,6876	102833,8312	3,75	0,00818	0,008048	0,008114	834,39345	29662,5	0,0281296	≤0,12	UYGUN
18	365,626531	8271,9	9411,6876	112245,5188	3,75	0,007889	0,007757	0,007823	878,09655	31012,5	0,0283143	≤0,12	UYGUN
17	346,649375	8618,6	9411,6876	121657,2064	3,75	0,00746	0,00733	0,007395	899,65499	32325	0,0278316	≤0,12	UYGUN
16	327,67222	8946,3	9411,6876	131068,894	3,75	0,006748	0,00663	0,006689	876,71987	33562,5	0,026122	≤0,12	UYGUN
15	330,930941	9277,2	10089,629	141158,5229	3,75	0,001125	0,00104	0,0010825	152,80408	34800	0,0043909	≤0,12	UYGUN
14	301,405653	9578,6	9791,3721	150949,895	3,75	0,006492	0,006381	0,0064365	971,58903	35925	0,0270449	≤0,12	UYGUN
13	281,662924	9860,3	9791,3721	160741,267	3,75	0,007105	0,006985	0,007045	1132,4225	36975	0,0306267	≤0,12	UYGUN
12	261,920196	10122	9791,3721	170532,6391	3,75	0,00747	0,00735	0,00741	1263,6466	37950	0,0332977	≤0,12	UYGUN
11	242,177468	10364	9791,3721	180324,0112	3,75	0,007703	0,007583	0,007643	1378,2163	38850	0,0354753	≤0,12	UYGUN
10	222,434739	10587	9791,3721	190115,3833	3,75	0,007771	0,007225	0,007498	1425,4853	39712,5	0,0358951	≤0,12	UYGUN
9	204,67	10791	9886,9221	200002,3054	3,75	0,007688	0,008	0,007844	1568,818	40462,5	0,0387721	≤0,12	UYGUN
8	184,73461	10976	9886,9221	209889,2275	3,75	0,007451	0,007341	0,007396	1552,3405	41175	0,037701	≤0,12	UYGUN
7	171,38987	11148	10282,32	220171,5472	3,75	0,007062	0,006959	0,0070105	1543,5123	41812,5	0,0369151	≤0,12	UYGUN
6	150,657224	11298	10282,32	230453,867	3,75	0,006516	0,006419	0,0064675	1490,4606	42375	0,0351731	≤0,12	UYGUN
5	129,924579	11428	10282,32	240736,1868	3,75	0,005813	0,005722	0,0057675	1388,446	42862,5	0,032393	≤0,12	UYGUN
4	112,960753	11541	10637,22	251373,4066	3,75	0,00514	0,005056	0,005098	1281,5016	43275	0,029613	≤0,12	UYGUN
3	91,5125091	11633	10637,22	262010,6264	3,75	0,004358	0,004279	0,0043185	1131,4928	43612,5	0,0259442	≤0,12	UYGUN
2	70,0642648	11703	10637,22	272647,8462	3,75	0,003437	0,003366	0,0034015	927,41149	43875	0,0211376	≤0,12	UYGUN
1	48,6160205	11751	10637,22	283285,066	3,75	0,002404	0,002344	0,002374	672,51883	44062,5	0,0152628	≤0,12	UYGUN
Z	28,6410679	11780	11214,07	294499,1357	4,75	0,001506	0,001461	0,0014835	436,88941	55955	0,0078079	≤0,12	UYGUN
	11780				115								

4.5. Yüksek Sünek Taşıyıcı Sistemlerde Güçlü Kolon Kontrolü

Çerçeve türü sistemlerde veya perdeli-çerçeve sistemlerin çerçevelerinde, gözönüne alınan deprem doğrultusunda her bir kolon-kiriş düğüm noktasına birleşen kolonların eğilme momenti kapasitelerinin toplamı, o düğüm noktasına birleşen kirişlerin kolon yüzündeki eğilme momenti kapasitelerinin toplamının 1,1*Da katından daha büyük olmak zorundadır. Yani, **DBYBHY 2007** denklem 4.3. koşulu sağlanmalıdır ve sağlanmıştır. (**DBYBHY 2007** madde 4.3.2.1.) (Şekil 4.2) (Çizelge 4.15 ve 4.16)



Şekil 4.2: Güçlü kolon deprem yönüne göre kolon ve kiriş momentleri

$$\text{DBYBHY 2007 denk. 4.3} \quad (M_{pa} + M_{pü}) \geq 1.1D_a (M_{pi} + M_{vi} + M_{pj} + M_{vj}) \quad (4.2)$$

Tek katlı binalarda ve çok katlı binaların kolonları üst kata devam etmeyen düğüm noktalarında, **DBYBHY 2007** denklem (4.3)'ün sağlanıp sağlanmadığına bakılmayacaktır. (**DBYBHY 2007** Madde 4.3.2.3.)

Çizelge 4.15: X Yönü orta kolon güçlü kontrolü

Kat	Orta Kolon	Wp cm ³	σ _A kN/cm ²	Mc,p kN*m	N kN	A cm ²	σ _{A,-} kN/cm ²	Kolon	Kirişler	Wp cm ³	Mb,p kN*m	1,1*Da 1,1*1,2	Çapraz	Wp cm ³	Mb,p kN*m	Toplam Kiriş	Kontrol
29	HE 800 M	12490	24	2918,1	257,3	404,3	0,636		HE 360 B	2683		1,32	HE 360 B	2683	643,92	Son kat koşulu	
28	HE 800 M	12490	24	2846,5	489,13	404,3	1,21	5764,6	HE 360 B	2683	643,92	1,32	HE 360 B	2683	643,92	2549,9232	UYGUN
27	HE 800 M	12490	24	2409,3	1904,2	404,3	4,71	5255,8	HE 360 B	2683	643,92	1,32	HE 360 B	2683	643,92	2549,9232	UYGUN
26	HE 800 M	12490	24	2388,7	1971,1	404,3	4,875	4798	HE 360 B	2683	643,92	1,32	HE 360 B	2683	643,92	2549,9232	UYGUN
25	HE 800 M	12490	24	2382,4	1991,3	404,3	4,925	4771,1	HE 360 B	2683	643,92	1,32	HE 360 B	2683	643,92	2549,9232	UYGUN
24	HE 900 M	14440	24	2777,8	2017,8	423,6	4,763	5160,2	HE 360 B	2683	643,92	1,32	HE 360 B	2683	643,92	2549,9232	UYGUN
23	HE 900 M	14440	24	2761	2067,1	423,6	4,88	5538,7	HE 360 B	2683	643,92	1,32	HE 360 B	2683	643,92	2549,9232	UYGUN
22	HE 900 M	14440	24	2749,8	2099,9	423,6	4,957	5510,8	HE 360 B	2683	643,92	1,32	HE 360 B	2683	643,92	2549,9232	UYGUN
21	HE 900 M	14440	24	2749,4	2101,1	423,6	4,96	5499,2	HE 400 B	3232	775,68	1,32	HE 400 B	3232	775,68	3071,6928	UYGUN
20	HE 900 M	14440	24	2710,3	2215,6	423,6	5,23	5459,7	HE 400 B	3232	775,68	1,32	HE 400 B	3232	775,68	3071,6928	UYGUN
19	HE 1000 M	16570	24	3120,7	2295,1	444,2	5,167	5831	HE 400 B	3232	775,68	1,32	HE 400 B	3232	775,68	3071,6928	UYGUN
18	HE 1000 M	16570	24	2903,6	2877,1	444,2	6,477	6024,3	HE 400 B	3232	775,68	1,32	HE 400 B	3232	775,68	3071,6928	UYGUN
17	HE 1000 M	16570	24	2794,9	3168,3	444,2	7,133	5698,5	HE 400 B	3232	775,68	1,32	HE 400 B	3232	775,68	3071,6928	UYGUN
16	HE 1000 M	16570	24	2635,4	3596,1	444,2	8,095	5430,3	HE 400 B	3232	775,68	1,32	HE 400 B	3232	775,68	3071,6928	UYGUN
15	HE 1000 M	16570	24	2480,2	4012,1	444,2	9,032	5115,6	HE 450 B	3982	955,68	1,32	HE 450 B	3982	955,68	3784,4928	UYGUN
14	HE 1000 x 488	20770	24	3469,6	4537,5	622	7,295	5949,8	HE 450 B	3982	955,68	1,32	HE 450 B	3982	955,68	3784,4928	UYGUN
13	HE 1000 x 488	20770	24	3510,5	4415,1	622	7,098	6980,2	HE 450 B	3982	955,68	1,32	HE 450 B	3982	955,68	3784,4928	UYGUN
12	HE 1000 x 488	20770	24	3875,4	3322,2	622	5,341	7386	HE 450 B	3982	955,68	1,32	HE 450 B	3982	955,68	3784,4928	UYGUN
11	HE 1000 x 488	20770	24	3799,8	3548,7	622	5,705	7675,2	HE 450 B	3982	955,68	1,32	HE 450 B	3982	955,68	3784,4928	UYGUN
10	HE 1000 x 488	20770	24	3735,6	3741,1	622	6,014	7535,4	HE 450 B	3982	955,68	1,32	HE 450 B	3982	955,68	3784,4928	UYGUN
9	HE 1000 x 579	27500	24	5124,1	3955,3	737	5,367	8859,7	HE 450 B	3982	955,68	1,32	HE 450 B	3982	955,68	3784,4928	UYGUN
8	HE 1000 x 579	27500	24	5036,9	4189,2	737	5,684	10161	HE 450 B	3982	955,68	1,32	HE 450 B	3982	955,68	3784,4928	UYGUN
7	HE 1000 x 579	27500	24	4956,3	4405,1	737	5,977	9993,2	HE 500 B	4815	1155,6	1,32	HE 500 B	4815	1155,6	4576,176	UYGUN
6	HE 1000 x 579	27500	24	4868,1	4641,4	737	6,298	9824,5	HE 500 B	4815	1155,6	1,32	HE 500 B	4815	1155,6	4576,176	UYGUN
5	HE 1000 x 579	27500	24	4209,5	6406,6	737	8,693	9077,6	HE 500 B	4815	1155,6	1,32	HE 500 B	4815	1155,6	4576,176	UYGUN
4	HL 1000 x 748	37880	24	6323,8	6965,2	953,4	7,306	10533	HE 500 B	4815	1155,6	1,32	HE 500 B	4815	1155,6	4576,176	UYGUN
3	HL 1000 x 748	37880	24	6106,2	7512,9	953,4	7,88	12430	HE 500 B	4815	1155,6	1,32	HE 500 B	4815	1155,6	4576,176	UYGUN
2	HL 1000 x 748	37880	24	5890,4	8056,1	953,4	8,45	11997	HE 500 B	4815	1155,6	1,32	HE 500 B	4815	1155,6	4576,176	UYGUN
1	HL 1000 x 748	37880	24	5675,2	8597,7	953,4	9,018	11566	HE 500 B	4815	1155,6	1,32	HE 500 B	4815	1155,6	4576,176	UYGUN
Z	HL 1000 x 748	37880	24	5451,3	9161,3	953,4	9,609	11127	HE 500 B	4815	1155,6	1,32	HE 500 B	4815	1155,6	4576,176	UYGUN

Çizelge 4.16: X Yönü dış kolon güçlü kolon kontrolü

Kat	Dış Kolon	Wp cm ³	σ _A kN/cm ²	Mc,p kN*m	N kN	A cm ²	σ _{A,-} kN/cm ²	Kolon	Kirişler	Wp cm ³	Mb,p kN*m	1,1*Da 1,1*1,2	Çapraz	Wp cm ³	Mb,p kN*m	Toplam Kiriş	Kontrol
29	HE 900 M	12490	24	2959,6	123,11	423,6	0,3		HE 360 B	2683		1,32	HE 360 B	2683	643,92	Son kat koşulu	
28	HE 900 M	12490	24	2841,8	504,46	423,6	1,25	5801,33	HE 360 B	2683	643,92	1,32	HE 360 B	2683	643,92	2549,9232	UYGUN
27	HE 900 M	12490	24	2427,	1846,9	423,6	4,57	5268,79	HE 360 B	2683	643,92	1,32	HE 360 B	2683	643,92	2549,9232	UYGUN
26	HE 900 M	12490	24	2395,5	1948,9	423,6	4,82	4822,57	HE 360 B	2683	643,92	1,32	HE 360 B	2683	643,92	2549,9232	UYGUN
25	HE 900 M	12490	24	2387,1	1976,1	423,6	4,89	4782,68	HE 360 B	2683	643,92	1,32	HE 360 B	2683	643,92	2549,9232	UYGUN
24	HE 1000 M	14440	24	2761	2067,1	444,2	4,88	5148,09	HE 360 B	2683	643,92	1,32	HE 360 B	2683	643,92	2549,9232	UYGUN
23	HE 1000 M	14440	24	2733,5	2147,6	444,2	5,07	5494,45	HE 360 B	2683	643,92	1,32	HE 360 B	2683	643,92	2549,9232	UYGUN
22	HE 1000 M	14440	24	2712,6	2208,8	444,2	5,21	5446,15	HE 360 B	2683	643,92	1,32	HE 360 B	2683	643,92	2549,9232	UYGUN
21	HE 1000 M	14440	24	2661,5	2358,8	444,2	5,57	5374,15	HE 400 B	3232	775,68	1,32	HE 400 B	3232	775,68	3071,6928	UYGUN
20	HE 1000 M	14440	24	2552,1	2679,8	444,2	6,33	5213,58	HE 400 B	3232	775,68	1,32	HE 400 B	3232	775,68	3071,6928	UYGUN
19	HE 1000 x 488	16570	24	2810,5	3126,6	622	7,04	5362,57	HE 400 B	3232	775,68	1,32	HE 400 B	3232	775,68	3071,6928	UYGUN
18	HE 1000 x 488	16570	24	2634,5	3598,5	622	8,1	5444,93	HE 400 B	3232	775,68	1,32	HE 400 B	3232	775,68	3071,6928	UYGUN
17	HE 1000 x 488	16570	24	2443,7	4109,8	622	9,25	5078,17	HE 400 B	3232	775,68	1,32	HE 400 B	3232	775,68	3071,6928	UYGUN
16	HE 1000 x 488	16570	24	2236,5	4665,4	622	10,5	4680,19	HE 400 B	3232	775,68	1,32	HE 400 B	3232	775,68	3071,6928	UYGUN
15	HE 1000 x 488	16570	24	2140,5	4922,6	622	11,08	4376,99	HE 450 B	3982	955,68	1,32	HE 450 B	3982	955,68	3784,4928	UYGUN
14	HE 1000 x 579	20770	24	3300,4	5044,3	737	8,11	5440,91	HE 450 B	3982	955,68	1,32	HE 450 B	3982	955,68	3784,4928	UYGUN
13	HE 1000 x 579	20770	24	3258,8	5168,9	737	8,31	6559,17	HE 450 B	3982	955,68	1,32	HE 450 B	3982	955,68	3784,4928	UYGUN
12	HE 1000 x 579	20770	24	3204,3	5332,1	737	8,57	6463,07	HE 450 B	3982	955,68	1,32	HE 450 B	3982	955,68	3784,4928	UYGUN
11	HE 1000 x 579	20770	24	3108,6	5618,7	737	9,03	6312,86	HE 450 B	3982	955,68	1,32	HE 450 B	3982	955,68	3784,4928	UYGUN
10	HE 1000 x 579	20770	24	3015,2	5898,4	737	9,48	6123,76	HE 450 B	3982	955,68	1,32	HE 450 B	3982	955,68	3784,4928	UYGUN
9	HE 1000 x 579	27500	24	4268,8	6247,6	737	8,48	7284	HE 450 B	3982	955,68	1,32	HE 450 B	3982	955,68	3784,4928	UYGUN
8	HE 1000 x 579	27500	24	4128,4	6624,	737	8,99	8397,16	HE 450 B	3982	955,68	1,32	HE 450 B	3982	955,68	3784,4928	UYGUN
7	HE 1000 x 579	27500	24	3984,6	7009,2	737	9,51	8112,99	HE 500 B	4815	1155,6	1,32	HE 500 B	4815	1155,6	4576,176	UYGUN
6	HE 1000 x 579	27500	24	3830,5	7422,3	737	10,07	7815,13	HE 500 B	4815	1155,6	1,32	HE 500 B	4815	1155,6	4576,176	UYGUN
5	HE 1000 x 579	27500	24	3613,7	8003,3	737	10,86	7444,19	HE 500 B	4815	1155,6	1,32	HE 500 B	4815	1155,6	4576,176	UYGUN
4	HL 1000 x 748	37880	24	5650,7	8659,3	953,4	9,08	9264,41	HE 500 B	4815	1155,6	1,32	HE 500 B	4815	1155,6	4576,176	UYGUN
3	HL 1000 x 748	37880	24	5401,7	9286,2	953,4	9,74	11052,4	HE 500 B	4815	1155,6	1,32	HE 500 B	4815	1155,6	4576,176	UYGUN
2	HL 1000 x 748	37880	24	5138,3	9949	953,4	10,44	10540	HE 500 B	4815	1155,6	1,32	HE 500 B	4815	1155,6	4576,176	UYGUN
1	HL 1000 x 748	37880	24	4859,8	10650	953,4	11,17	9998,11	HE 500 B	4815	1155,6	1,32	HE 500 B	4815	1155,6	4576,176	UYGUN
Z	HL 1000 x 748	37880	24	4567	11387	953,4	11,94	9426,81	HE 500 B	4815	1155,6	1,32	HE 500 B	4815	1155,6	4576,176	UYGUN

Deprem Y yönü için kolonların kirişlerden daha güçlü olma koşulunun kontrolünün aranması gereksizdir, çünkü Y yönlü kat kirişlerinin kolonlara mafsallı bağlanması sebebiyle kontrolüne gerek yoktur.

4.6. Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçevelerin Moment Aktaran Kiriş-Kolon birleşimlerinin Kontrolü

4.6.1. Görelî kat ötelemesi açısı kontrolü (DBYBHY 2007 md. 4.3.4.1.a.)

Moment aktaran kiriş kolon birleşimleri en az 0,04 radyan görelî kat ötelemesi açısı'nı sağlayacak kapasitede olacaktır. Bunun için, deneysel ve/veya analitik yöntemlerle geçerliliği kanıtlanmış olan detaylar kullanılacaktır. (Çizelge 4.17)

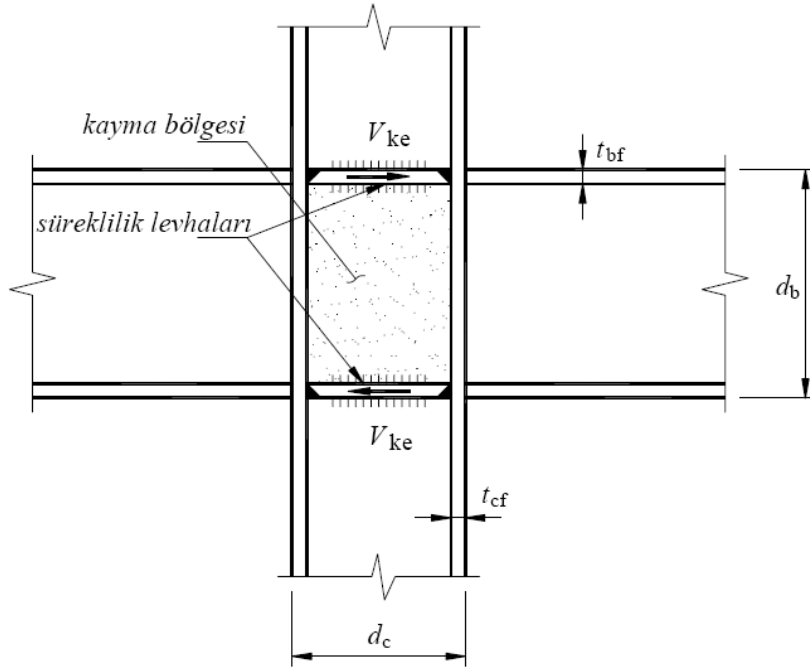
Çizelge 4.17: X Yönü görelî kat ötelemesi açısının kontrolü

	Joint	Output Case	CaseType	U ₁ -X	Δ_i	H _i	$\Delta/H_i=\theta_i$	θ_i	Durum
Kat	Text	Text	Text	m	m	m	Radyan	Radyan	
Zemin	20	C1E_9	Combination	0,001834	0,001834	4,75	0,0003861	0,04	UYGUN
1	184	C1E_9	Combination	0,004525	0,002691	3,75	0,0007176	0,04	UYGUN
2	1823	C1E_9	Combination	0,007816	0,003291	3,75	0,0008776	0,04	UYGUN
3	1827	C1E_9	Combination	0,011576	0,00376	3,75	0,0010027	0,04	UYGUN
4	1831	C1E_9	Combination	0,015728	0,004152	3,75	0,0011072	0,04	UYGUN
5	3614	C1E_9	Combination	0,020297	0,004569	3,75	0,0012184	0,04	UYGUN
6	1839	C1E_9	Combination	0,025284	0,004987	3,75	0,0013299	0,04	UYGUN
7	1841	C1E_9	Combination	0,030682	0,005398	3,75	0,0014395	0,04	UYGUN
8	1845	C1E_9	Combination	0,036547	0,005865	3,75	0,001564	0,04	UYGUN
9	1847	C1E_9	Combination	0,042782	0,006235	3,75	0,0016627	0,04	UYGUN
10	1849	C1E_9	Combination	0,049304	0,006522	3,75	0,0017392	0,04	UYGUN
11	1851	C1E_9	Combination	0,056041	0,006737	3,75	0,0017965	0,04	UYGUN
12	1853	C1E_9	Combination	0,062951	0,00691	3,75	0,0018427	0,04	UYGUN
13	1855	C1E_9	Combination	0,069991	0,00704	3,75	0,0018773	0,04	UYGUN
14	1857	C1E_9	Combination	0,077085	0,007094	3,75	0,0018917	0,04	UYGUN
15	1887	C1E_9	Combination	0,084175	0,00709	3,75	0,0018907	0,04	UYGUN
16	1889	C1E_9	Combination	0,09177	0,007595	3,75	0,0020253	0,04	UYGUN
17	1891	C1E_9	Combination	0,099652	0,007882	3,75	0,0021019	0,04	UYGUN
18	1893	C1E_9	Combination	0,107667	0,008015	3,75	0,0021373	0,04	UYGUN
19	1895	C1E_9	Combination	0,115753	0,008086	3,75	0,0021563	0,04	UYGUN
20	1898	C1E_9	Combination	0,123912	0,008159	3,75	0,0021757	0,04	UYGUN
21	1916	C1E_9	Combination	0,132128	0,008216	3,75	0,0021909	0,04	UYGUN
22	1918	C1E_9	Combination	0,140461	0,008333	3,75	0,0022221	0,04	UYGUN
23	1920	C1E_9	Combination	0,148812	0,008351	3,75	0,0022269	0,04	UYGUN
24	1922	C1E_9	Combination	0,157084	0,008272	3,75	0,0022059	0,04	UYGUN
25	1924	C1E_9	Combination	0,16525	0,008166	3,75	0,0021776	0,04	UYGUN
26	1926	C1E_9	Combination	0,173245	0,007995	3,75	0,002132	0,04	UYGUN
27	1928	C1E_9	Combination	0,181006	0,007761	3,75	0,0020696	0,04	UYGUN
28	1930	C1E_9	Combination	0,18839	0,007384	3,75	0,0019691	0,04	UYGUN
29	10220	C1E_9	Combination	0,198884	0,010494	5,25	0,0019989	0,04	UYGUN

Deprem Y yönü kontrolü mafsallı kolon kiriş birleşimi olması neticesiyle gerekli değildir.

4.6.2. DBYBHY 2007 4.3.4.1.b. Maddesinin Kontrolü

Bu çalışmanın, md. 6.1.4.'deki hesaplar, **DBYBHY 2007** md. 4.3.4.1.b.'deki esaslara uygun olarak çözülmüştür.



Şekil 4.3: Kolon ve kiriş başlıklarının sınırladığı kayma bölgesinin gösterimi

4.6.3. Kayma bölgesi kontrolü (DBYBHY 2007 md. 4.3.4.3.a ve . 4.3.4.3.b)

Moment aktaran kiriş kolon birleşim detayında, kolon ve kiriş başlıklarının sınırladığı kayma bölgesi aşağıdaki koşulları sağlayacak şekilde boyutlandırılmalıdır.

$$V_{ke} = 0.8 \sum M_p \left(\frac{1}{d_b} - \frac{1}{H_{ort}} \right) \quad (4.3)$$

Kayma bölgesinin gerekli V_{ke} kesme kuvveti dayanımı; Düğüm noktasına birleşen kirişlerin kolon yüzündeki eğilme momenti kapasiteleri toplamının 0,80 katından meydana gelen kesme kuvvetine eşit olarak alınacaktır. V_p kesme kuvveti kapasitesi;

$$V_p = 0.6 \sigma_a d_c t_p \left[1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right] \text{ denklemleri vasıtasıyla hesaplanacaktır.}$$

Kayma bölgesinin yeterli kesme dayanımına sahip olması için $V_p \geq V_{ke}$ olmalıdır.

Çizelge 4.18: (1 ve 4) Dış aksdaki kolonlar için V_{ke} 'nin hesabı

Kat	H_i	Katsayı	Kiriş	W_p (cm ³)	σ_A kN/cm ²	$M_{beam,p}$ kN*m	d_b (m)	H_{ort} (m)	V_{ke} (kN)
29	5,25	0,8	HE 360B	2683	24	643,92	0,36	2,63	1235,0641
28	3,75	0,8	HE 360B	2683	24	643,92	0,36	4,5	1316,4587
27	3,75	0,8	HE 360B	2683	24	643,92	0,36	3,75	1293,5637
26	3,75	0,8	HE 360B	2683	24	643,92	0,36	3,75	1293,5637
25	3,75	0,8	HE 360B	2683	24	643,92	0,36	3,75	1293,5637
24	3,75	0,8	HE 360B	2683	24	643,92	0,36	3,75	1293,5637
23	3,75	0,8	HE 360B	2683	24	643,92	0,36	3,75	1293,5637
22	3,75	0,8	HE 360B	2683	24	643,92	0,36	3,75	1293,5637
21	3,75	0,8	HE 400B	3232	24	775,68	0,4	3,75	1385,8816
20	3,75	0,8	HE 400B	3232	24	775,68	0,4	3,75	1385,8816
19	3,75	0,8	HE 400B	3232	24	775,68	0,4	3,75	1385,8816
18	3,75	0,8	HE 400B	3232	24	775,68	0,4	3,75	1385,8816
17	3,75	0,8	HE 400B	3232	24	775,68	0,4	3,75	1385,8816
16	3,75	0,8	HE 400B	3232	24	775,68	0,4	3,75	1385,8816
15	3,75	0,8	HE 450B	3982	24	955,68	0,45	3,75	1495,1083
14	3,75	0,8	HE 450B	3982	24	955,68	0,45	3,75	1495,1083
13	3,75	0,8	HE 450B	3982	24	955,68	0,45	3,75	1495,1083
12	3,75	0,8	HE 450B	3982	24	955,68	0,45	3,75	1495,1083
11	3,75	0,8	HE 450B	3982	24	955,68	0,45	3,75	1495,1083
10	3,75	0,8	HE 450B	3982	24	955,68	0,45	3,75	1495,1083
9	3,75	0,8	HE 450B	3982	24	955,68	0,45	3,75	1495,1083
8	3,75	0,8	HE 450B	3982	24	955,68	0,45	3,75	1495,1083
7	3,75	0,8	HE 500 B	4815	24	1155,6	0,5	3,75	1602,432
6	3,75	0,8	HE 500 B	4815	24	1155,6	0,5	3,75	1602,432
5	3,75	0,8	HE 500 B	4815	24	1155,6	0,5	3,75	1602,432
4	3,75	0,8	HE 500 B	4815	24	1155,6	0,5	3,75	1602,432
3	3,75	0,8	HE 500 B	4815	24	1155,6	0,5	3,75	1602,432
2	3,75	0,8	HE 500 B	4815	24	1155,6	0,5	3,75	1602,432
1	3,75	0,8	HE 500 B	4815	24	1155,6	0,5	3,75	1602,432
Z	4,75	0,8	HE 500 B	4815	24	1155,6	0,5	4,25	1631,4353

Çizelge 4.19: (1 ve 4) Kenar akslardaki kolonların V_p 'nin hesabı ve V_{ke} ile uygunluğunun kontrolü

Dış Kolonlar		dc	db	bcf	tcf	tp		V_{ke}	V_p	Durum
Kolon	kiriş	m	m	m	m	m	Kat sayı	kN	kN	$V_p > V_{ke}$
HE 900 M	HE 360B	0,91	0,36	0,302	0,04	0,021	0,6	1235,0641	3331,68	UYGUN
HE 900 M	HE 360B	0,91	0,36	0,302	0,04	0,021	0,6	1316,4587	3331,68	UYGUN
HE 900 M	HE 360B	0,91	0,36	0,302	0,04	0,021	0,6	1293,5637	3331,68	UYGUN
HE 900 M	HE 360B	0,91	0,36	0,302	0,04	0,021	0,6	1293,5637	3331,68	UYGUN
HE 900 M	HE 360B	0,91	0,36	0,302	0,04	0,021	0,6	1293,5637	3331,68	UYGUN
HE 1000 M	HE 360B	1,01	0,36	0,302	0,04	0,021	0,6	1293,5637	3628,032	UYGUN
HE 1000 M	HE 360B	1,01	0,36	0,302	0,04	0,021	0,6	1293,5637	3628,032	UYGUN
HE 1000 M	HE 360B	1,01	0,36	0,302	0,04	0,021	0,6	1293,5637	3628,032	UYGUN
HE 1000 M	HE 400B	1,01	0,4	0,302	0,04	0,021	0,6	1385,8816	3570,048	UYGUN
HE 1000 M	HE 400B	1,01	0,4	0,302	0,04	0,021	0,6	1385,8816	3570,048	UYGUN
HE 1000 x 488	HE 400B	1,04	0,4	0,311	0,054	0,03	0,6	1385,8816	5454,9461	UYGUN
HE 1000 x 488	HE 400B	1,04	0,4	0,311	0,054	0,03	0,6	1385,8816	5454,9461	UYGUN
HE 1000 x 488	HE 400B	1,04	0,4	0,311	0,054	0,03	0,6	1385,8816	5454,9461	UYGUN
HE 1000 x 488	HE 400B	1,04	0,4	0,311	0,054	0,03	0,6	1385,8816	5454,9461	UYGUN
HE 1000 x 488	HE 450B	1,04	0,45	0,311	0,054	0,03	0,6	1495,1083	5346,121	UYGUN
HE 1000 x 579	HE 450B	1,06	0,45	0,316	0,064	0,035	0,6	1495,1083	6564,8026	UYGUN
HE 1000 x 579	HE 450B	1,06	0,45	0,316	0,064	0,035	0,6	1495,1083	6564,8026	UYGUN
HE 1000 x 579	HE 450B	1,06	0,45	0,316	0,064	0,035	0,6	1495,1083	6564,8026	UYGUN
HE 1000 x 579	HE 450B	1,06	0,45	0,316	0,064	0,035	0,6	1495,1083	6564,8026	UYGUN
HE 1000 x 579	HE 450B	1,06	0,45	0,316	0,064	0,035	0,6	1495,1083	6564,8026	UYGUN
HE 1000 x 579	HE 450B	1,06	0,45	0,316	0,064	0,035	0,6	1495,1083	6564,8026	UYGUN
HE 1000 x 579	HE 450B	1,06	0,45	0,316	0,064	0,035	0,6	1495,1083	6564,8026	UYGUN
HE 1000 x 579	HE 500 B	1,06	0,5	0,316	0,064	0,035	0,6	1602,432	6440,5463	UYGUN
HE 1000 x 579	HE 500 B	1,06	0,5	0,316	0,064	0,035	0,6	1602,432	6440,5463	UYGUN
HE 1000 x 579	HE 500 B	1,06	0,5	0,316	0,064	0,035	0,6	1602,432	6440,5463	UYGUN
HL 1000 x 748	HE 500 B	1,07	0,5	0,417	0,07	0,039	0,6	1602,432	7763,2992	UYGUN
HL 1000 x 748	HE 500 B	1,07	0,5	0,417	0,07	0,039	0,6	1602,432	7763,2992	UYGUN
HL 1000 x 748	HE 500 B	1,07	0,5	0,417	0,07	0,039	0,6	1602,432	7763,2992	UYGUN
HL 1000 x 748	HE 500 B	1,07	0,5	0,417	0,07	0,039	0,6	1602,432	7763,2992	UYGUN
HL 1000 x 748	HE 500 B	1,07	0,5	0,417	0,07	0,039	0,6	1631,4353	7763,2992	UYGUN

Çizelge 4.20: (2 ve 3) Orta akslardaki kolonlar için V_{ke} 'nin hesabı

Kat	H_i	Katsayı	Kiriş	W_p (cm^3)	σ_A (kN/cm^2)	$M_{beam,p}$ ($kN*m$)	d_b (m)	H_{ort} (m)	V_{ke} (kN)
29	5,25	0,8	HE 360B	2683	24	643,92	0,36	2,63	2470,1283
28	3,75	0,8	HE 360B	2683	24	643,92	0,36	4,5	2632,9173
27	3,75	0,8	HE 360B	2683	24	643,92	0,36	3,75	2587,1275
26	3,75	0,8	HE 360B	2683	24	643,92	0,36	3,75	2587,1275
25	3,75	0,8	HE 360B	2683	24	643,92	0,36	3,75	2587,1275
24	3,75	0,8	HE 360B	2683	24	643,92	0,36	3,75	2587,1275
23	3,75	0,8	HE 360B	2683	24	643,92	0,36	3,75	2587,1275
22	3,75	0,8	HE 360B	2683	24	643,92	0,36	3,75	2587,1275
21	3,75	0,8	HE 400B	3232	24	775,68	0,4	3,75	2771,7632
20	3,75	0,8	HE 400B	3232	24	775,68	0,4	3,75	2771,7632
19	3,75	0,8	HE 400B	3232	24	775,68	0,4	3,75	2771,7632
18	3,75	0,8	HE 400B	3232	24	775,68	0,4	3,75	2771,7632
17	3,75	0,8	HE 400B	3232	24	775,68	0,4	3,75	2771,7632
16	3,75	0,8	HE 400B	3232	24	775,68	0,4	3,75	2771,7632
15	3,75	0,8	HE 450B	3982	24	955,68	0,45	3,75	2990,2165
14	3,75	0,8	HE 450B	3982	24	955,68	0,45	3,75	2990,2165
13	3,75	0,8	HE 450B	3982	24	955,68	0,45	3,75	2990,2165
12	3,75	0,8	HE 450B	3982	24	955,68	0,45	3,75	2990,2165
11	3,75	0,8	HE 450B	3982	24	955,68	0,45	3,75	2990,2165
10	3,75	0,8	HE 450B	3982	24	955,68	0,45	3,75	2990,2165
9	3,75	0,8	HE 450B	3982	24	955,68	0,45	3,75	2990,2165
8	3,75	0,8	HE 450B	3982	24	955,68	0,45	3,75	2990,2165
7	3,75	0,8	HE 500 B	4815	24	1155,6	0,5	3,75	3204,864
6	3,75	0,8	HE 500 B	4815	24	1155,6	0,5	3,75	3204,864
5	3,75	0,8	HE 500 B	4815	24	1155,6	0,5	3,75	3204,864
4	3,75	0,8	HE 500 B	4815	24	1155,6	0,5	3,75	3204,864
3	3,75	0,8	HE 500 B	4815	24	1155,6	0,5	3,75	3204,864
2	3,75	0,8	HE 500 B	4815	24	1155,6	0,5	3,75	3204,864
1	3,75	0,8	HE 500 B	4815	24	1155,6	0,5	3,75	3204,864
Z	4,75	0,8	HE 500 B	4815	24	1155,6	0,5	4,25	3262,8706
Z	4,75	0,8	HE 500 B	4815	2,4	1155,6	0,8	4,75	1921,9453

Çizelge 4.21: (2 ve 3) Orta akslardaki kolonların V_p 'nin hesabı ve V_{ke} ile uygunluğunun kontrolü

Orta Kolonlar		dc	db	b _{cf}	t _{cf}	t _p		V_{ke}	V_p	Durum
Kolon	kiriş	m	m	m	m	m	Kat sayı	kN	kN	$V_p > V_{ke}$
HE 800 M	HE 360B	0,81	0,36	0,303	0,04	0,021	0,6	2470,1283	3043,296	UYGUN
HE 800 M	HE 360B	0,81	0,36	0,303	0,04	0,021	0,6	2632,9173	3043,296	UYGUN
HE 800 M	HE 360B	0,81	0,36	0,303	0,04	0,021	0,6	2587,1275	3043,296	UYGUN
HE 800 M	HE 360B	0,81	0,36	0,303	0,04	0,021	0,6	2587,1275	3043,296	UYGUN
HE 800 M	HE 360B	0,81	0,36	0,303	0,04	0,021	0,6	2587,1275	3043,296	UYGUN
HE 900 M	HE 360B	0,91	0,36	0,302	0,04	0,021	0,6	2587,1275	3331,68	UYGUN
HE 900 M	HE 360B	0,91	0,36	0,302	0,04	0,021	0,6	2587,1275	3331,68	UYGUN
HE 900 M	HE 360B	0,91	0,36	0,302	0,04	0,021	0,6	2587,1275	3331,68	UYGUN
HE 900 M	HE 400B	0,91	0,4	0,302	0,04	0,021	0,6	2771,7632	3273,696	UYGUN
HE 900 M	HE 400B	0,91	0,4	0,302	0,04	0,021	0,6	2771,7632	3273,696	UYGUN
HE 1000 M	HE 400B	1,01	0,4	0,302	0,04	0,021	0,6	2771,7632	3570,048	UYGUN
HE 1000 M	HE 400B	1,01	0,4	0,302	0,04	0,021	0,6	2771,7632	3570,048	UYGUN
HE 1000 M	HE 400B	1,01	0,4	0,302	0,04	0,021	0,6	2771,7632	3570,048	UYGUN
HE 1000 M	HE 400B	1,01	0,4	0,302	0,04	0,021	0,6	2771,7632	3570,048	UYGUN
HE 1000 M	HE 450B	1,01	0,45	0,302	0,04	0,021	0,6	2990,2165	3512,064	UYGUN
HE 1000 x 488	HE 450B	1,04	0,45	0,311	0,054	0,03	0,6	2990,2165	5346,121	UYGUN
HE 1000 x 488	HE 450B	1,04	0,45	0,311	0,054	0,03	0,6	2990,2165	5346,121	UYGUN
HE 1000 x 488	HE 450B	1,04	0,45	0,311	0,054	0,03	0,6	2990,2165	5346,121	UYGUN
HE 1000 x 488	HE 450B	1,04	0,45	0,311	0,054	0,03	0,6	2990,2165	5346,121	UYGUN
HE 1000 x 488	HE 450B	1,04	0,45	0,311	0,054	0,03	0,6	2990,2165	5346,121	UYGUN
HE 1000 x 579	HE 450B	1,06	0,45	0,316	0,064	0,035	0,6	2990,2165	6564,8026	UYGUN
HE 1000 x 579	HE 450B	1,06	0,45	0,316	0,064	0,035	0,6	2990,2165	6564,8026	UYGUN
HE 1000 x 579	HE 500B	1,06	0,5	0,316	0,064	0,035	0,6	3204,864	6440,5463	UYGUN
HE 1000 x 579	HE 500B	1,06	0,5	0,316	0,064	0,035	0,6	3204,864	6440,5463	UYGUN
HE 1000 x 579	HE 500B	1,06	0,5	0,316	0,064	0,035	0,6	3204,864	6440,5463	UYGUN
HL 1000 x 748	HE 500B	1,07	0,5	0,417	0,07	0,039	0,6	3204,864	7763,2992	UYGUN
HL 1000 x 748	HE 500B	1,07	0,5	0,417	0,07	0,039	0,6	3204,864	7763,2992	UYGUN
HL 1000 x 748	HE 500B	1,07	0,5	0,417	0,07	0,039	0,6	3204,864	7763,2992	UYGUN
HL 1000 x 748	HE 500B	1,07	0,5	0,417	0,07	0,039	0,6	3204,864	7763,2992	UYGUN
HL 1000 x 748	HE 500B	1,07	0,5	0,417	0,07	0,039	0,6	3262,8706	7763,2992	UYGUN

Çizelge 4.19 ve 4.21’da uygun görünen birleşim bölgelerinde, ek levha eklemeye gerek olmadığı anlamına gelmektedir. Eğer yetersiz olan birleşim yerleri olmuş olsaydı, gerekli boyutlarda takviye levhaları kullanılacak veya kayma bölgesine köşegen doğrultusunda berkitme levhaları eklenecekti.

4.6.4. Seçilen kolon profillerinin gövde kalınlıklarının kontrolü

(DBYBHY 2007 md. 4.3.4.3.c)

Çizelge 4.22: (1 ve 4) Dış akslardaki kolonların gövdelerini desteklemek için takviye levhasının gerekliliğinin gösterimi.

Dış Aks						Kayma Çevresi		
Kat	Dış Kolon	d_{kolon}	Kiriş	$d_{kiriş}$	t_w -Kolon	u (m)	$t_{min}=u/180$	$t_w > t_{min}$
29	HE 900 M	0,77	HE 360 B	0,261	0,021	2,062	0,011	UYGUN
28	HE 900 M	0,77	HE 360 B	0,261	0,021	2,062	0,011	UYGUN
27	HE 900 M	0,77	HE 360 B	0,261	0,021	2,062	0,011	UYGUN
26	HE 900 M	0,77	HE 360 B	0,261	0,021	2,062	0,011	UYGUN
25	HE 900 M	0,77	HE 360 B	0,261	0,021	2,062	0,011	UYGUN
24	HE 1000 M	0,868	HE 360 B	0,261	0,021	2,258	0,013	UYGUN
23	HE 1000 M	0,868	HE 360 B	0,261	0,021	2,258	0,013	UYGUN
22	HE 1000 M	0,868	HE 360 B	0,261	0,021	2,258	0,013	UYGUN
21	HE 1000 M	0,868	HE 400 B	0,298	0,021	2,332	0,013	UYGUN
20	HE 1000 M	0,868	HE 400 B	0,298	0,021	2,332	0,013	UYGUN
19	HE 1000 x 488	0,868	HE 400 B	0,298	0,03	2,332	0,013	UYGUN
18	HE 1000 x 488	0,868	HE 400 B	0,298	0,03	2,332	0,013	UYGUN
17	HE 1000 x 488	0,868	HE 400 B	0,298	0,03	2,332	0,013	UYGUN
16	HE 1000 x 488	0,868	HE 400 B	0,298	0,03	2,332	0,013	UYGUN
15	HE 1000 x 488	0,868	HE 450 B	0,344	0,03	2,424	0,013	UYGUN
14	HE 1000 x 579	0,868	HE 450 B	0,344	0,035	2,424	0,013	UYGUN
13	HE 1000 x 579	0,868	HE 450 B	0,344	0,035	2,424	0,013	UYGUN
12	HE 1000 x 579	0,868	HE 450 B	0,344	0,035	2,424	0,013	UYGUN
11	HE 1000 x 579	0,868	HE 450 B	0,344	0,035	2,424	0,013	UYGUN
10	HE 1000 x 579	0,868	HE 450 B	0,344	0,035	2,424	0,013	UYGUN
9	HE 1000 x 579	0,868	HE 450 B	0,344	0,035	2,424	0,013	UYGUN
8	HE 1000 x 579	0,868	HE 450 B	0,344	0,035	2,424	0,013	UYGUN
7	HE 1000 x 579	0,868	HE 500 B	0,39	0,035	2,516	0,014	UYGUN
6	HE 1000 x 579	0,868	HE 500 B	0,39	0,035	2,516	0,014	UYGUN
5	HE 1000 x 579	0,868	HE 500 B	0,39	0,035	2,516	0,014	UYGUN
4	HL 1000 x 748	0,868	HE 500 B	0,39	0,039	2,516	0,014	UYGUN
3	HL 1000 x 748	0,868	HE 500 B	0,39	0,039	2,516	0,014	UYGUN
2	HL 1000 x 748	0,868	HE 500 B	0,39	0,039	2,516	0,014	UYGUN
1	HL 1000 x 748	0,868	HE 500 B	0,39	0,039	2,516	0,014	UYGUN
Z	HL 1000 x 748	0,868	HE 500 B	0,39	0,039	2,516	0,014	UYGUN

Çizelge 4.23: (2 ve 3) Orta akslardaki kolonların gövdelerini desteklemek için takviye levhasının gerekliliğinin gösterimi.

Orta Aks						Kayma Çevresi		
Kat	Orta Kolon	d_{kolon}	Kiriş	d_{kiris}	t_w -Kolon	u (m)	$t_{min}=u/180$	$t_w > t_{min}$
29	HE 800 M	0,674	HE 360 B	0,261	0,021	1,87	0,010	UYGUN
28	HE 800 M	0,674	HE 360 B	0,261	0,021	1,87	0,010	UYGUN
27	HE 800 M	0,674	HE 360 B	0,261	0,021	1,87	0,010	UYGUN
26	HE 800 M	0,674	HE 360 B	0,261	0,021	1,87	0,010	UYGUN
25	HE 800 M	0,674	HE 360 B	0,261	0,021	1,87	0,010	UYGUN
24	HE 900 M	0,77	HE 360 B	0,261	0,021	2,062	0,011	UYGUN
23	HE 900 M	0,77	HE 360 B	0,261	0,021	2,062	0,011	UYGUN
22	HE 900 M	0,77	HE 360 B	0,261	0,021	2,062	0,011	UYGUN
21	HE 900 M	0,77	HE 400 B	0,298	0,021	2,136	0,012	UYGUN
20	HE 900 M	0,77	HE 400 B	0,298	0,021	2,136	0,012	UYGUN
19	HE 1000 M	0,868	HE 400 B	0,298	0,021	2,332	0,013	UYGUN
18	HE 1000 M	0,868	HE 400 B	0,298	0,021	2,332	0,013	UYGUN
17	HE 1000 M	0,868	HE 400 B	0,298	0,021	2,332	0,013	UYGUN
16	HE 1000 M	0,868	HE 400 B	0,298	0,021	2,332	0,013	UYGUN
15	HE 1000 M	0,868	HE 450 B	0,344	0,021	2,424	0,013	UYGUN
14	HE 1000 x 488	0,868	HE 450 B	0,344	0,03	2,424	0,013	UYGUN
13	HE 1000 x 488	0,868	HE 450 B	0,344	0,03	2,424	0,013	UYGUN
12	HE 1000 x 488	0,868	HE 450 B	0,344	0,03	2,424	0,013	UYGUN
11	HE 1000 x 488	0,868	HE 450 B	0,344	0,03	2,424	0,013	UYGUN
10	HE 1000 x 488	0,868	HE 450 B	0,344	0,03	2,424	0,013	UYGUN
9	HE 1000 x 579	0,868	HE 450 B	0,344	0,035	2,424	0,013	UYGUN
8	HE 1000 x 579	0,868	HE 450 B	0,344	0,035	2,424	0,013	UYGUN
7	HE 1000 x 579	0,868	HE 500 B	0,39	0,035	2,516	0,014	UYGUN
6	HE 1000 x 579	0,868	HE 500 B	0,39	0,035	2,516	0,014	UYGUN
5	HE 1000 x 579	0,868	HE 500 B	0,39	0,035	2,516	0,014	UYGUN
4	HL 1000 x 748	0,868	HE 500 B	0,39	0,039	2,516	0,014	UYGUN
3	HL 1000 x 748	0,868	HE 500 B	0,39	0,039	2,516	0,014	UYGUN
2	HL 1000 x 748	0,868	HE 500 B	0,39	0,039	2,516	0,014	UYGUN
1	HL 1000 x 748	0,868	HE 500 B	0,39	0,039	2,516	0,014	UYGUN
Z	HL 1000 x 748	0,868	HE 500 B	0,39	0,039	2,516	0,014	UYGUN

Kayma bölgesinde takviye levhaları kullanılması halinde, bu levhaların kolon başlık levhalarına bağlanması için tam penetrasyonlu küt kaynak veya köşe kaynağı kullanılacaktır.

4.6.5. Moment aktaran kiriş-kolon birleşimlerinde süreklilik levhalarının gerekliliği (DBYBHY 2007 md. 4.3.4.4.a, 4.3.4.4.b ve 4.3.4.4.c)

4.6.5.1. Süreklilik levhalarının kalınlıkları; Tek taraflı kiriş birleşimlerinde birleşen kirişin başlık kalınlığından, kolona iki taraftan kiriş birleşmesi durumunda ise birleşen kirişlerin başlık kalınlıklarının büyüğünden daha az olmayacaktır.

4.6.5.2. Süreklilik levhalarının kolon gövde ve başlıklarına bağlantısı; Tam penetrasyonlu küt kaynak kullanılacaktır. Süreklilik levhasının kolon gövdesine bağlantısı için köşe kaynağı da kullanılabilir. Ancak kullanılan bu kaynağın, süreklilik levhasının kendi düzlemindeki kesme kapasitesine eşit bir kuvveti kolon gövdesine aktaracak boy ve kalınlıkta olması gereklidir.

4.6.5.3. Kolonların başlık kalınlığının süreklilik levhası için kontrolü

Çizelge 4.24: Orta Kolonların Başlık Kalınlığının Süreklilik Levhası için Kontrolünün Gösterimi

Kat	Orta Kolon	t_f (m)	Kiriş	b_{bf} (m)	t_{bf} (m)	Limit-1 (m)	Limit-2 (m)	Max (Limit.1; Limit.2)	Durum
29	HE 800 M	0,040	HE360 B	0,300	0,0225	0,044	0,050	0,050	Süreklilik levhası konulmalı
28	HE 800 M	0,040	HE360 B	0,300	0,0225	0,044	0,050	0,050	Süreklilik levhası konulmalı
27	HE 800 M	0,040	HE360 B	0,300	0,0225	0,044	0,050	0,050	Süreklilik levhası konulmalı
26	HE 800 M	0,040	HE360 B	0,300	0,0225	0,044	0,050	0,050	Süreklilik levhası konulmalı
25	HE 800 M	0,040	HE360 B	0,300	0,0225	0,044	0,050	0,050	Süreklilik levhası konulmalı
24	HE 900 M	0,040	HE360 B	0,300	0,0225	0,044	0,050	0,050	Süreklilik levhası konulmalı
23	HE 900 M	0,040	HE360 B	0,300	0,0225	0,044	0,050	0,050	Süreklilik levhası konulmalı
22	HE 900 M	0,040	HE360 B	0,300	0,0225	0,044	0,050	0,050	Süreklilik levhası konulmalı
21	HE 900 M	0,040	HE 400 B	0,300	0,024	0,046	0,050	0,050	Süreklilik levhası konulmalı
20	HE 900 M	0,040	HE 400 B	0,300	0,024	0,046	0,050	0,050	Süreklilik levhası konulmalı
19	HE 1000 M	0,040	HE 400 B	0,300	0,024	0,046	0,050	0,050	Süreklilik levhası konulmalı
18	HE 1000 M	0,040	HE 400 B	0,300	0,024	0,046	0,050	0,050	Süreklilik levhası konulmalı
17	HE 1000 M	0,040	HE 400 B	0,300	0,024	0,046	0,050	0,050	Süreklilik levhası konulmalı
16	HE 1000 M	0,040	HE 400 B	0,300	0,024	0,046	0,050	0,050	Süreklilik levhası konulmalı
15	HE 1000 M	0,040	HE 450 B	0,300	0,026	0,048	0,050	0,050	Süreklilik levhası konulmalı
14	HE 1000 x 488	0,054	HE 450 B	0,300	0,026	0,048	0,050	0,050	Süreklilik levhasına gerek yok
13	HE 1000 x 488	0,054	HE 450 B	0,300	0,026	0,048	0,050	0,050	Süreklilik levhasına gerek yok
12	HE 1000 x 488	0,054	HE 450 B	0,300	0,026	0,048	0,050	0,050	Süreklilik levhasına gerek yok
11	HE 1000 x 488	0,054	HE 450 B	0,300	0,026	0,048	0,050	0,050	Süreklilik levhasına gerek yok
10	HE 1000 x 488	0,054	HE 450 B	0,300	0,026	0,048	0,050	0,050	Süreklilik levhasına gerek yok
9	HE 1000 x 579	0,064	HE 450 B	0,300	0,026	0,048	0,050	0,050	Süreklilik levhasına gerek yok
8	HE 1000 x 579	0,064	HE 450 B	0,300	0,026	0,048	0,050	0,050	Süreklilik levhasına gerek yok
7	HE 1000 x 579	0,064	HE 500 B	0,300	0,028	0,049	0,050	0,050	Süreklilik levhasına gerek yok
6	HE 1000 x 579	0,064	HE 500 B	0,300	0,028	0,049	0,050	0,050	Süreklilik levhasına gerek yok
5	HE 1000 x 579	0,064	HE 500 B	0,300	0,028	0,049	0,050	0,050	Süreklilik levhasına gerek yok
4	HL 1000 x 748	0,070	HE 500 B	0,300	0,028	0,049	0,050	0,050	Süreklilik levhasına gerek yok
3	HL 1000 x 748	0,070	HE 500 B	0,300	0,028	0,049	0,050	0,050	Süreklilik levhasına gerek yok
2	HL 1000 x 748	0,070	HE 500 B	0,300	0,028	0,049	0,050	0,050	Süreklilik levhasına gerek yok
1	HL 1000 x 748	0,070	HE 500 B	0,300	0,028	0,049	0,050	0,050	Süreklilik levhasına gerek yok
Z	HL 1000 x 748	0,070	HE 500 B	0,300	0,028	0,049	0,050	0,050	Süreklilik levhasına gerek yok

Çizelge 4.25: Dış kolonların başlık kalınlığının süreklilik levhası için kontrolünün gösterimi

Kat	Dış Kolon	t_f (m)	Kiriş	b_{bf} (m)	t_{bf} (m)	Limit-1 (m)	Limit-2 (m)	Max (Limit.1; Limit.2)	Durum
29	HE 900 M	0,040	HE360 B	0,300	0,023	0,044	0,050	0,050	Süreklilik levhası konulmalı
28	HE 900 M	0,040	HE360 B	0,300	0,023	0,044	0,050	0,050	Süreklilik levhası konulmalı
27	HE 900 M	0,040	HE360 B	0,300	0,023	0,044	0,050	0,050	Süreklilik levhası konulmalı
26	HE 900 M	0,040	HE360 B	0,300	0,023	0,044	0,050	0,050	Süreklilik levhası konulmalı
25	HE 900 M	0,040	HE360 B	0,300	0,023	0,044	0,050	0,050	Süreklilik levhası konulmalı
24	HE 1000 M	0,040	HE360 B	0,300	0,023	0,044	0,050	0,050	Süreklilik levhası konulmalı
23	HE 1000 M	0,040	HE360 B	0,300	0,023	0,044	0,050	0,050	Süreklilik levhası konulmalı
22	HE 1000 M	0,040	HE360 B	0,300	0,023	0,044	0,050	0,050	Süreklilik levhası konulmalı
21	HE 1000 M	0,040	HE 400 B	0,300	0,024	0,046	0,050	0,050	Süreklilik levhası konulmalı
20	HE 1000 M	0,040	HE 400 B	0,300	0,024	0,046	0,050	0,050	Süreklilik levhası konulmalı
19	HE 1000 x 488	0,054	HE 400 B	0,300	0,024	0,046	0,050	0,050	Süreklilik levhasına gerek yok
18	HE 1000 x 488	0,054	HE 400 B	0,300	0,024	0,046	0,050	0,050	Süreklilik levhasına gerek yok
17	HE 1000 x 488	0,054	HE 400 B	0,300	0,024	0,046	0,050	0,050	Süreklilik levhasına gerek yok
16	HE 1000 x 488	0,054	HE 400 B	0,300	0,024	0,046	0,050	0,050	Süreklilik levhasına gerek yok
15	HE 1000 x 488	0,054	HE 450 B	0,300	0,026	0,048	0,050	0,050	Süreklilik levhasına gerek yok
14	HE 1000 x 579	0,064	HE 450 B	0,300	0,026	0,048	0,050	0,050	Süreklilik levhasına gerek yok
13	HE 1000 x 579	0,064	HE 450 B	0,300	0,026	0,048	0,050	0,050	Süreklilik levhasına gerek yok
12	HE 1000 x 579	0,064	HE 450 B	0,300	0,026	0,048	0,050	0,050	Süreklilik levhasına gerek yok
11	HE 1000 x 579	0,064	HE 450 B	0,300	0,026	0,048	0,050	0,050	Süreklilik levhasına gerek yok
10	HE 1000 x 579	0,064	HE 450 B	0,300	0,026	0,048	0,050	0,050	Süreklilik levhasına gerek yok
9	HE 1000 x 579	0,064	HE 450 B	0,300	0,026	0,048	0,050	0,050	Süreklilik levhasına gerek yok
8	HE 1000 x 579	0,064	HE 450 B	0,300	0,026	0,048	0,050	0,050	Süreklilik levhasına gerek yok
7	HE 1000 x 579	0,064	HE 500 B	0,300	0,028	0,049	0,050	0,050	Süreklilik levhasına gerek yok
6	HE 1000 x 579	0,064	HE 500 B	0,300	0,028	0,049	0,050	0,050	Süreklilik levhasına gerek yok
5	HE 1000 x 579	0,064	HE 500 B	0,300	0,028	0,049	0,050	0,050	Süreklilik levhasına gerek yok
4	HL 1000 x 748	0,070	HE 500 B	0,300	0,028	0,049	0,050	0,050	Süreklilik levhasına gerek yok
3	HL 1000 x 748	0,070	HE 500 B	0,300	0,028	0,049	0,050	0,050	Süreklilik levhasına gerek yok
2	HL 1000 x 748	0,070	HE 500 B	0,300	0,028	0,049	0,050	0,050	Süreklilik levhasına gerek yok
1	HL 1000 x 748	0,070	HE 500 B	0,300	0,028	0,049	0,050	0,050	Süreklilik levhasına gerek yok
Z	HL 1000 x 748	0,070	HE 500 B	0,300	0,028	0,049	0,050	0,050	Süreklilik levhasına gerek yok

4.6.6. Kiriş başlıklarının yanal doğrultuda mesnetlenmesi

Üst başlık betonarme döşemelerin çelik kirişler ile kompozit olarak çalıştığı çelik taşıyıcı sistemlerde, kirişlerin betonarme döşemeye bağlanan başlıklarında **DBYBHY 2007** md 4.3.6.1 ve md 4.3.6.2.'e uyulması zorunlu değildir.

Alt başlığın kontrolü yapılmak zorundadır. Kolonlara rijit bağlı kat kirişlerinin boyutlandırılması bu hesap detaylı bir şekilde anlatılmıştır.

4.7. Yapı Devrilme Tahkikleri

4.7.1. Depremi yapıyı devirme tahkiki

Depremi X yönü ve Y yönü için aşağıdaki eşdeğer deprem yükleri uygulanmıştır. Buna göre, depremden oluşan devirici moment bulunmuş ve kontrol edilmiştir.

Çizelge 4.26: Depremden oluşan devirici moment hesabı

Depremden Oluşan Devirici Moment									
Kat	Hi	F _i	V _i	V _i *H _i	Kat	Hi	F _i	V _i	V _i *H _i
29	5,25	3249,7549	3249,7549	17061,213	14	3,75	301,40565	9578,5992	35919,747
28	3,75	596,01653	3845,7714	14421,643	13	3,75	281,66292	9860,2621	36975,983
27	3,75	522,76042	4368,5318	16381,994	12	3,75	261,9202	10122,182	37958,184
26	3,75	504,26654	4872,7984	18272,994	11	3,75	242,17747	10364,36	38866,349
25	3,75	485,77266	5358,571	20094,641	10	3,75	222,43474	10586,795	39700,479
24	3,75	468,99056	5827,5616	21853,356	9	3,75	204,67	10791,465	40467,992
23	3,75	450,42893	6277,9905	23542,464	8	3,75	184,73461	10976,199	41160,747
22	3,75	431,8673	6709,8578	25161,967	7	3,75	171,38987	11147,589	41803,459
21	3,75	415,25099	7125,1088	26719,158	6	3,75	150,65722	11298,246	42368,423
20	3,75	396,60199	7521,7108	28206,415	5	3,75	129,92458	11428,171	42855,641
19	3,75	384,60369	7906,3145	29648,679	4	3,75	112,96075	11541,132	43279,243
18	3,75	365,62653	8271,941	31019,779	3	3,75	91,512509	11632,644	43622,415
17	3,75	346,64938	8618,5904	32319,714	2	3,75	70,064265	11702,708	43885,156
16	3,75	327,67222	8946,2626	33548,485	1	3,75	48,61602	11751,324	44067,466
15	3,75	330,93094	9277,1935	34789,476	Zemin	4,75	28,641068	11779,965	55954,836
								M _{DEPREM}	1001928,1 kN m

Yapıya depremin X yönü etkidiği durumda tahkik

$$M_{devirici} = M_{deprem} = 1001928,1 kNm$$

$$M_{Ağırlık} = W * \frac{b}{2} = 294444,2 * \frac{17}{2} = 2502775,7 kNm$$

$$Güvenlik = \frac{M_{Ağırlık}}{M_{Devirici}} = \frac{2502775,7}{1001928,1} = 2,5 > 2 \text{ Uygun}$$

Yapıya depremin Y yönü etkidiği durumda tahkik

$$M_{devirici} = M_{deprem} = 1001928,1 kNm$$

$$M_{Ağırlık} = W * \frac{a}{2} = 294444,2 * \frac{65}{2} = 9569436,5 kNm$$

$$Güvenlik = \frac{M_{Ağırlık}}{M_{Devirici}} = \frac{9569436,5}{1001928,1} = 9,55 > 2 \text{ Uygun}$$

Çizelge 4.27: Depremden oluşan devirici momentlerin program çıktısı

OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
EX	LinStatic	-11779,968	48,72E-13	-1,899E-10	-2,033E-08	-1001928,28	382848,96
EY	LinStatic	6,184E-12	-11779,965	2,181E-10	1001928,1	-2,324E-9	-100129,706

4.7.2. Rüzgarın yapıyı devirme tahkiki

Çizelge 4.28: Rüzgarın X yönünden esmesi durumunu-binaya geniş yüzeyden çarpması durumun için hesap

X Yönünde etkili rüzgardan oluşan devirici moment							
Kat	Hi (m)	ΣHi (m)	Ci	qi	a	Fi	Fi*d
29	5,25	115	1,6	1,3 kN/m ²	65 m	2028,0 kN	218010,0 kNm
28	3,75						
27	3,75						
26	3,75	100					
25	3,75		1,6	1,1 kN/m ²	65 m	9152,0 kN	549120,0 kNm
24	3,75						
23	3,75						
22	3,75						
21	3,75						
20	3,75						
19	3,75						
18	3,75						
17	3,75						
16	3,75						
15	3,75						
14	3,75						
13	3,75						
12	3,75						
11	3,75						
10	3,75						
9	3,75						
8	3,75						
7	3,75						
6	3,75						
5	3,75	20	1,6	0,8 kN/m ²	65 m	998,4 kN	13977,6 kNm
4	3,75						
3	3,75						
2	3,75	9					
1	3,75	8,5	1,6	0,5 kN/m ²	65 m	416,0 kN	1664,0 kNm
Zemin	4,75	4,75					
						M RÜZGAR	782771,6 kNm

d : Rüzgar kuvvetinin etkidiği noktanın devrilme oluşacak noktaya olan dik uzaklığı

$$M_{\text{devirici}} = M_{\text{Rüzgar,X}} = 782771,6 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{Ağırlık}} = W \cdot \frac{b}{2} = 294444,2 \cdot \frac{17}{2} = 2502775,7 \text{ kNm}$$

$$\text{Güvenlik} = \frac{M_{\text{Ağırlık}}}{M_{\text{Devirici}}} = \frac{2502775,7}{782771,6} = 3,20 > 2 \text{ Uygun}$$

Çizelge 4.29: Rüzgarın Y yönünden esmesi durumunu-binaya dar yüzeyden çarpması durumun için hesap

Y Yönünden etkili rüzgardan oluşan devirici moment							
Kat	Hi (m)	ΣHi (m)	Ci	qi	b	Fi	Fi*d
29	5,25	115	1,6	1,3 kN/m²	17 m	530,4 kN	57018,0 kNm
28	3,75						
27	3,75						
26	3,75	100					
25	3,75		1,6	1,1 kN/m²	17 m	2393,6 kN	143616,0 kNm
24	3,75						
23	3,75						
22	3,75						
21	3,75						
20	3,75						
19	3,75						
18	3,75						
17	3,75						
16	3,75						
15	3,75						
14	3,75						
13	3,75						
12	3,75						
11	3,75						
10	3,75						
9	3,75						
8	3,75						
7	3,75						
6	3,75						
5	3,75	20	1,6	0,8 kN/m²	17 m	261,1 kN	3655,7 kNm
4	3,75						
3	3,75						
2	3,75	9					
1	3,75	8,5	1,6	0,5 kN/m²	17 m	108,8 kN	435,2 kNm
Zemin	4,75	4,75					
						M RÜZGAR	204724,9 kNm

d : Rüzgar kuvvetinin etkidiği noktanın devrilme oluşacak noktaya olan dik uzaklığı

$$M_{\text{devirici}} = M_{\text{Rüzgar, Y}} = 204724,9 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{Ağırlık}} = W * \frac{a}{2} = 294444,2 * \frac{65}{2} = 9569436,5 \text{ kNm}$$

$$\text{Güvenlik} = \frac{M_{\text{Ağırlık}}}{M_{\text{Devirici}}} = \frac{9569436,5}{204724,9} = 46,73 > 2 \text{ Uygun}$$

Çizelge 4.30: Rüzgardan oluşan devirici momentlerin program çıktısı

OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
WLX	LinStatic	-12461,802	3,131E-12	-1,33E-10	-1,286E-08	-780400,51	405008,565
WLY	LinStatic	8,081E-13	-3259,24	3,414E-11	204104,72	-5,232E-10	-27703,54

4.8. Deplasman Kontrolü

4.8.1. Göreli kat ötelemesinin kontrolü

4.8.1.1. Imperial Valley deprem kayıtlarının seçildiği modelin göreli kat ötelemesinin X ve Y yönü için kontrolü

Çizelge 4.31: X Yönü – THX Imperial Valley depremi – maksimum deplasman

	Joint	Output Case	U1	Di		Di=R*Di	Hi	Di/Hi		Durum
Kat	Text	Text	m	m	R	m	m	Oran	Sınır	
Zemin	20	THX-imperial	0,001188	0,001188	6	0,00713	4,75	0,0015006	$\leq 0,02$	UYGUN
1	184	THX-imperial	0,002776	0,001588	6	0,00953	3,75	0,0025408	$\leq 0,02$	UYGUN
2	1823	THX-imperial	0,004631	0,001855	6	0,01113	3,75	0,002968	$\leq 0,02$	UYGUN
3	1827	THX-imperial	0,006676	0,002045	6	0,01227	3,75	0,003272	$\leq 0,02$	UYGUN
4	1831	THX-imperial	0,008862	0,002186	6	0,01312	3,75	0,0034976	$\leq 0,02$	UYGUN
5	3614	THX-imperial	0,011203	0,002341	6	0,01405	3,75	0,0037456	$\leq 0,02$	UYGUN
6	1839	THX-imperial	0,013669	0,002466	6	0,0148	3,75	0,0039456	$\leq 0,02$	UYGUN
7	1841	THX-imperial	0,016308	0,002639	6	0,01583	3,75	0,0042224	$\leq 0,02$	UYGUN
8	1845	THX-imperial	0,019177	0,002869	6	0,01721	3,75	0,0045904	$\leq 0,02$	UYGUN
9	1847	THX-imperial	0,022189	0,003012	6	0,01807	3,75	0,0048192	$\leq 0,02$	UYGUN
10	1849	THX-imperial	0,025294	0,003105	6	0,01863	3,75	0,004968	$\leq 0,02$	UYGUN
11	1851	THX-imperial	0,028445	0,003151	6	0,01891	3,75	0,0050416	$\leq 0,02$	UYGUN
12	1853	THX-imperial	0,031621	0,003176	6	0,01906	3,75	0,0050816	$\leq 0,02$	UYGUN
13	1855	THX-imperial	0,034977	0,003356	6	0,02014	3,75	0,0053696	$\leq 0,02$	UYGUN
14	1857	THX-imperial	0,038969	0,003392	6	0,02395	3,75	0,0063872	$\leq 0,02$	UYGUN
15	1887	THX-imperial	0,043257	0,004288	6	0,02573	3,75	0,0068608	$\leq 0,02$	UYGUN
16	1889	THX-imperial	0,047834	0,004577	6	0,02746	3,75	0,0073232	$\leq 0,02$	UYGUN
17	1891	THX-imperial	0,052607	0,004773	6	0,02864	3,75	0,0076368	$\leq 0,02$	UYGUN
18	1893	THX-imperial	0,057487	0,00488	6	0,02928	3,75	0,007808	$\leq 0,02$	UYGUN
19	1895	THX-imperial	0,062428	0,004941	6	0,02965	3,75	0,0079056	$\leq 0,02$	UYGUN
20	1898	THX-imperial	0,067436	0,005008	6	0,03005	3,75	0,0080128	$\leq 0,02$	UYGUN
21	1916	THX-imperial	0,072459	0,005023	6	0,03014	3,75	0,0080368	$\leq 0,02$	UYGUN
22	1918	THX-imperial	0,077497	0,005038	6	0,03023	3,75	0,0080608	$\leq 0,02$	UYGUN
23	1920	THX-imperial	0,082522	0,005025	6	0,03015	3,75	0,00804	$\leq 0,02$	UYGUN
24	1922	THX-imperial	0,087493	0,004971	6	0,02983	3,75	0,0079536	$\leq 0,02$	UYGUN
25	1924	THX-imperial	0,092392	0,004899	6	0,02939	3,75	0,0078384	$\leq 0,02$	UYGUN
26	1926	THX-imperial	0,097173	0,004781	6	0,02869	3,75	0,0076496	$\leq 0,02$	UYGUN
27	1928	THX-imperial	0,101818	0,004645	6	0,02787	3,75	0,007432	$\leq 0,02$	UYGUN
28	1930	THX-imperial	0,106337	0,004519	6	0,02711	3,75	0,0072304	$\leq 0,02$	UYGUN
29	10220	THX-imperial	0,112503	0,006166	6	0,037	5,25	0,0070469	$\leq 0,02$	UYGUN

Çizelge 4.32: X Yönü – THX Imperial Valley depremi – minimum deplasman

	Joint	Output Case	U1	Di		Di=R*Di	Hi	Di/Hi	DBYBHY 2007	Durum
Kat	Text	Text	m	m	R	m	m	Oran	Sınır	
Zemin	20	THX-imperial	0,001402	0,001402	6	0,00841	4,75	0,0017709	≤ 0,02	UYGUN
1	184	THX-imperial	0,003254	0,001852	6	0,01111	3,75	0,0029632	≤ 0,02	UYGUN
2	1823	THX-imperial	0,005407	0,002153	6	0,01292	3,75	0,0034448	≤ 0,02	UYGUN
3	1827	THX-imperial	0,007779	0,002372	6	0,01423	3,75	0,0037952	≤ 0,02	UYGUN
4	1831	THX-imperial	0,010323	0,002544	6	0,01526	3,75	0,0040704	≤ 0,02	UYGUN
5	3614	THX-imperial	0,013065	0,002742	6	0,01645	3,75	0,0043872	≤ 0,02	UYGUN
6	1839	THX-imperial	0,015977	0,002912	6	0,01747	3,75	0,0046592	≤ 0,02	UYGUN
7	1841	THX-imperial	0,019052	0,003075	6	0,01845	3,75	0,00492	≤ 0,02	UYGUN
8	1845	THX-imperial	0,022338	0,003286	6	0,01972	3,75	0,0052576	≤ 0,02	UYGUN
9	1847	THX-imperial	0,025783	0,003445	6	0,02067	3,75	0,005512	≤ 0,02	UYGUN
10	1849	THX-imperial	0,029336	0,003553	6	0,02132	3,75	0,0056848	≤ 0,02	UYGUN
11	1851	THX-imperial	0,032953	0,003617	6	0,0217	3,75	0,0057872	≤ 0,02	UYGUN
12	1853	THX-imperial	0,036624	0,003671	6	0,02203	3,75	0,0058736	≤ 0,02	UYGUN
13	1855	THX-imperial	0,040336	0,003712	6	0,02227	3,75	0,0059392	≤ 0,02	UYGUN
14	1857	THX-imperial	0,044064	0,003728	6	0,02237	3,75	0,0059648	≤ 0,02	UYGUN
15	1887	THX-imperial	0,047839	0,003775	6	0,02265	3,75	0,00604	≤ 0,02	UYGUN
16	1889	THX-imperial	0,05168	0,003841	6	0,02305	3,75	0,0061456	≤ 0,02	UYGUN
17	1891	THX-imperial	0,05555	0,00387	6	0,02322	3,75	0,006192	≤ 0,02	UYGUN
18	1893	THX-imperial	0,059413	0,003863	6	0,02318	3,75	0,0061808	≤ 0,02	UYGUN
19	1895	THX-imperial	0,063252	0,003839	6	0,02303	3,75	0,0061424	≤ 0,02	UYGUN
20	1898	THX-imperial	0,067084	0,003832	6	0,02299	3,75	0,0061312	≤ 0,02	UYGUN
21	1916	THX-imperial	0,070891	0,003807	6	0,02284	3,75	0,0060912	≤ 0,02	UYGUN
22	1918	THX-imperial	0,074697	0,003806	6	0,02284	3,75	0,0060896	≤ 0,02	UYGUN
23	1920	THX-imperial	0,078544	0,003847	6	0,02308	3,75	0,0061552	≤ 0,02	UYGUN
24	1922	THX-imperial	0,082464	0,00392	6	0,02352	3,75	0,006272	≤ 0,02	UYGUN
25	1924	THX-imperial	0,086416	0,003952	6	0,02371	3,75	0,0063232	≤ 0,02	UYGUN
26	1926	THX-imperial	0,090321	0,003905	6	0,02343	3,75	0,006248	≤ 0,02	UYGUN
27	1928	THX-imperial	0,09415	0,003829	6	0,02297	3,75	0,0061264	≤ 0,02	UYGUN
28	1930	THX-imperial	0,097903	0,003753	6	0,02252	3,75	0,0060048	≤ 0,02	UYGUN
29	10220	THX-imperial	0,10305	0,005147	6	0,03088	5,25	0,0058823	≤ 0,02	UYGUN

Çizelge 4.33: Y Yönü – THY Imperial Valley depremi – maksimum deplasman

	Joint	Output Case	U1	Di		Di=R*Di	Hi	Di/Hi	DBYBHY 2007	Durum
Kat	Text	Text	m	m	R	m	m	Oran	Sınır	
Zemin	20	THY-imperial	0,00136	0,001355	7	0,009485	4,75	0,0019968	$\leq 0,02$	UYGUN
1	184	THY-imperial	0,00298	0,001621	7	0,011347	3,75	0,0030259	$\leq 0,02$	UYGUN
2	1823	THY-imperial	0,00507	0,002095	7	0,014665	3,75	0,0039107	$\leq 0,02$	UYGUN
3	1827	THY-imperial	0,00788	0,002812	7	0,019684	3,75	0,0052491	$\leq 0,02$	UYGUN
4	1831	THY-imperial	0,01117	0,003282	7	0,022974	3,75	0,0061264	$\leq 0,02$	UYGUN
5	3614	THY-imperial	0,01897	0,007803	7	0,054621	3,75	0,0145656	$\leq 0,02$	UYGUN
6	1839	THY-imperial	0,01483	-0,004138	7	-0,02897	3,75	-0,0077243	$\leq 0,02$	UYGUN
7	1841	THY-imperial	0,02358	0,00875	7	0,06125	3,75	0,0163333	$\leq 0,02$	UYGUN
8	1845	THY-imperial	0,02844	0,004858	7	0,034006	3,75	0,0090683	$\leq 0,02$	UYGUN
9	1847	THY-imperial	0,03344	0,005001	7	0,035007	3,75	0,0093352	$\leq 0,02$	UYGUN
10	1849	THY-imperial	0,03848	0,005044	7	0,035308	3,75	0,0094155	$\leq 0,02$	UYGUN
11	1851	THY-imperial	0,04348	0,004993	7	0,034951	3,75	0,0093203	$\leq 0,02$	UYGUN
12	1853	THY-imperial	0,04832	0,004847	7	0,033929	3,75	0,0090477	$\leq 0,02$	UYGUN
13	1855	THY-imperial	0,05294	0,004618	7	0,032326	3,75	0,0086203	$\leq 0,02$	UYGUN
14	1857	THY-imperial	0,05716	0,004221	7	0,029547	3,75	0,0078792	$\leq 0,02$	UYGUN
15	1887	THY-imperial	0,05787	0,000706	7	0,004942	3,75	0,0013179	$\leq 0,02$	UYGUN
16	1889	THY-imperial	0,06226	0,004389	7	0,030723	3,75	0,0081928	$\leq 0,02$	UYGUN
17	1891	THY-imperial	0,06711	0,004856	7	0,033992	3,75	0,0090645	$\leq 0,02$	UYGUN
18	1893	THY-imperial	0,07225	0,005132	7	0,035924	3,75	0,0095797	$\leq 0,02$	UYGUN
19	1895	THY-imperial	0,07755	0,005306	7	0,037142	3,75	0,0099045	$\leq 0,02$	UYGUN
20	1898	THY-imperial	0,08291	0,00536	7	0,03752	3,75	0,0100053	$\leq 0,02$	UYGUN
21	1916	THY-imperial	0,08821	0,005302	7	0,037114	3,75	0,0098971	$\leq 0,02$	UYGUN
22	1918	THY-imperial	0,09334	0,005123	7	0,035861	3,75	0,0095629	$\leq 0,02$	UYGUN
23	1920	THY-imperial	0,09818	0,004842	7	0,033894	3,75	0,0090384	$\leq 0,02$	UYGUN
24	1922	THY-imperial	0,10265	0,004469	7	0,031283	3,75	0,0083421	$\leq 0,02$	UYGUN
25	1924	THY-imperial	0,10666	0,004009	7	0,028063	3,75	0,0074835	$\leq 0,02$	UYGUN
26	1926	THY-imperial	0,11012	0,003462	7	0,024234	3,75	0,0064624	$\leq 0,02$	UYGUN
27	1928	THY-imperial	0,11294	0,00282	7	0,01974	3,75	0,005264	$\leq 0,02$	UYGUN
28	1930	THY-imperial	0,11349	0,000548	7	0,003836	3,75	0,0010229	$\leq 0,02$	UYGUN
29	10220	THY-imperial	0,1165	0,003014	7	0,021098	5,25	0,0040187	$\leq 0,02$	UYGUN

Çizelge 4.34: Y Yönü – THY Imperial Valley depremi – minimum deplasman

	Joint	Output Case	U1	Di		Di=R*Di	Hi	Di/Hi	DBYBHY 2007	Durum
Kat	Text	Text	m	m	R	m	m	Oran	Sınır	
Zemin	20	THY-imperial	0,00122	0,00122	7	0,00854	4,75	0,0017979	≤ 0,02	UYGUN
1	184	THY-imperial	0,00305	0,001831	7	0,012817	3,75	0,0034179	≤ 0,02	UYGUN
2	1823	THY-imperial	0,00562	0,002571	7	0,017997	3,75	0,0047992	≤ 0,02	UYGUN
3	1827	THY-imperial	0,00884	0,003219	7	0,022533	3,75	0,0060088	≤ 0,02	UYGUN
4	1831	THY-imperial	0,01259	0,003751	7	0,026257	3,75	0,0070019	≤ 0,02	UYGUN
5	3614	THY-imperial	0,02146	0,008865	7	0,062055	3,75	0,016548	≤ 0,02	UYGUN
6	1839	THY-imperial	0,01678	-0,004674	7	-0,03272	3,75	-0,0087248	≤ 0,02	UYGUN
7	1841	THY-imperial	0,02669	0,009903	7	0,069321	3,75	0,0184856	≤ 0,02	UYGUN
8	1845	THY-imperial	0,03225	0,005561	7	0,038927	3,75	0,0103805	≤ 0,02	UYGUN
9	1847	THY-imperial	0,03805	0,005805	7	0,040635	3,75	0,010836	≤ 0,02	UYGUN
10	1849	THY-imperial	0,04399	0,00594	7	0,04158	3,75	0,011088	≤ 0,02	UYGUN
11	1851	THY-imperial	0,04994	0,005947	7	0,041629	3,75	0,0111011	≤ 0,02	UYGUN
12	1853	THY-imperial	0,05574	0,005804	7	0,040628	3,75	0,0108341	≤ 0,02	UYGUN
13	1855	THY-imperial	0,06128	0,005537	7	0,038759	3,75	0,0103357	≤ 0,02	UYGUN
14	1857	THY-imperial	0,06634	0,005063	7	0,035441	3,75	0,0094509	≤ 0,02	UYGUN
15	1887	THY-imperial	0,06717	0,000831	7	0,005817	3,75	0,0015512	≤ 0,02	UYGUN
16	1889	THY-imperial	0,07241	0,005233	7	0,036631	3,75	0,0097683	≤ 0,02	UYGUN
17	1891	THY-imperial	0,07817	0,005758	7	0,040306	3,75	0,0107483	≤ 0,02	UYGUN
18	1893	THY-imperial	0,08422	0,006051	7	0,042357	3,75	0,0112952	≤ 0,02	UYGUN
19	1895	THY-imperial	0,09045	0,006232	7	0,043624	3,75	0,0116331	≤ 0,02	UYGUN
20	1898	THY-imperial	0,09673	0,006281	7	0,043967	3,75	0,0117245	≤ 0,02	UYGUN
21	1916	THY-imperial	0,10294	0,006215	7	0,043505	3,75	0,0116013	≤ 0,02	UYGUN
22	1918	THY-imperial	0,10898	0,00604	7	0,04228	3,75	0,0112747	≤ 0,02	UYGUN
23	1920	THY-imperial	0,11475	0,005769	7	0,040383	3,75	0,0107688	≤ 0,02	UYGUN
24	1922	THY-imperial	0,12017	0,005413	7	0,037891	3,75	0,0101043	≤ 0,02	UYGUN
25	1924	THY-imperial	0,12512	0,004951	7	0,034657	3,75	0,0092419	≤ 0,02	UYGUN
26	1926	THY-imperial	0,12946	0,004343	7	0,030401	3,75	0,0081069	≤ 0,02	UYGUN
27	1928	THY-imperial	0,13304	0,003578	7	0,025046	3,75	0,0066789	≤ 0,02	UYGUN
28	1930	THY-imperial	0,13371	0,000673	7	0,004711	3,75	0,0012563	≤ 0,02	UYGUN
29	10220	THY-imperial	0,13756	0,003847	7	0,026929	5,25	0,0051293	≤ 0,02	UYGUN

4.8.1.2. Eşdeğer deprem yükü ile çözüm yapılan modelin görelî kat ötelemesinin X ve Y yönü için kontrolü

Eşdeğer deprem yükü :X yönü deplasman kontrolü

Çizelge 4.35: $\pm 0,05153$ ek dış merkezlik gözönüne alınmış hal için deplasman durumu

	Joint	Output Case	Case Type	U1-X	Δ_i	R_x	$\delta_i=R*\Delta_i$	H_i	δ_i / H_i	SINIR	DBYBHY 2007
Kat	Text	Text	Text	m	m		m	m	Oran	0,02	Kontrol
Zemin	20	C1E_9	Combination	0,001834	0,001834	6	0,011004	4,75	0,0023166	$\leq 0,02$	UYGUN
1	184	C1E_9	Combination	0,004525	0,002691	6	0,016146	3,75	0,0043056	$\leq 0,02$	UYGUN
2	1823	C1E_9	Combination	0,007816	0,003291	6	0,019746	3,75	0,0052656	$\leq 0,02$	UYGUN
3	1827	C1E_9	Combination	0,011576	0,00376	6	0,02256	3,75	0,006016	$\leq 0,02$	UYGUN
4	1831	C1E_9	Combination	0,015728	0,004152	6	0,024912	3,75	0,0066432	$\leq 0,02$	UYGUN
5	3614	C1E_9	Combination	0,020297	0,004569	6	0,027414	3,75	0,0073104	$\leq 0,02$	UYGUN
6	1839	C1E_9	Combination	0,025284	0,004987	6	0,029922	3,75	0,0079792	$\leq 0,02$	UYGUN
7	1841	C1E_9	Combination	0,030682	0,005398	6	0,032388	3,75	0,0086368	$\leq 0,02$	UYGUN
8	1845	C1E_9	Combination	0,036547	0,005865	6	0,03519	3,75	0,009384	$\leq 0,02$	UYGUN
9	1847	C1E_9	Combination	0,042782	0,006235	6	0,03741	3,75	0,009976	$\leq 0,02$	UYGUN
10	1849	C1E_9	Combination	0,049304	0,006522	6	0,039132	3,75	0,0104352	$\leq 0,02$	UYGUN
11	1851	C1E_9	Combination	0,056041	0,006737	6	0,040422	3,75	0,0107792	$\leq 0,02$	UYGUN
12	1853	C1E_9	Combination	0,062951	0,00691	6	0,04146	3,75	0,011056	$\leq 0,02$	UYGUN
13	1855	C1E_9	Combination	0,069991	0,00704	6	0,04224	3,75	0,011264	$\leq 0,02$	UYGUN
14	1857	C1E_9	Combination	0,077085	0,007094	6	0,042564	3,75	0,0113504	$\leq 0,02$	UYGUN
15	1887	C1E_9	Combination	0,084175	0,00709	6	0,04254	3,75	0,011344	$\leq 0,02$	UYGUN
16	1889	C1E_9	Combination	0,09177	0,007595	6	0,04557	3,75	0,012152	$\leq 0,02$	UYGUN
17	1891	C1E_9	Combination	0,099652	0,007882	6	0,047292	3,75	0,0126112	$\leq 0,02$	UYGUN
18	1893	C1E_9	Combination	0,107667	0,008015	6	0,04809	3,75	0,012824	$\leq 0,02$	UYGUN
19	1895	C1E_9	Combination	0,115753	0,008086	6	0,048516	3,75	0,0129376	$\leq 0,02$	UYGUN
20	1898	C1E_9	Combination	0,123912	0,008159	6	0,048954	3,75	0,0130544	$\leq 0,02$	UYGUN
21	1916	C1E_9	Combination	0,132128	0,008216	6	0,049296	3,75	0,0131456	$\leq 0,02$	UYGUN
22	1918	C1E_9	Combination	0,140461	0,008333	6	0,049998	3,75	0,0133328	$\leq 0,02$	UYGUN
23	1920	C1E_9	Combination	0,148812	0,008351	6	0,050106	3,75	0,0133616	$\leq 0,02$	UYGUN
24	1922	C1E_9	Combination	0,157084	0,008272	6	0,049632	3,75	0,0132352	$\leq 0,02$	UYGUN
25	1924	C1E_9	Combination	0,16525	0,008166	6	0,048996	3,75	0,0130656	$\leq 0,02$	UYGUN
26	1926	C1E_9	Combination	0,173245	0,007995	6	0,04797	3,75	0,012792	$\leq 0,02$	UYGUN
27	1928	C1E_9	Combination	0,181006	0,007761	6	0,046566	3,75	0,0124176	$\leq 0,02$	UYGUN
28	1930	C1E_9	Combination	0,18839	0,007384	6	0,044304	3,75	0,0118144	$\leq 0,02$	UYGUN
29	10220	C1E_9	Combination	0,198884	0,010494	6	0,062964	5,25	0,0119931	$\leq 0,02$	UYGUN

Eşdeğer deprem yükü :Y yönü deplasman kontrolü

Çizelge 4.36: $\pm 0,05153$ ek dış merkezlik gözönüne alınmış hal için deplasman durumu

	Joint	Output Case	U2-Y	Δ_i	R_Y	$\delta_i=R*\Delta_i$	H_i	δ_i / H_i	SINIR	
Kat	Text	Text	m	m		m	m	Oran	0,02	Kontrol
Zemin	20	C1E_17	0,001506	0,001506	7	0,010542	4,75	0,00221937	$\leq 0,02$	UYGUN
1	184	C1E_17	0,00391	0,002404	7	0,016828	3,75	0,00448747	$\leq 0,02$	UYGUN
2	1823	C1E_17	0,007347	0,003437	7	0,024059	3,75	0,00641573	$\leq 0,02$	UYGUN
3	1827	C1E_17	0,011705	0,004358	7	0,030506	3,75	0,00813493	$\leq 0,02$	UYGUN
4	1831	C1E_17	0,016845	0,00514	7	0,03598	3,75	0,00959467	$\leq 0,02$	UYGUN
5	3614	C1E_17	0,022658	0,005813	7	0,040691	3,75	0,01085093	$\leq 0,02$	UYGUN
6	1839	C1E_17	0,029174	0,006516	7	0,045612	3,75	0,0121632	$\leq 0,02$	UYGUN
7	1841	C1E_17	0,036236	0,007062	7	0,049434	3,75	0,0131824	$\leq 0,02$	UYGUN
8	1845	C1E_17	0,043687	0,007451	7	0,052157	3,75	0,01390853	$\leq 0,02$	UYGUN
9	1847	C1E_17	0,051375	0,007688	7	0,053816	3,75	0,01435093	$\leq 0,02$	UYGUN
10	1849	C1E_17	0,059146	0,007771	7	0,054397	3,75	0,01450587	$\leq 0,02$	UYGUN
11	1851	C1E_17	0,066849	0,007703	7	0,053921	3,75	0,01437893	$\leq 0,02$	UYGUN
12	1853	C1E_17	0,074319	0,00747	7	0,05229	3,75	0,013944	$\leq 0,02$	UYGUN
13	1855	C1E_17	0,081424	0,007105	7	0,049735	3,75	0,01326267	$\leq 0,02$	UYGUN
14	1857	C1E_17	0,087916	0,006492	7	0,045444	3,75	0,0121184	$\leq 0,02$	UYGUN
15	1887	C1E_17	0,089041	0,001125	7	0,007875	3,75	0,0021	$\leq 0,02$	UYGUN
16	1889	C1E_17	0,095789	0,006748	7	0,047236	3,75	0,01259627	$\leq 0,02$	UYGUN
17	1891	C1E_17	0,103249	0,00746	7	0,05222	3,75	0,01392533	$\leq 0,02$	UYGUN
18	1893	C1E_17	0,111138	0,007889	7	0,055223	3,75	0,01472613	$\leq 0,02$	UYGUN
19	1895	C1E_17	0,119318	0,00818	7	0,05726	3,75	0,01526933	$\leq 0,02$	UYGUN
20	1898	C1E_17	0,127628	0,00831	7	0,05817	3,75	0,015512	$\leq 0,02$	UYGUN
21	1916	C1E_17	0,135926	0,008298	7	0,058086	3,75	0,0154896	$\leq 0,02$	UYGUN
22	1918	C1E_17	0,144042	0,008116	7	0,056812	3,75	0,01514987	$\leq 0,02$	UYGUN
23	1920	C1E_17	0,151815	0,007773	7	0,054411	3,75	0,0145096	$\leq 0,02$	UYGUN
24	1922	C1E_17	0,159095	0,00728	7	0,05096	3,75	0,01358933	$\leq 0,02$	UYGUN
25	1924	C1E_17	0,165738	0,006643	7	0,046501	3,75	0,01240027	$\leq 0,02$	UYGUN
26	1926	C1E_17	0,171593	0,005855	7	0,040985	3,75	0,01092933	$\leq 0,02$	UYGUN
27	1928	C1E_17	0,176485	0,004892	7	0,034244	3,75	0,00913173	$\leq 0,02$	UYGUN
28	1930	C1E_17	0,177473	0,000988	7	0,006916	3,75	0,00184427	$\leq 0,02$	UYGUN
29	10220	C1E_17	0,183194	0,005721	7	0,040047	5,25	0,007628	$\leq 0,02$	UYGUN

4.8.2. Rüzgarlı kombinasyonlara göre X ve Y yönü deplasman kontrolü

Çizelge 4.37: Rüzgar X yönü için deplasman kontrolü

	Joint	Output Case	Case Type	U1-X	Δ_i	R_x	$\delta_i=R*\Delta_i$	H_i	δ_i / H_i	SINIR	DBYBHY 2007
Kat	Text	Text	Text	m	m		m	m	Oran	0,02	Kontrol
Zemin	20	CW1_50	Combination	0,001506	0,001506	6	0,009036	4,75	0,0019023	$\leq 0,02$	UYGUN
1	184	CW1_50	Combination	0,003657	0,002151	6	0,012906	3,75	0,0034416	$\leq 0,02$	UYGUN
2	1823	CW1_50	Combination	0,006221	0,002564	6	0,015384	3,75	0,0041024	$\leq 0,02$	UYGUN
3	1827	CW1_50	Combination	0,009075	0,002854	6	0,017124	3,75	0,0045664	$\leq 0,02$	UYGUN
4	1831	CW1_50	Combination	0,012154	0,003079	6	0,018474	3,75	0,0049264	$\leq 0,02$	UYGUN
5	3614	CW1_50	Combination	0,015467	0,003313	6	0,019878	3,75	0,0053008	$\leq 0,02$	UYGUN
6	1839	CW1_50	Combination	0,01899	0,003523	6	0,021138	3,75	0,0056368	$\leq 0,02$	UYGUN
7	1841	CW1_50	Combination	0,022717	0,003727	6	0,022362	3,75	0,0059632	$\leq 0,02$	UYGUN
8	1845	CW1_50	Combination	0,026685	0,003968	6	0,023808	3,75	0,0063488	$\leq 0,02$	UYGUN
9	1847	CW1_50	Combination	0,030825	0,00414	6	0,02484	3,75	0,006624	$\leq 0,02$	UYGUN
10	1849	CW1_50	Combination	0,035076	0,004251	6	0,025506	3,75	0,0068016	$\leq 0,02$	UYGUN
11	1851	CW1_50	Combination	0,039388	0,004312	6	0,025872	3,75	0,0068992	$\leq 0,02$	UYGUN
12	1853	CW1_50	Combination	0,043737	0,004349	6	0,026094	3,75	0,0069584	$\leq 0,02$	UYGUN
13	1855	CW1_50	Combination	0,048101	0,004364	6	0,026184	3,75	0,0069824	$\leq 0,02$	UYGUN
14	1857	CW1_50	Combination	0,052466	0,004365	6	0,02619	3,75	0,006984	$\leq 0,02$	UYGUN
15	1887	CW1_50	Combination	0,056879	0,004413	6	0,026478	3,75	0,0070608	$\leq 0,02$	UYGUN
16	1889	CW1_50	Combination	0,061392	0,004513	6	0,027078	3,75	0,0072208	$\leq 0,02$	UYGUN
17	1891	CW1_50	Combination	0,06596	0,004568	6	0,027408	3,75	0,0073088	$\leq 0,02$	UYGUN
18	1893	CW1_50	Combination	0,070523	0,004563	6	0,027378	3,75	0,0073008	$\leq 0,02$	UYGUN
19	1895	CW1_50	Combination	0,075055	0,004532	6	0,027192	3,75	0,0072512	$\leq 0,02$	UYGUN
20	1898	CW1_50	Combination	0,079556	0,004501	6	0,027006	3,75	0,0072016	$\leq 0,02$	UYGUN
21	1916	CW1_50	Combination	0,084011	0,004455	6	0,02673	3,75	0,007128	$\leq 0,02$	UYGUN
22	1918	CW1_50	Combination	0,08845	0,004439	6	0,026634	3,75	0,0071024	$\leq 0,02$	UYGUN
23	1920	CW1_50	Combination	0,09283	0,00438	6	0,02628	3,75	0,007008	$\leq 0,02$	UYGUN
24	1922	CW1_50	Combination	0,09711	0,00428	6	0,02568	3,75	0,006848	$\leq 0,02$	UYGUN
25	1924	CW1_50	Combination	0,101278	0,004168	6	0,025008	3,75	0,0066688	$\leq 0,02$	UYGUN
26	1926	CW1_50	Combination	0,105309	0,004031	6	0,024186	3,75	0,0064496	$\leq 0,02$	UYGUN
27	1928	CW1_50	Combination	0,109195	0,003886	6	0,023316	3,75	0,0062176	$\leq 0,02$	UYGUN
28	1930	CW1_50	Combination	0,112945	0,00375	6	0,0225	3,75	0,006	$\leq 0,02$	UYGUN
29	10220	CW1_50	Combination	0,118024	0,005079	6	0,030474	5,25	0,0058046	$\leq 0,02$	UYGUN

Çizelge 4.38: Rüzgar Y yönü için deplasman kontrolü

	Joint	Output Case	U2-Y	Δ_i	R_v	$\delta_i=R*\Delta_i$	H_i	δ_i / H_i	SINIR	
Kat	Text	Text	m	m		m	m	Oran	0,02	Kontrol
Zemin	20	CW1_52	0,000398	0,000398	7	0,002786	4,75	0,0005865	$\leq 0,02$	UYGUN
1	184	CW1_52	0,000977	0,000579	7	0,004053	3,75	0,0010808	$\leq 0,02$	UYGUN
2	1823	CW1_52	0,001785	0,000808	7	0,005656	3,75	0,0015083	$\leq 0,02$	UYGUN
3	1827	CW1_52	0,002791	0,001006	7	0,007042	3,75	0,0018779	$\leq 0,02$	UYGUN
4	1831	CW1_52	0,00396	0,001169	7	0,008183	3,75	0,0021821	$\leq 0,02$	UYGUN
5	3614	CW1_52	0,005265	0,001305	7	0,009135	3,75	0,002436	$\leq 0,02$	UYGUN
6	1839	CW1_52	0,006704	0,001439	7	0,010073	3,75	0,0026861	$\leq 0,02$	UYGUN
7	1841	CW1_52	0,008238	0,001534	7	0,010738	3,75	0,0028635	$\leq 0,02$	UYGUN
8	1845	CW1_52	0,009833	0,001595	7	0,011165	3,75	0,0029773	$\leq 0,02$	UYGUN
9	1847	CW1_52	0,011453	0,00162	7	0,01134	3,75	0,003024	$\leq 0,02$	UYGUN
10	1849	CW1_52	0,013066	0,001613	7	0,011291	3,75	0,0030109	$\leq 0,02$	UYGUN
11	1851	CW1_52	0,014636	0,00157	7	0,01099	3,75	0,0029307	$\leq 0,02$	UYGUN
12	1853	CW1_52	0,016131	0,001495	7	0,010465	3,75	0,0027907	$\leq 0,02$	UYGUN
13	1855	CW1_52	0,017524	0,001393	7	0,009751	3,75	0,0026003	$\leq 0,02$	UYGUN
14	1857	CW1_52	0,018767	0,001243	7	0,008701	3,75	0,0023203	$\leq 0,02$	UYGUN
15	1887	CW1_52	0,018964	0,000197	7	0,001379	3,75	0,0003677	$\leq 0,02$	UYGUN
16	1889	CW1_52	0,020178	0,001214	7	0,008498	3,75	0,0022661	$\leq 0,02$	UYGUN
17	1891	CW1_52	0,021483	0,001305	7	0,009135	3,75	0,002436	$\leq 0,02$	UYGUN
18	1893	CW1_52	0,022831	0,001348	7	0,009436	3,75	0,0025163	$\leq 0,02$	UYGUN
19	1895	CW1_52	0,024198	0,001367	7	0,009569	3,75	0,0025517	$\leq 0,02$	UYGUN
20	1898	CW1_52	0,02556	0,001362	7	0,009534	3,75	0,0025424	$\leq 0,02$	UYGUN
21	1916	CW1_52	0,026888	0,001328	7	0,009296	3,75	0,0024789	$\leq 0,02$	UYGUN
22	1918	CW1_52	0,028159	0,001271	7	0,008897	3,75	0,0023725	$\leq 0,02$	UYGUN
23	1920	CW1_52	0,02935	0,001191	7	0,008337	3,75	0,0022232	$\leq 0,02$	UYGUN
24	1922	CW1_52	0,030441	0,001091	7	0,007637	3,75	0,0020365	$\leq 0,02$	UYGUN
25	1924	CW1_52	0,031413	0,000972	7	0,006804	3,75	0,0018144	$\leq 0,02$	UYGUN
26	1926	CW1_52	0,032249	0,000836	7	0,005852	3,75	0,0015605	$\leq 0,02$	UYGUN
27	1928	CW1_52	0,032928	0,000679	7	0,004753	3,75	0,0012675	$\leq 0,02$	UYGUN
28	1930	CW1_52	0,033061	0,000133	7	0,000931	3,75	0,0002483	$\leq 0,02$	UYGUN
29	10220	CW1_52	0,033776	0,000715	7	0,005005	5,25	0,0009533	$\leq 0,02$	UYGUN

5. YAPININ BOYUTLANDIRILMASI

5.1. Enkesit Kontrolleri

$E_s = 210000000 \text{ kN/m}^2$			$\sigma_A = 240000 \text{ kN/m}^2$		
Eğilme ve Basınç Etkisindeki I Kesitlerinde					
PROFİL	b (mm)	t (mm)	Narinlik Oranı	Sınır Değer	$0,3*\sqrt{(E_s/\sigma_a)}$
HE800 M	303	40	3,79	8,87	Profil Uygun.
HE900 M	302	40	3,78	8,87	Profil Uygun.
HE1000 M	302	40	3,78	8,87	Profil Uygun.
HE1000 X 488	311	54	2,88	8,87	Profil Uygun.
HE1000 X 579	316	64	2,47	8,87	Profil Uygun.
HL1000 X 748	417	70	3,00	8,87	Profil Uygun.
HE360 B	300	22,5	6,67	8,87	Profil Uygun.
HE400 B	300	24	6,25	8,87	Profil Uygun.
HE450 B	300	26	5,8	8,87	Profil Uygun.
HE500 B	300	28	5,35	8,87	Profil Uygun.
Sadece Eğilme Etkisindeki I Kesitlerinde					
PROFİL	b (mm)	t (mm)	Narinlik Oranı	Sınır Değer	$3,2*\sqrt{(E_s/\sigma_a)}$
HE360 B	360	12,5	28,8	94,66	Profil Uygun.
HE400 B	400	13,5	29,63	94,66	Profil Uygun.
HE450 B	450	14	32,15	94,66	Profil Uygun.
HE500 B	500	14,5	34,48	94,66	Profil Uygun.
Diyagonal Çapraz olarak kullanılan I Kesitlerinde					
PROFİL	b (mm)	t (mm)	Narinlik Oranı	Sınır Değer	$4,0*\sqrt{(E_s/\sigma_a)}$
HE360 B	8,75	15,46	0,57	118,32	Profil Uygun.
HE400 B	7,9412	17,08	0,47	118,32	Profil Uygun.
HE450 B	7,9412	19,14	0,42	118,32	Profil Uygun.
HE500 B	8,46	21,19	0,4	118,32	Profil Uygun.
Diyagonal Çapraz olarak kullanılan I Kesitlerinde					
PROFİL	b (mm)	t (mm)	Narinlik Oranı	Sınır Değer	$0,7*\sqrt{(E_s/\sigma_a)}$
HE360 B	300	22,5	13,333333	20,706279	Profil Uygun.
HE400 B	300	24	12,5	20,706279	Profil Uygun.
HE450 B	300	26	11,538462	20,706279	Profil Uygun.
HE500 B	300	28	10,714286	20,706279	Profil Uygun.
Dış Merkezli Çapraz olarak kullanılan I Kesitlerinde					
PROFİL	b (mm)	t (mm)	Narinlik Oranı	Sınır Değer	$4,0*\sqrt{(E_s/\sigma_a)}$
HE400 B	5,815	17,08	34,045667	118,3216	Profil Uygun.
HE400 B	4,507	17,08	26,387588	118,3216	Profil Uygun.
HE500 B	5,358	21,19	25,285512	118,3216	Profil Uygun.
Dış Merkezli Çapraz olarak kullanılan I Kesitlerinde					
PROFİL	b (mm)	t (mm)	Narinlik Oranı	Sınır Değer	$0,7*\sqrt{(E_s/\sigma_a)}$
HE400 B	300	24	12,5	20,706279	Profil Uygun.
HE500 B	300	28	10,714286	20,706279	Profil Uygun.

5.2. Yapı Elemanlarının Boyutlandırılması

Çalışmanın bu kısmında, yapının çok sayıda eleman sayısı ve düğüm noktası olması sonucu, sadece boyutlandırılacak yapı elemanları için en olumsuz kesit ve bu kesitteki en olumsuz kesit tesirleri için hesap yapılacaktır. Boyutlandırmada TS 648 kullanılacaktır.

5.2.1. Döşeme kirişlerinin tipinin araştırılması ve mukavemet hesapları

Bu bölümde, döşeme kirişlerinin mukavemet hesapları yapılmıştır ve kıyaslama sonucu en uygun ve ekonomik olan kiriş tipi seçilmiştir. Tercih edilen hesap tipleri sırasıyla; Hadde profil basit kiriş şeklinde, Hadde profil sürekli kiriş şeklinde, Petek kiriş ara levhali basit mesnetli, Petek kiriş ara levhasız basit mesnetli ve Kompozit kiriş basit mesnetli olarak hesapları yapılmıştır. Sonuç olarak ekonomiklik, ağırlık ve uygulama kolaylığı açısından tercih edilen döşeme tipi sunulmuştur.

Bu çalışmanın md. 5.2.1.1, 5.2.1.2, 5.2.1.3, 5.2.1.4 ve 5.2.1.5’de hesabı yapılacak olan döşeme; 5 m x 7 m ‘lik normal kat döşemesidir. Döşeme kiriş mesnet açıklığı, L= 5 m ve iki döşeme kirişi ara mesafesi, l = 1,4 m seçilmiştir. Ölü yük = 5 kN /m² ve Hareketli yük = 2 kN /m² ‘dir.

5.2.1.1. Hadde profili basit mesnetli şekilde teşkili;

Çizelge 5.1: Seçilen profil IPE 220 Hadde profil enkesit özellikleri

Profil	Kalite	G	I	W	h	t _b	t _g	d
IPE 220	24 kN/cm ²	0,2620 kN/m	2772 cm ⁴	252 cm ³	220 mm	9,2 mm	5,9 mm	177,6 mm

Döşeme kirişi üzerindeki çizgisel yük; q= (5+2)*1,4+26,20/100=10,062 kN/m

Gerekli Gerilmelerin Tahkiki

$$M_{Basit} = \frac{q * L^2}{8} = \frac{10,062 * 5^2}{8} = 31,444 kNm = 3144,4 kNcm$$

$$V_{Basit} = \frac{q * L}{2} = \frac{10,062 * 5}{2} = 25,155 kN$$

$$\sigma_{Eğilme} = \frac{M}{W} = \frac{3144,4}{252} = 12,478 kN / cm^2 < 24 * 0,6 = 14,4 kN / cm^2 \quad (Uygun)$$

$$\tau_{Makaslama} = \frac{V}{d * t_g} = \frac{25,155}{17,76 * 0,59} = 2,4 kN / cm^2 < \frac{24 * 0,6}{\sqrt{3}} = 8,3 kN / cm^2 \quad (Uygun)$$

(H yüklemesi 0,75 * σ_A)

$$\sigma_{Kıyaslama} = \sqrt{\sigma^2 + 3 * \tau^2} = 13,153 kN / cm^2 < 24 * 0,75 = 18,0 kN / cm^2 \quad (Uygun)$$

Sehim Kontrolü

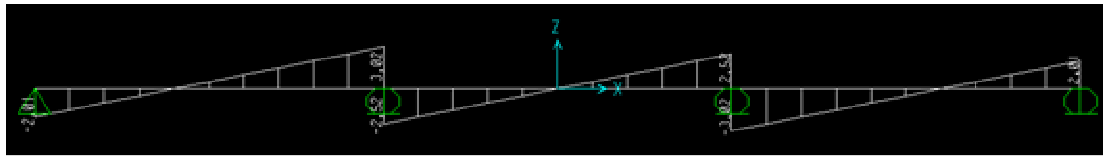
$$f_{Basit} = 6,20 \frac{q(t/m) * L^4(m)}{I_{profil}(cm^4)} = 6,20 \frac{1,0062 * 5^4}{2772} = 1,41cm < \frac{L}{300} = \frac{500}{300} = 1,667cm \quad (Uygun)$$

5.2.1.2. Hadde Profili Sürekli Kiriş Şeklinde Teşkili;

Çizelge 5.2: Seçilen profil IPE 200 Hadde profil enkesit özellikleri

Profil	Kalite	G	I	W	h	t _b	t _g	d
IPE 200	24 kN/cm ²	0,224 kN/m	1943 cm ⁴	194,3 cm ³	200 mm	8,5 mm	5,6 mm	159 mm

Döşeme kirişi üzerindeki çizgisel yük; q= (5+2)*1,4+22,4/100=10,024 kN/m



Şekil 5.1: Yukarıdaki yük değerlerinin tanımlandığı üç açıklıklı sürekli kiriş kesme kuvveti diyagramı, birim t.

Gerekli gerilmelerin tahkiki

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{Sürekli_Kenar} = \frac{q * L^2}{11} = \frac{10,024 * 5^2}{11} = 22,782kNm = 2278,2kNcm \\ M_{Sürekli_Orta} = \frac{q * L^2}{16} = \frac{10,024 * 5^2}{16} = 15,663kNm = 1566,3kNcm \end{array} \right\}$$

$$M_{seçilen} = 2278,2kNcm$$

$$V_{Basit} = 22,7kN$$

$$\sigma_{Eğilme} = \frac{M}{W} = \frac{2278,2}{194,3} = 11,725kN / cm^2 < 24 * 0,6 = 14,4kN / cm^2 \quad (Uygun)$$

$$\tau_{Makaslama} = \frac{V}{d * t_g} = \frac{22,7}{15,9 * 0,56} = 2,55kN / cm^2 < \frac{24 * 0,6}{\sqrt{3}} = 8,3kN / cm^2 \quad (Uygun)$$

$$(H \text{ yükleme } 0,75 * \sigma_A)$$

$$\sigma_{Kıyaslama} = \sqrt{\sigma^2 + 3 * \tau^2} = 12,53kN / cm^2 < 24 * 0,75 = 18,0kN / cm^2 \quad (Uygun)$$

Sehim kontrolü

$$f_{Sürekli} = 3,22 \frac{q(t/m) * L^4(m)}{I_{profil}(cm^4)} = 3,22 \frac{1,0024 * 5^4}{1943} = 1,04cm < \frac{L}{300} = \frac{500}{300} = 1,667cm \quad (Uygun)$$

5.2.1.3. Petek kiriş-ara levhalı ve basit mesnetli teşkili

Seçilen Profil: 200 mm yüksekliğinde ara levhalı IPE 180 petek kiriştir.

Döşeme kirişi üzerindeki çizgisel yük; q=(5+2)*1,4+0,216=10,016 kN/m'dir.

Çizelge 5.3: Ara levhalı petek kiriş için seçilen değerler

Profil	Kalite	G	Petek_I	W	H ₂	t _b	t _g	d	b	v	e
IPE 180	24 kN/cm ²	0,216kN/m	9340 cm ⁴	497 cm ³	460 mm	8 mm	5,3 mm	146 mm	91 mm	50 mm	250 mm

Tam göz adımı $n_1 = \frac{L}{e} = \frac{500}{25} = 20$ adet; Yarım göz adımı $n=40$ adet

Kesitin ağırlık merkezine ait C_o ve C_u değerlerinin bulunması

$$X_o = b/2 = 91/2 = 45,5 \text{ mm}$$

$$C_u = Y_o = \frac{\left[91 \cdot 8 \cdot \left(50 - \frac{8}{2} \right) + 5,3 \cdot (50 - 8) \cdot \left\{ \frac{(50 - 8)}{2} \right\} \right]}{91 \cdot 8 + 5,3 \cdot (50 - 8)} = 40,15 \text{ mm}$$

$$C_o = v - C_u = 50 - 40,15 = 9,85 \text{ mm}$$

$$H_s = H_2 - 2 \cdot C_o = 460 - 2 \cdot 9,85 = 440,3 \text{ mm}$$

$$I_{Başlık} = \frac{9,1 \cdot 0,8^3}{12} + 9,1 \cdot 0,8 \cdot \left(0,9854 - \frac{0,8}{2} \right)^2 + \frac{0,53 \cdot (5 - 0,8)^3}{12} + 0,53 \cdot (5 - 0,8) \cdot \left(4,015 - \frac{(5 - 0,8)}{2} \right)^2$$

$$I_{Başlık} = 2,8831 + 11,44 = 14,32 \text{ cm}^4$$

$$W_{Başlık} = \frac{14,32}{4,015} = 3,57 \text{ cm}^3$$

$$F_{Başlık} = 9,1 \cdot 0,8 + 0,53 \cdot (5 - 0,8) = 9,506 \text{ cm}^2$$

$$I_{Profil} = \frac{0,53 \cdot \left(\frac{25}{3} \right)^3}{12} = 25,56 \text{ cm}^4$$

$$W_{Profil} = 0,53 \cdot \frac{\left(\frac{25}{3} \right)^2}{6} = 6,13 \text{ cm}^3$$

$$F_{Profil} = 0,53 \cdot \frac{25}{3} = 4,42 \text{ cm}^2$$

Kiriş ortasında, başlıkta normal kuvvetten meydana gelen gerilme

$$V_{Kiriş_Başlık} = 0 \text{ kN}$$

$$M_{Kiriş_Başlık} = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{10,016 \cdot 5^2}{8} = 31,3 \text{ kNm} = 3130 \text{ kNcm}$$

$$N_{Kiriş_Başlık} = \frac{M}{H_s} = \frac{3130}{44,03} = 71,1 \text{ kN}$$

$$\sigma_{Kiriş_Başlık,1} = \frac{N}{F_{Kiriş_Başlık}} = \frac{71,1}{9,506} = 7,5 \text{ kN / cm}^2$$

Kiriş ortasında kesme kuvveti sıfır olduğundan; Kesme kuvvetinin etkisini göstermek amaçlı 5-6 Gözündeki Gerilme,

$m=11$ ve $m'=40-11=29$ olduğuna göre, başlıktaki moment bulunur.

$$M_{Başlık} = M_{\max} \frac{4 * m * m'}{n^2} = 31,3 \frac{4 * 11 * 29}{40^2} = 25kN * m = 2500kN * cm$$

$$N_{Başlık} = \frac{M}{H_s} = \frac{2500}{44,03} = 56,78kN$$

$$V_{Başlık} = 3 * 10,016 * 0,25 = 7,51kN$$

$$\sigma_{Kiriş_Başlık,1} = \frac{N_{Başlık}}{F_{Başlık}} = \frac{56,78}{9,51} = 5,971kN / cm^2$$

$$M_{Başlık} = 7,51 * \frac{25}{12} = 15,65kN * cm$$

$$\sigma_{Kiriş_Başlık,2} = \frac{M_{Başlık}}{W_{Başlık}} = \frac{15,65}{3,57} = 4,4kN / cm^2$$

$$\text{Maksimum } (\sigma_{Kiriş_Başlık,1}; \sigma_{Kiriş_Başlık,1}) = \text{Mak}(7,5; 5,971) = 7,5 kN/cm^2$$

$$\sigma_{Kiriş_Başlık,1} + \sigma_{Kiriş_Başlık,2} = 7,5 + 4,4 = 11,90 kN/cm^2 < 0,6 * 24 = 14,4 kN/cm^2$$

Çelik kalitesi St37 ve H yüklemesi için karşılaştırma gerilmesi, $\sigma_v = 0,75 * \sigma_A$ 'dır.

0 Dikmesi konstrüktif sebeplerle takviye edildiğinden, 1 dikmesinde gerilme tahkiki

$$H = \frac{e}{2 * H_s} (2 * V + P) = \frac{0,25}{2 * 0,4403} (2 * 7 * 10,016 * 0,25 + 10,016 * 0,25) = 10,6632kN$$

$$M_{profil} = H * a = H * \frac{z}{2} = 10,6632 * \frac{20}{2} = 106,632kNcm$$

$$\sigma_{profil} = \frac{M_{profil}}{W_{profil}} = \frac{106,632}{6,13} = 17,40kN / cm^2$$

$$\tau_{profil} = \frac{M_{profil}}{F_{profil}} = \frac{106,632}{4,42} = 1,21kN / cm^2$$

P/2 Kuvvetinden dolayı dikmede gerilme kontrolü

$$N_{profil} = \frac{q * e}{2} = \frac{10,016 * 250}{2 * 1000} = 1,252kN$$

$$\sigma_{profil} = \frac{N_{profil}}{F_{profil}} = \frac{1,252}{4,42} = 0,3kN / cm^2$$

Moment ve normal kuvvetten oluşan gerilmelerin toplamı

$$\sigma_{profil} = 17,40 + 0,3 = 17,7kN / cm^2$$

Dikmede Asal Gerilme Tahkiki

$$\sigma_{v,kıyaslama} = \frac{1}{2} \left(\sigma_{profil} + \sqrt{\sigma_{profil}^2 + 4 * \tau_{profil}^2} \right) = 17,71kN / cm^2 < 0,75 * 24 = 18kN / cm^2 \text{ (Uygun)}$$

Sehim kontrolü

$$f_{Basit} = 6,20 \frac{q(t/m) * L^4(m)}{I_{petek_k}(cm^4)} = 6,20 \frac{1,0016 * 5^4}{9340} = 0,5cm$$

$$0,5cm < \frac{L}{300} = \frac{500}{300} = 1,667cm \quad (Uygun)$$

5.2.1.4. Petek kiriş-ara levhasız basit mesnetli teşkili

Seçilen Döşeme 5 m x 7 m 'lik Normal kat döşemesi

Döşeme kiriş mesnet açıklığı, L = 5 m

İki döşeme kirişi ara mesafesi, l = 1,4 m

Ölü yük = 5 kN /m²

Hareketli yük = 2 kN /m² 'dir.

Seçilen Profil: Ara levhasız IPE 180 petek kiriş, Çelik kalitesi St37

q=(5+2)*1,4+0,262=10,062 kN/m'dir.

Çizelge 5.4: Ara levhasız petek kiriş için seçilen değerler

Profil	Kalite	G	Petek_I	W	H ₁	t _b	t _g	d	b	v	e
IPE 220	24 kN/cm ²	0,262 kN/m	5860 cm ⁴	366 cm ³	320 mm	9,2 mm	5,9 mm	177,6 mm	110 mm	60 mm	360 mm

$$\text{Tam göz adımı } n_1 = \frac{L}{e} = \frac{500}{36} = 14 \text{ adet}$$

$$\text{Yarım göz adımı } n=28 \text{ adet}$$

Kesitin ağırlık merkezine ait C_o ve C_u değerlerinin bulunması Co ve Cu'nun bulunması

$$X_o = b/2 = 110/2 = 55 \text{ mm}$$

$$C_u = Y_o = \frac{\left[110 * 9,2 * \left(60 - \frac{9,2}{2} \right) + 5,9 * (60 - 9,2) * \left\{ \frac{(60 - 9,2)}{2} \right\} \right]}{110 * 9,2 + 5,9 * (60 - 9,2)} = 48,545mm$$

$$C_o = v - C_u = 60 - 48,545 = 11,455mm$$

$$H_s = H_1 - 2 * C_o = 320 - 2 * 11,455 = 297,1mm$$

$$I_{Başlık} = \frac{11 * 0,92^3}{12} + 11 * 0,92 * \left(1,1455 - \frac{0,92}{2} \right)^2 + \frac{0,59 * (6 - 0,92)^3}{12} + 0,59 * (6 - 0,92) * \left(4,8545 - \frac{(6 - 0,92)}{2} \right)^2$$

$$I_{Başlık} = 5,47 + 22,5013 = 27,9713cm^4$$

$$W_{Başlık} = \frac{27,9713}{4,8545} = 5,76cm^3$$

$$F_{Başlık} = 11 * 0,92 + 0,59 * (6 - 0,92) = 13,12 \text{ cm}^2$$

$$I_{Profil} = \frac{0,59 * \left(\frac{36}{3}\right)^3}{12} = 84,96 \text{ cm}^4$$

$$W_{Profil} = 0,59 * \frac{\left(\frac{36}{3}\right)^2}{6} = 14,16 \text{ cm}^3$$

$$F_{Profil} = 0,59 * \frac{36}{3} = 7,08 \text{ cm}^2$$

Kiriş ortasında, başlıkta normal kuvvetten meydana gelen gerilme

$$V_{Kiriş_Başlık} = 0 \text{ kN}$$

$$M_{Kiriş_Başlık} = \frac{q * L^2}{8} = \frac{10,062 * 5^2}{8} = 31,444 \text{ kNm} = 3144,4 \text{ kNcm}$$

$$N_{Kiriş_Başlık} = \frac{M}{H_s} = \frac{3144,4}{29,71} = 105,84 \text{ kN}$$

$$\sigma_{Kiriş_Başlık,1} = \frac{N}{F_{Kiriş_Başlık}} = \frac{105,84}{13,12} = 8,067 \text{ kN / cm}^2$$

Kiriş ortasında kesme kuvveti sıfır olduğundan; kesme kuvvetinin etkisini göstermek amaçlı 5-6 gözündeki gerilme;

m=11, m'=28-11=17 olduğuna göre;

$$M_{Başlık} = M_{\max} \frac{4 * m * m'}{n^2} = 31,444 * \frac{4 * 11 * 17}{28^2} = 39 \text{ kN} * m = 3000 \text{ kN} * \text{cm}$$

$$N_{Başlık} = \frac{M}{H_s} = \frac{3000}{29,71} = 100,98 \text{ kN}, V_{Başlık} = 3 * 10,062 * 0,36 = 10,87 \text{ kN}$$

$$\sigma_{Kiriş_Başlık,1} = \frac{N_{Başlık}}{F_{Başlık}} = \frac{100,98}{13,12} = 7,7 \text{ kN / cm}^2$$

$$M_{Başlık} = 10,87 * \frac{36}{12} = 32,61 \text{ kN} * \text{cm}$$

$$\sigma_{Kiriş_Başlık,2} = \frac{M_{Başlık}}{W_{Başlık}} = \frac{32,61}{5,76} = 5,662 \text{ kN / cm}^2$$

$$\text{Maksimum } (\sigma_{Kiriş_Başlık,1}; \sigma_{Kiriş_Başlık,2}) = \text{Mak}(8,067; 7,7) = 8,067 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{Kiriş_Başlık,1} + \sigma_{Kiriş_Başlık,2} = 8,067 + 5,662 = 13,729 \text{ kN/cm}^2 < 0,6 * 24 = 14,4 \text{ kN/cm}^2$$

Sehim kontrolü

$$f_{Basit} = 6,20 \frac{q(t/m) * L^4(m)}{I_{petek_k} (cm^4)} (\text{Ara levhalısız}) = 6,20 \frac{1,0062 * 5^4}{5860} = 0,7 \text{ cm}$$

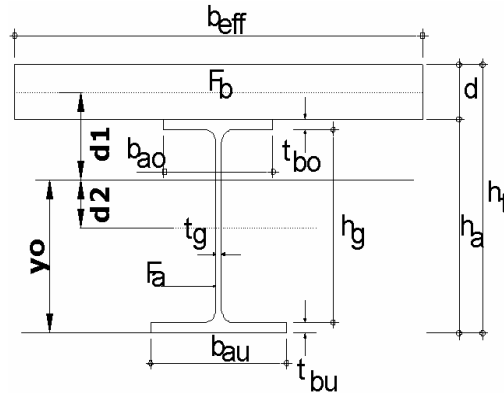
$$0,7 \text{ cm} < \frac{L}{300} = \frac{500}{300} = 1,667 \text{ cm}$$

(Uygun)

5.2.1.5. Kompozit döşeme kirişinin basit mesnetli teşkilinin anlatımı ve kompozit hesabı

Kompozit döşeme kirişleri, kolonlara rijit bağlı kompozit kat kirişlerine bağlanarak, döşeme sistemi oluşturuldu. Kompozit döşeme kirişlerinin seçiminin nedeni, ekonomik ve yükseklikten avantaj sağlamaktır. Çünkü, bir karma kirişte, eğilmeden ileri gelen kuvvet çiftinin çekme bileşeni çelik profil tarafından, basınç bileşeni ise yalnız betonarme plak, ya da betonarme plak ve çelik profilin bir bölümünce ortak olarak taşınmaktadır. Dolayısıyla çelik profil, eğilmenin basınç bileşenini taşımaktan ya bütünüyle, ya da büyük ölçüde kurtulmaktadır. Betonarme tablanın bir ölü yük olmaktan çıkıp, basınç bileşenini taşıyan yararlı bir elemana dönüşmesinin yanı sıra, böyle bir ortak çalışmada, kuvvet çiftinin “Z” manivela kolunun (Şekil 5.3) da büyümesi, ikinci bir ekonomik etken oluşturmaktadır. Kompozit kirişlerin hesabı, plastik yöntem kullanılarak kesit etkileri dağıtımı yöntemine göre yapılmıştır. Bu hesap kesin bir hesap yöntemidir. Karma kiriş enkesitine etki eden M_o eğilme momenti, kesiti oluşturan çelik profil ve betonarme plağa, atalet momentlerinin ideal kesitin atalet momentine oranlarına göre dağıtılır.

Çalışan tabla genişliğinin hesabının anlatımı



Şekil 5.2: Kompozit kat kirişi kesiti geometrik özellikleri

b_{eff}	: Etkin döşeme genişliği
AICS (Binalarda)	
$b_{eff} = \min \left(\begin{matrix} l_x \\ \frac{l}{4} \\ 16*d + b_{ao} \end{matrix} \right)$	
l_x	: Kirişler arası aks mesafesi
l	: Kiriş açıklığı
d	: Döşeme Kalınlığı
b_{ao}	: Çelik profil başlık genişliği

- α_b : Beton emniyet katsayısı=0,74
 E_b : Beton Elastisite modülü
 σ_{br} : Beton anma mukavemeti
 t_{bo} : Çelik profil başlık kalınlığı
 t_g : Çelik profil gövde kalınlığı

bağıntıları ile aranır.

Kesit çift simetrik ise $h_a/2$ ye eşit alınabilen, h_{au} 'nın geneldeki değeri (takviyesiz yapay I profiller) için kullanılır.

$$\text{Moment kolu; } h_{ao} = t_{bo} + \frac{1}{t_g} \left(\frac{F_a}{2} - b_{ao} * t_{bo} \right) \quad (5.11)$$

$$\text{ve } h_{au} = h_a - h_{ao} \quad (5.12)$$

olmak üzere, iki durum sözkonusu olmaktadır.

1.Durum: $y \leq d$ ise kesitçe taşınabilecek en büyük moment

$$M_u = Z * e = Z * \left(h_{ao} + d - \frac{y}{2} \right) \quad (5.13)$$

2.Durum: Tarafsız eksen tabla altında, yani $y > d$ durumunda, tarafsız eksenin konumunu belirlemek için;

$$D_b = \alpha_b * \sigma_{br} * b_{eff} * d \quad (5.14)$$

$$D_a = Z - D_b \quad (5.15)$$

$$F_{ad} = \frac{D_a}{(2 * \alpha_a * \sigma_F)} \quad (5.16)$$

$$y_a = \frac{F_{ad}}{b_{ao}} \quad (5.17)$$

hesaplanır. y_a 'nın hesaplanması sonucu da, iki durum ortaya çıkmaktadır. Bunlar;

1) $y_a \leq t_{bo}$ ise,

$y = d + y_a$ olup taşınabilecek moment;

$$M_u = D_b * e_1 + D_a * e_2 = D_b * \left[h_{ao} + \frac{d}{2} \right] + D_a * \left[h_{ao} - \frac{y_a}{2} \right] \text{ bağıntısı ile belirlenir.}$$

2) $y_a > t_{bo}$ durumunda y ve M_u ,

$$D_{ab} = 2\alpha_a * \sigma_F * b_{ao} * t_{bo} \quad (5.18)$$

$$D_{ag} = D_a - D_{ab} \quad (5.19)$$

$$F_{ag} = \frac{D_{ag}}{(2 * \alpha_a * \sigma_F)} \quad (5.20)$$

$$y_{ag} = \frac{F_{ag}}{t_g} \quad (5.21)$$

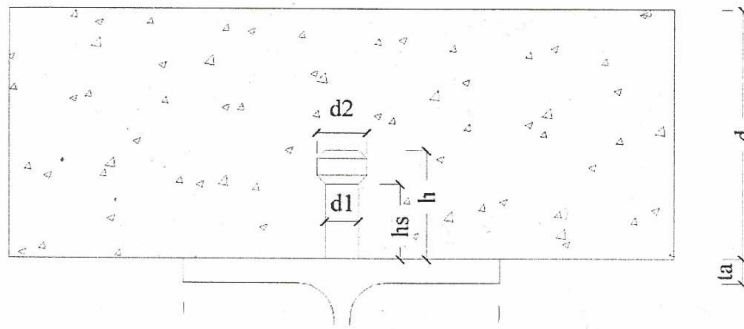
$$Y = d + t_{bo} + y_{ag} \quad (5.22)$$

$$M_u = D_b * e_1 + D_{ab} * e_{2b} + D_{ag} * e_{2g}$$

$$M_u = D_b * \left[h_{ao} + \frac{d}{2} \right] + D_{ab} * \left[h_{ao} - \frac{t_{bo}}{2} \right] + D_{ag} * \left[h_{ao} - t_{bo} - \frac{y_{ag}}{2} \right] \quad (5.23)$$

bağıntıları ile bulunurlar.

Kayma elemanının hesabının anlatımı



Şekil 5.4: Başlıklı saplamada geometrik büyüklükler

$$hs \geq 50 \text{ mm} \quad (5.24)$$

$$d_1 \leq \left\{ \begin{array}{l} 23 \text{ mm} \\ 2 * t_a \end{array} \right\} \quad (5.25)$$

$$d_2 \geq 1,5 * d_1$$

olmalıdır. Bu durumda başlıklı kamanın (=saplama) H_{1u} taşıma gücü

$$H_{1u} = 0,32 * \alpha * d_1^2 * \sqrt{\beta_{wn} * E_b} \leq 0,55 * d_1^2 * \sigma_{FH} \quad (5.26)$$

Bağıntısıyla verilir. Bu bağıntıda,

- σ_{FH} : Kayma bağlantısının akma sınırı
- E_b : Beton Elastisite modülü (TS500'den alınabilir)
- σ_{br} : Beton anma mukavemeti (küp)

$$\alpha = \left\{ \begin{array}{ll} \frac{h}{d_1} = 3,0 & 0,85 \\ \frac{h}{d_1} \geq 4,2 & 1,00 \end{array} \right\} \text{ değerinden alınan bir katsayı (Ara değerler için lineer}$$

enterpolasyon yapılabilir.)

Dinamik yüklere maruz köprü ve benzeri yapılarda denklem 5.26 bağıntısıyla hesaplanan H_{1u} taşıma gücü, 2/3 oranında azaltılır. Saplamlar çerçevesinde spiral yay kullanılması durumunda H_{1u} %15 arttırılabilir.

Başlık saplamalarının birbirinden uzaklıkları:

$$\text{Enine doğrultuda } e \geq 4 * d_1 \quad (5.27)$$

$$\text{Boyuna doğrultuda } e \left\{ \begin{array}{l} \geq 5 * d_1 \\ \leq (3 \sim 4) * d \leq 600 \text{ mm} \end{array} \right\} \quad (5.28)$$

Bağıntılarıyla sınıflandırılmıştır. Ayrıca t_b , saplamanın kaynaklandığı profilin başlık kalınlığı olmak üzere d_1 değerinin uyması gerekli sınırlar da vardır.

Bir moment ekstremum noktasına ile bir moment sıfır noktası arası olarak sınırlandırılacak bir kayma bölgesine konulması gerekli kayma bağlantı elemanının sayısı, plastik hesapta,

$$n_H = \frac{H}{\alpha_H * H_{1u}} \quad (5.29)$$

olarak bulunur. H söz konusu bölgede plakla çelik profil arasındaki kayma kuvveti, α_H genellikle 0,85 değerinde alınan bir güvenlik katsayısıdır. Hesap taşıma gücü yöntemiyle yapıldığından kayma bağlantısı aralıkları eşit tutulur.

Ele alınan kayma bölgesindeki H kayma kuvveti :

Pozitif momentler bölgesinde, çelik profilin taşıyabileceği Z çekme kuvveti ile beton tablanın taşıyabileceği D_b basınç kuvvetinden küçük olanına eşittir.

$$\left\{ \begin{array}{l} Z = \alpha_a * \sigma_F * F_a \\ D_b = \alpha_b * \sigma_{br} * b_{eff} * d \end{array} \right\} \text{den küçüğü} = H \quad (5.30)$$

Kompozit döşeme kirişlerinin statik hesabı

Seçilen Döşeme 5 m x 7 m 'lik Normal kat döşemesi, döşeme kiriş mesnet açıklığı, $L = 5$ m'dir. İki döşeme kirişi ara mesafesi, $l = 1,4$ m, ölü yük = 5 kN /m² ve hareketli yük = 2 kN /m² 'dir.

Seçilen Profil: Kompozit IPE 160 kirişi, Çelik kalitesi St37'dir.

Döşeme Kirişi Üzeri Çizgisel Yük: $q=(5+2)*1,4+0,158=10$ kN/m'dir.

TS 4561'e göre 1,7 arttırım katsayısı ile arttırılması sonucu $q*1,7=17$ kN/m şeklinde olur.

Çizelge 5.5: Seçilen kompozit kirişinin değerleri

Profil	Kalite	G	t _b	t _g	d	b
IPE 160	24 kN/cm ²	0,158 kN/m	7,4 mm	5,0 mm	127,2 mm	82 mm

$$M_{\text{pozitif,Açıklık}} = 17 \cdot 5^2 / 8 = 53,125 \text{ kN} \cdot \text{m} = 5312,5 \text{ kN} \cdot \text{cm} \quad \text{DL+LL}$$

$$M_{\text{negatif,Mesnet}} = 0 \quad ; \text{ Basit mesnet olması sonucu sıfırdır.}$$

$$V_{\text{max}} = 24,88 \text{ kN}$$

Enkesit kontrolü

Kompozit kat kirişinin DBYBHY 2007 'e göre enkesit kontrolü bölüm 5 de yapılmıştır.

Kayma gerilmesi

$$\tau = \frac{Q_{\text{max}}}{h_1 \cdot t_g} = \frac{24,88}{12,72 \cdot 0,5} = 4,0 \text{ kN} / \text{cm}^2 < \frac{1,33 \cdot 0,6 \cdot 24}{\sqrt{3}} = 11,06 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

Kayma gerilmesi pozitif momentler bölgesinde kat kirişinin kompozitlik hesabı

Döşeme Kirişi Basit Mesnetli Teşkil edilmiştir.

$$l_x = 140 \text{ cm}$$

$$l = 500 \text{ cm}$$

$$d = 12 \text{ cm}$$

$$b_{\text{ao}} = 8,20 \text{ cm}$$

$$b_{\text{eff}} = \min \left(\begin{array}{l} l_x = 140 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} = \frac{500}{4} = 125 \text{ cm} \\ 16 \cdot d + b_{\text{ao}} = 16 \cdot 12 + 8,20 = 200,2 \text{ cm} \end{array} \right) = b_{\text{eff}} = 125 \text{ cm}$$

$$n = \frac{E_{\text{çelik}}}{E_{\text{beton}}} = \frac{2100}{302,5} = 6,942 ; \quad b^* = \frac{b_{\text{eff}}}{2 \cdot n} = \frac{125}{2 \cdot 6,942} = 9 \text{ cm}$$

$$A_{\text{beton}} = d \cdot b^* = 12 \cdot 9 = 108 \text{ cm}^2$$

$$A_k = A_{\text{beton}} + A_{\text{çelik}} = (d \cdot b^*) + A_{\text{çelik}} = 108 + 20,09 = 128,09 \text{ cm}^2$$

$$y_o = \frac{A_{\text{beton}} \cdot \left(h + \frac{d}{2}\right) + A_{\text{çelik}} \cdot \frac{h}{2}}{A_k} = \frac{108 \cdot \left(16 + \frac{12}{2}\right) + 20,09 \cdot \frac{16}{2}}{128,09} = 19,804 \text{ cm}$$

$$d_1 = 16 + \frac{12}{2} - 19,804 = 2,196 \text{ cm} ; \quad d_2 = 19,804 - \frac{12}{2} = 13,804 \text{ cm}$$

$$I_k = \frac{12^3 \cdot 9}{12} + 108 \cdot 2,196^2 + 869,3 + 20,09 \cdot 13,804^2 = 6514,28 \text{ cm}^4$$

$$Z = \alpha_a \cdot \sigma_F \cdot A_{\text{çelik}} = 0,94 \cdot 24 \cdot 20,09 = 453,23 \text{ kN}$$

$$y = \frac{Z}{\alpha_b * \sigma_{br} * b_{eff}} = \frac{45,323}{0,74 * 0,3 * 125} = 1,633 \text{ cm} < \left\{ \begin{array}{l} d_o = 12 \text{ cm} \\ \frac{d_s}{2} = \frac{16}{2} = 8 \text{ cm} \end{array} \right\} \rightarrow d_o = 8 \text{ cm} \text{ olduğundan;}$$

$y < d$ olması sonucu tarafsız eksen tabla içinde kalmaktadır. Bu nedenle kesitçe taşınabilecek en büyük moment ;

$$\text{Moment kolu ; } h_{ao} = \frac{16}{2} = 8 \text{ cm}$$

$$M_u = Z * e = Z * \left(h_{ao} + d - \frac{y}{2} \right) = 453,23 * \left(8 + 12 - \frac{1,633}{2} \right) = 8694,54 \text{ kN} * \text{cm}$$

$$M_{\max_kiriş_Açıklık} = 5312,5 \text{ kN} * \text{cm} < M_u = 8694,54 \text{ kN} * \text{cm} \quad (\text{Uygun})$$

Kesme güvenliği kontrolü

Kesme kuvvetinin sadece gövde tarafından taşındığı kabulüyle hesap yapılmıştır.

$$V_d = 24,88 \text{ kN} \quad ; \text{ Bilgisayar programından alınan kesme kuvveti}$$

$$F_g = (16 - 2 * 0,74) * 0,5 = 7,26 \text{ cm}^2$$

Kompozit Kesit için Kesme Kuvveti Kapasitesi

$$V_p = 0,52 * F_g * \sigma_a = 0,52 * 7,26 * 24 = 90,6 \text{ kN}$$

$$0,3V_p = 27,2 \text{ kN} > V_d = 24,88 \text{ kN} \quad (\text{Uygun})$$

5.2.1.6. Karşılaştırması yapılan döşeme kirişlerinin sunumu

Normal kat 5x7 m.'lik döşeme kirişinin araştırılmasının sonucu;

Çizelge 5.6: Normal kat 5x7 m.'lik döşemede kullanılan yük ve değerler

Normal kat 5 x 7 m. döşeme	Bu döşemede kabul edilen yükler
L (m) = 5 ; Mesnet açıklığı	DL (kN/m ²) = 5 ; Ölü yük profil ağırlıksız
l (m) = 1,4 ; Kirişler arası	LL (kN/m ²) = 2 ; Hareketli yük

Çizelge 5.7: Normal kat 5x7 m.'lik hesaplanan döşeme kirişlerinin seçilmesi

Döşeme kirişi	Profil	G (kN/m)	H (cm)
Hadde profil basit	IPE 220	0,262	22
Hadde profil sürekli	IPE 200	0,224	20
Petek kiriş (ara levhalı) basit	IPE 180	0,216	46
Petek kiriş (ara levhasız) basit	IPE 220	0,262	32
Kompozit basit	IPE 160	0,158	28

Normal kat 5x7 m. döşeme		
Seçilen döşeme kirişi tipi	Kompozit basit	Yükseklik
Seçilen döşeme kirişi profili	IPE 160 0,158 kN/m	28 cm

* Yüksekliğe ve ağırlıklara göre en uygun profil seçilmiştir.

Yukarıda hesaplanan 5x7 m.'lik döşeme kirişinin araştırılması yapılmıştır. Çizelge 5.8, 5.9, 5.10, 5.11, 5.12, 5.13 ve 5.14 'de sunulan sonuçlar, diğer üç tip döşemenin, yukarıdaki hesaplara göre çözülmesi sonucu elde edilen sonuçlardır.

Normal kat 3x5 m.'lik döşeme kirişinin araştırılmasının sonucu;

Çizelge 5.8: Normal kat 3x5 m.'lik döşemede kullanılan yük ve değerler

Normal kat 3 x 5 m. döşeme	Bu döşemede kabul edilen yükler
L (m) = 5 ;Mesnet Açıklığı	DL (kN/m ²) = 5 ;Ölü Yük Profil Ağırlıksız
l (m) = 1 ;Kirişler Arası	LL (kN/m ²) = 5 ;Hareketli Yük

Çizelge 5.9: Normal kat 3x5 m.'lik hesaplanan döşeme kirişlerinin seçilmesi

Döşeme Kirişi	Profil	G (kN/m)	H (cm)
Hadde profil basit	IPE 220	0,262	22
Hadde profil sürekli	IPE 200	0,224	20
Petek kiriş (ara levhalı) basit	IPE 200	0,253	48
Petek kiriş (ara levhasız) basit	IPE 220	0,262	32
Kompozit basit	IPE 160	0,158	28

Normal Kat 3x5 m. Döşeme			
Seçilen döşeme kirişi tipi	Kompozit basit	Yükseklik	
Seçilen döşeme kirişi profili	IPE 160	0,158 kN/m	28 cm
* Yüksekliğe ve ağırlıklara göre en uygun profil seçilmiştir.			

Çatı katı 5x7 m.'lik döşeme kirişinin araştırılmasının sonucu;

Çizelge 5.10: Çatı katı 5x7 m.'lik döşemede kullanılan yük ve değerler

Çatı katı 5 x 7 m. döşeme	Bu döşemede kabul edilen yükler
L (m) = 5 ;Mesnet açıklığı	DL (kN/m ²) = 5,5 ;Ölü yük profil ağırlıksız
l (m) = 1,4 ;Kirişler arası	LL (kN/m ²) = 3,5 ;Hareketli yük

Çizelge 5.11: Çatı katı 5x7 m.'lik hesaplanan döşeme kirişlerinin seçilmesi

Döşeme kirişi	Profil	G (kN/m)	H (cm)
Hadde profil basit	IPE 240	0,307	22
Hadde profil sürekli	IPE 220	0,262	22
Petek kiriş (ara levhalı) basit	IPE 240	0,339	52
Petek kiriş (ara levhasız) basit	IPE 240	0,307	32
Kompozit basit	IPE 180	0,188	30

Çatı katı 5x7 m. döşeme			
Seçilen döşeme kirişi tipi	Kompozit basit	Yükseklik	
Seçilen döşeme kirişi profili	IPE 180	0,188 kN/m	30 cm
* Yüksekliğe ve ağırlıklara göre en uygun profil seçilmiştir.			

Çatı katı 3x5 m.'lik döşeme kirişinin araştırılmasının sonucu;

Çizelge 5.12: Çatı katı 3x5 m.'lik döşemede kullanılan yük ve değerler

Çatı katı 3 x 5 m. döşeme	Bu döşemede kabul edilen yükler
L (m) = 5 ;Mesnet açıklığı	DL (kN/m ²) = 5,5 ;Ölü yük profil ağırlıksız
l (m) = 1 ;Kirişler arası	LL (kN/m ²) = 3,5 ;Hareketli yük

Çizelge 5.13: Çatı katı 3x5 m.'lik hesaplanan döşeme kirişlerinin seçilmesi

Döşeme kirişi	Profil	G (kN/m)	H (cm)
Hadde profil basit	IPE 220	0,262	22
Hadde profil sürekli	IPE 180	0,188	18
Petek kiriş (ara levhalı) basit	IPE 180	0,216	46
Petek kiriş (ara levhasız) basit	IPE 220	0,262	32
Kompozit basit	IPE 160	0,158	28

Çatı katı 3x5 m. döşeme			
Seçilen döşeme kirişi tipi	Kompozit basit		Yükseklik
Seçilen döşeme kirişi profili	IPE 160	0,158 kN/m	28 cm
* Yüksekliğe ve ağırlıklara göre en uygun profil seçilmiştir.			

5.2.2. Kolon Boyutlandırılması

5.2.2.1. Kolon boyutlandırılmasının TS 648'e göre anlatımı

Yapının kolonları, beş katta bir ve “1 ve 4” aksları ile “2 ve 3” akslarında farklılık göstermektedir. İlk beş katta tüm kolonlar HL1000*748 seçilmiştir. Diğer kenar ve orta kolonlar olarak tarif edilen, akslardaki kolon boyutları “Çizelge 2.2’de” sunulmuştur. Bu bölümde, en elverişsiz kesit ve kesit tesirleri göz önüne alınarak, TS 648’e göre, boyutlandırma yapılmıştır.

TS 648’e göre, önce kolon boyutlandırmasının nasıl yapılacağını, ardından hesabı aşağıda sunulmuştur. Eğilme ve Eksenel Basınç etkisindeki I kesitleri için, **DBYBHY 2007**’deki kompaktlık kontrolü (denklem 5.31 ve 5.32 ile) yapılmaktadır;

$$\frac{b}{t} \leq 0,3 * \sqrt{\frac{E_{\text{çelik}}}{\sigma_{akma}}} \quad (5.31)$$

$$\frac{h}{t} \leq \left(\left| \frac{N_d}{\sigma_a * A} \right| \leq 0,1 \Rightarrow 3,2 * \sqrt{\frac{E_{\text{çelik}}}{\sigma_{akma}}} * \left(1 - 3 * \left| \frac{N_d}{\sigma_a * A} \right| \right) \right) \quad (5.32)$$
$$\left(\left| \frac{N_d}{\sigma_a * A} \right| > 0,1 \Rightarrow 1,33 * \sqrt{\frac{E_{\text{çelik}}}{\sigma_{akma}}} * \left(2 - \left| \frac{N_d}{\sigma_a * A} \right| \right) \right)$$

TS 648 uyarınca eğilmeye çalışan ve eksenel kuvvetin etkidiği elemanlarda gerilme tahkiki aşağıdaki gibi yapılacak ve eleman boyutlanırken, $\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} \leq 0,15$ koşulu sağlanırsa, denklem (5.34), sağlanmazsa (5.33) denklemi kullanılacaktır.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} * \sigma_{bx}}{\left(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma'_{ex}}\right) \sigma_{Bx}} + \frac{C_{my} * \sigma_{by}}{\left(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma'_{ey}}\right) \sigma_{By}} \leq 1(H); 1,33(HZ) \\ \frac{\sigma_{eb}}{0,6 * \sigma_a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1(H); 1,33(HZ) \end{array} \right\} \quad (5.33)$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1(H); 1,33(HZ) \quad (5.34)$$

- σ_{eb} : Yalnız aksel basınç etkisi altında hesaplanan gerilme
 σ_{bem} : Yalnız aksel basınç kuvveti etkisinde uygulanacak emniyet gerilmesi
 σ_{bx}, σ_{by} : Yalnızca eğilme momentleri etkisinde hesaplanan eğilme basınç başlığı gerilmeleri
 σ_{Bx}, σ_{By} : Yalnızca eğilme momentleri etkisinde uygulanacak eğilme basınç başlığı için emniyet gerilmeleri
 $\sigma'_{ex}, \sigma'_{ey}$: (x-x) ve (y-y) asal eksenleri etrafındaki burkulmalar için hesaplanan ve Euler gerilmesinden üretilen gerilmeler
 C_{mx}, C_{my} : (x-x) ve (y-y) asal eksenleri etrafındaki burkulmalar için hesaplanan ve Euler gerilmesinden üretilen gerilmeler

Herhangi bir enkesitte basınç başlığı olarak, enkesittin başlık elemanıya, basınç bölgesindeki gövde yüksekliğinin (1/3)'nün çalıştığı varsayılır.

Zayıf eksen etrafında eğilen elemanlar için izin verilen eğilme sınır gerilmesi

$\sigma_B = 0,75 * \sigma_a$ olacaktır.

$$\sigma_{eb} = \frac{P}{F} \quad (5.35)$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{\pi^2 * E}{\sigma_p}} = \sqrt{\frac{\pi^2 * E}{0,5 * \sigma_a}} = \sqrt{\frac{2 * \pi^2 * E}{\sigma_a}} \quad (5.36)$$

λ_p : Plastik narinlik sınırı

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \sigma_{bem} = \frac{\left[1 - \frac{1}{2} * \left(\frac{\lambda}{\lambda_p}\right)^2\right] * \sigma_a}{n} \quad (5.37)$$

$$\lambda > \lambda_p \rightarrow \sigma_{bem} = \frac{8290000}{\lambda^2} \quad (5.38)$$

Bu formüllerde σ_a çeliğin akma gerilmesi, n emniyet katsayısıdır.

$$\lambda < 20 \text{ ise } n = 1,67 \quad (5.39)$$

$$20 < \lambda < \lambda_p \rightarrow n = 1,5 + 1,2 * \left(\frac{\lambda}{\lambda_p}\right) - 0,2 * \left(\frac{\lambda}{\lambda_p}\right)^3 \quad (5.40)$$

$$\lambda > \lambda_p \text{ ise } n = 2,5 \quad (5.41)$$

$$\sigma_b = \frac{M_x}{I_x} (d_1 + t_1) \quad (5.42)$$

$$\lambda_{yp} \leq \sqrt{\frac{35889 * C_b}{\sigma_a}} \Rightarrow \sigma_{Bx1} = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a * \lambda_{yb}^2}{107666 * C_b} \right] \quad (5.43)$$

$$\lambda_{yp} \geq \sqrt{\frac{35889 * C_b}{\sigma_a}} \Rightarrow \sigma_{Bx1} = \left[\frac{11963 * C_b}{\lambda_{yb}^2} \right] \quad (5.44)$$

$$\sigma_{Bx1} \leq 0,6 * \sigma_a \quad (5.45)$$

$$\sigma_{Bx2} = \frac{844000 * C_b}{S_k * \frac{d}{F_b}} \quad (5.46)$$

$$\sigma_{Bx} = \min(\sigma_{Bx1}, \sigma_{By2}) < 0,6 * \sigma_a \quad (5.47)$$

$$\sigma'_e = \frac{829 * 10^4}{\lambda^2} \quad (5.48)$$

Elemanın zayıf yönde narinliğine göre, denklem 5.43 veya denklem 5.44 denklemleri ile yalnız eğilme momentleri etkisi altında uygulanacak eğilme basınç başlığı emniyet gerilmeleri hesaplanır. Ayrıca, bulunan bu emniyet gerilmesi denklem 5.46 ile bulunan değerden küçük olmalıdır. Enkesitte başlığı dolu kesit, dikdörtgene yakın formda ve alanı da çekme başlığından küçük değilse denklem 5.47 ile emniyet gerilmesi sınırlandırılır. Denklemlerde bulunan C_b ve C_m değerleri Ek'A'da verilen moment şekillerine göre belirlenmiştir. Eksenel basınç ve eğilme halinde, eğilme emniyet gerilmeleri σ_{Bx} ve σ_{By} değerlerinin hesabında, C_b bulunarak hesap yapılmıştır. Kolon burkulma boyu katsayısının hesabında, gerekli olan kolon A ve B uçları için etkin burkulma katsayısına yönelik G katsayısı,

$$G = \frac{\sum I_c / S_c}{\sum I_g / S_g} \text{ formülüyle elde edilir.}$$

I_c : Gözönüne alınan noktaya rijitlik olarak bağlanmış ve burkulma boyunun hesaplanacağı düzlemdeki kolonların atalet momenti (cm^4)

I_g : Gözönüne alınan noktaya rijitlik olarak bağlanmış ve burkulma boyunun hesaplanacağı düzlemdeki kirişlerin atalet momenti (cm^4)

S_c : Gözönüne alınan noktaya rijitlik olarak bağlanmış kolonların boyu (cm)

S_g : Gözönüne alınan noktaya rijitlik olarak bağlanmış kirişlerin boyu (cm)

5.2.2.2. Enkesit kontrolü

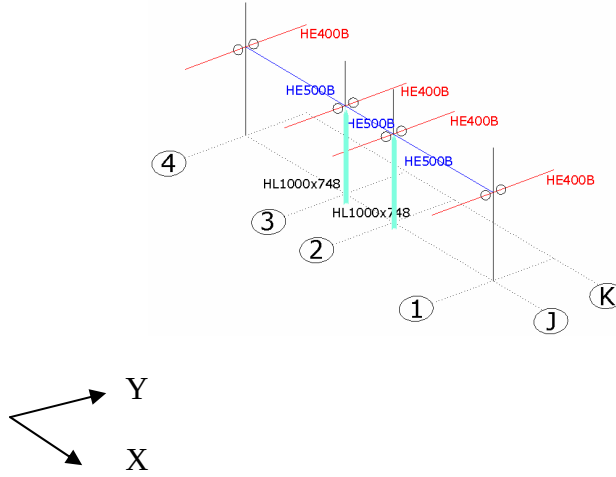
$$\frac{b}{t} = \frac{417}{(2 * 70)} = 2,98 \leq 0,3 * \sqrt{\frac{21000}{24}} = 8,974 \quad (Uygun)$$

$$\left| \frac{N_d}{\sigma_a * A} \right| = \left| \frac{9196,53}{24 * 953,4} \right| = 0,402 \geq 0,1$$

$$\frac{h}{t} = \frac{1068}{39} = 27,385 \leq \left(\left| \frac{N_d}{\sigma_a * A} \right| > 0,1 \Rightarrow 1,33 * \sqrt{\frac{E_{\text{çelik}}}{\sigma_{akma}}} * (2 - 0,402) = 62,868 \right) \quad (Uygun)$$

Planda 1 aksı ile J aksı kesişimindeki Frame 43, 1. katta teşkil edilen kolon için;

$$\text{En elverişsiz kesit tesirleri} \left\{ \begin{array}{l} N = -10117,06 \text{ kN} \\ M_x = 545,38 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_y = 9,79 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ V = 99,56 \text{ kN} \end{array} \right\} \text{C1E}_1 \text{ kombinasyonuna aittir.}$$



Şekil 5.5: Seçilen kolonun 3D görünüşü

Çizelge 5.14: Kolon boyutlandırılmasında özellikleri kullanılacak kolon ve kirişler

Kolon	h	b	tg	tb	I _x	I _y	W _x	W _y	i _x	i _y	F
	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm	cm ²
HL1000x748	1068	417	39	70	1732000	85111	32430	4082	42,62	9,45	953,4
Kiriş											
HE400B	450	300	14	26	79890	11720	3551	781,4	19,14	7,33	218
HE500B	500	300	14,5	28	107200	12620	4287	841,6	21,19	7,27	238,6

Kat yüksekliği 4,75 m. ve X yönü açıklıklar 7m, 3m ve 7 m.dir.

X Yönü

$$\left\{ \begin{array}{l} G_A = \frac{\frac{1732000}{475}}{\frac{107200}{700} + \frac{107200}{300}} = \frac{3646,316}{510,4752} = 7,143 \\ G_B = 1,0 \text{ (Ankastre bağlı olduğu için)} \end{array} \right\} \text{TS 648'e göre } K_x = 1,8 \text{ Çizelge 5'e göre}$$

$$\lambda_x = 1,8 * \frac{475}{42,62} = 20 \Rightarrow \omega_x = 1,02$$

Y Yönü

$$\left\{ \begin{array}{l} G_A = \frac{\frac{85111}{475}}{2 * \frac{79890}{500}} = \frac{179,181}{319,56} = 0,56 \\ G_B = 1,0 \text{ (Ankastre bağlı olduğu için)} \end{array} \right\} \text{TS 648'e göre } K_y = 1,25 \text{ Çizelge 5'e göre}$$

$$\lambda_y = 1,25 * \frac{475}{9,45} = 63 \Rightarrow \omega_y = 1,39$$

denklem 5.35 uygulanırsa;

$$\sigma_{eb} = \frac{P}{F} = \frac{10117,06}{953,4} = 10,612 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

denklem 5.36 uygulanırsa;

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{\pi^2 * E}{\sigma_p}} = \sqrt{\frac{\pi^2 * E}{0,5 * \sigma_a}} = \sqrt{\frac{2 * \pi^2 * 21000}{24}} = 131,423$$

Max($\lambda_x; \lambda_y$)=Max(20;63)=63 alınır.

denklem 5.40 uygulanırsa;

$$20 < \lambda = 63 < \lambda_p = 131,423 \rightarrow n = 1,5 + 1,2 * \left(\frac{63}{131,423} \right) - 0,2 * \left(\frac{63}{131,423} \right)^3 = 2,053$$

$$\lambda = 63 < \lambda_p = 131,423 \rightarrow \sigma_{bem} = \frac{\left[1 - \frac{1}{2} * \left(\frac{63}{131,423} \right)^2 \right] * 24}{2,053} = 10,35 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$\sigma_{bx} = \frac{54538}{32430} = 1,682 \text{ kN} / \text{cm}^2 \quad ; \quad \sigma_{by} = \frac{979}{4082} = 0,24 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

5.2.2.3. Kolon için C_b ve C_m katsayılarının seçimi;

Çubuğun uç moment değerleri için moment düzlemine dik düzlem içinde tutulan (1) ve (2) noktaları arasındaki eğilme momenti diyagramının şekline göre, Ek. A'dan alınan formül ile C_b hesaplanırsa; Yukarıda seçilen taşıyıcı elemanın, C1E_1 kombinasyonuna göre, kuvvetli eksen boyunca uç moment değerleri;

$$\left\{ \begin{array}{l} M_1 = 75 \text{ kN} * \text{m} \\ M_2 = 545,38 \text{ kN} * \text{m} \end{array} \right\} \text{ iken, zayıf eksen doğrultusunda uç moment değerleri;}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_1 = 3,1 \text{ kN} * \text{m} \\ M_2 = 8,2 \text{ kN} * \text{m} \end{array} \right\} \text{ olduğuna göre, Ek.A içeriğinden; ikinci sütun, kolonun kuvvetli}$$

ekseni doğrultusunda uygulanacak olursa;

$$M_1 < M_2 \Rightarrow C_b = 1,75 - 1,05 * \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0,3 * \left(\frac{M_1}{M_2} \right)$$

$$M_1 = 75 \text{ kNm} < M_2 = 545,38 \text{ kNm} \Rightarrow C_b = 1,75 - 1,05 * \left(\frac{75}{545,38} \right) + 0,3 * \left(\frac{75}{545,38} \right)$$

$$C_b = 1,65$$

şeklinde bulunur. Seçilen kolonun, alt ucu ankastre mesnetli iken, üst ucu ötelenme yapabilir durumdadır. Bu nedenle, seçilen C_m katsayıları aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$C_m = 0,6 \pm 0,4 * \frac{M_1}{M_2} \geq 0,4 \quad (5.49)$$

X Yönü

$$M_{1X} = 75kN * m$$

$$M_{2X} = 545,38kN * m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} C_{mx,1} = 0,6 + 0,4 * \frac{75}{545,38} = 0,655 \geq 0,4 \\ C_{mx,2} = 0,6 - 0,4 * \frac{75}{545,38} = 0,545 \geq 0,4 \end{array} \right\} \Rightarrow C_{mx} = 0,655$$

Y Yönü

$$M_{1Y} = 3,1kN * m$$

$$M_{2Y} = 8,2kN * m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} C_{my,1} = 0,6 + 0,4 * \frac{3,1}{8,2} = 0,75 \geq 0,4 \\ C_{my,2} = 0,6 - 0,4 * \frac{3,1}{8,2} = 0,45 \geq 0,4 \end{array} \right\} \Rightarrow C_{my} = 0,75$$

C_{mx} ve C_{my} hesaplanması sonucu ; $C_{mx}=0,655$ ve $C_{my}=0,75$ bulunmuştur.

$$I_{yb} = t_{w,c} * \frac{b_c^3}{12} = 3,9 * \frac{41,7^3}{12} = 23566,31cm^4, \quad i_{yb} = \sqrt{\frac{23566,31}{3,9 * 41,7}} = 12,04cm$$

$$\lambda_{yb} = \frac{475}{12,04} = 39,46 < \sqrt{\frac{35889 * 10^3 * 1,65}{2400}} = 157,08$$

$$\sigma_{BX} = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a * \lambda_{yb}^2}{9 * 10^7 * C_b} \right] * \sigma_a$$

$$\sigma_{BX} = \left[\frac{2}{3} - \frac{2400 * 39,46^2}{9 * 10^7 * 1,65} \right] * 24 = 15,4kN / cm^2 > 0,6 * 24 = 14,4kN / cm^2$$

$$\sigma_{BX} = 14,4kN / cm^2, \quad \sigma_{BY} = 0,75 * 24 = 18kN / cm^2$$

$$\sigma'_{ex} = \frac{829 * 10^4}{\lambda_x^2} = \frac{829 * 10^4}{20^2} = 206,01kN / cm^2$$

$$\sigma'_{ey} = \frac{829 * 10^4}{\lambda_y^2} = \frac{829 * 10^4}{63^2} = 20,9kN / cm^2$$

5.2.2.4. Kolonun TS 648'e göre kapasitesi kontrolü

$$\frac{10,612}{10,35} + \frac{0,655 * 1,682}{\left(1 - \frac{10,612}{206,01}\right) * 14,4} + \frac{0,75 * 0,24}{\left(1 - \frac{10,612}{20,9}\right) * 18} \leq 1,33 \quad (HZ)olmalı,$$

$$1,03+0,081+0,0203=1,132 \leq 1,33$$

(Uygun)

5.2.2.5. Kolonda yanal burkulma kontrolü

$$\sigma_{bx} = 1,682 \text{ kN} / \text{cm}^2 < \sigma_{BX} = 14,4 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

(Uygun)

$$\sigma_{by} = 0,24 \text{ kN} / \text{cm}^2 < \sigma_{BY} = 18 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

(Uygun)

olduğundan yanal burkulma tehlikesi yoktur.

5.2.2.6. Kolonda kesme güvenliğinin kontrolü

$$V=99,56 \text{ kN}$$

$$F_g=106,8 \cdot 3,9=416,52 \text{ cm}^2$$

$$1,02 \cdot \frac{99,56}{416,52} = 0,24 \text{ kN} / \text{cm}^2 < \frac{14,4}{\sqrt{3}} = 8,3 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

(Uygun)

5.2.2.7. Kolonda arttırılmış deprem yüklerinin dayanım kontrolü

$$\Omega_0=2,5$$

$$G+Q+2,5E_x \text{ kombinasyonuna ait değerler } \begin{pmatrix} N = -15717,6 \text{ kN} \\ M_x = 1343,05 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_y = 0,1 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{pmatrix}$$

Seçilen Kolonun Basınç ve Moment kapasitesi

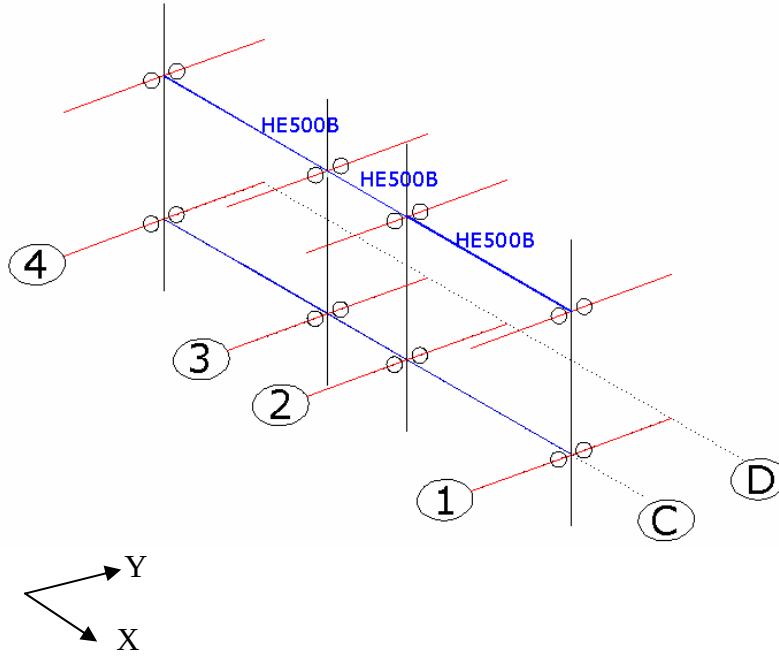
$$\begin{pmatrix} N_{bp} = 1,7 \cdot \sigma_{bem} \cdot A = 1,7 \cdot 10,591 \cdot 953,4 = 17165,7 \text{ kN} \\ M_{p,y} = W_{p,y} \cdot \sigma_a = 6459 \cdot 14,4 = 93009,6 \text{ kN} \cdot \text{cm} \\ M_{p,x} = W_{p,x} \cdot \sigma_a = 37880 \cdot 14,4 = 545472 \text{ kN} \cdot \text{cm} \end{pmatrix}$$

$$\frac{15717,6}{17165,7} + \frac{134305}{545472} + \frac{10}{93009,6} \leq 1,33 \text{ olmalı,}$$

$$0,916+0,246+0,0001=1,162 \leq 1,33$$

(Uygun)

5.2.3. X Yönü kolonlara rijit bağlı kat kirişinin boyutlandırılması



Şekil 5.6: Seçilen kirişin 3D görünüşü

Planda 2 ve 3 aksları arasında, C aksı kesişimindeki Frame 7437, 4. katta teşkil edilen kolon için; Bilgisayar programından alınan en elverişsiz iç kuvvet değerleri;

$$M_{\text{pozitif,Açıklık}} = 103 \text{ kN*m}$$

$$M_{\text{negatif,Mesnet}} = -278,24 \text{ kN*m} \quad \text{Kombinasyon CW2_51 Frame: 7437 I_valley}$$

$$V_{\text{max}} = 150,71 \text{ kN}$$

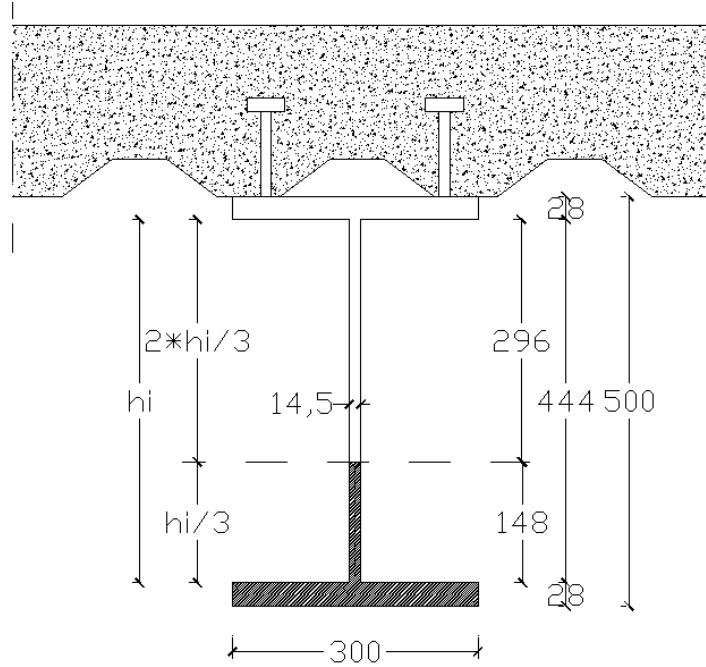
5.2.3.1 Enkesit kontrolü ve kiriş başlıklarının tutulması

Kompozit kat kirişinin **DBYBHY 2007** 'e göre enkesit kontrolü, bu çalışmanın bölüm 5.1'inde yapılmıştır. **DBYBHY 2007** madde 4.3.6.'a göre, yatay yük taşıyıcı sistemin kirişlerinin üst başlık ve alt başlıklarının yanal doğrultuda mesnetlenmesi gerekmektedir. Kompozit kirişin üst başlığı tutulmuş kabul edildiğinden, alt başlık için tutulmuşluk hesabı yapılmak zorundadır. Mesnetlendiği noktalar arasındaki uzaklık;

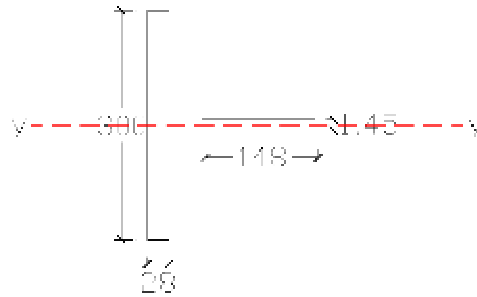
$$\ell_b \leq 0.124 \frac{r_y E_s}{\sigma_a} \quad (5.50)$$

(denklem 5.50) koşulunu sağlamasını öngörmektedir. **DBYBHY 2007** madde 4.3.6.'a göre, betonarme döşemelerin çelik kirişler ile birlikte kompozit olarak çalıştığı çelik taşıyıcı sistemlerde bu koşula uyulması zorunlu olmamakla birlikte,

yanal doğrultudaki mesnetler arası uzaklığın $l_b=296,6$ cm olduğu çerçeve kirişlerinde (kiriş başlığının ve gövdenin 1/3'ünün yanal doğrultudaki atalet yarıçapı, " $r_y=7,73$ cm" aşağıdaki gibi bulunur. " r_y " Taralı alanının zayıf yönündeki, yani y-y'deki atalet yarıçapıdır.) bu koşulun sağladığı görülmektedir.



Şekil 5.7: Kolonlara rijit bağlı kompozit kat kirişinin alt başlığının hesapta gözönüne alınan kısmı



Şekil 5.8: Kolonlara rijit bağlı kompozit kat kirişinin alt başlığının y-y eksenine göre görünüşü

$$I_{y-y} = \frac{2,8 \cdot 30^3}{12} + \frac{14,8 \cdot 1,45^3}{12} = 6303,76 \text{ cm}^4$$

$$F = 30 \cdot 2,8 + 14,8 \cdot 1,45 = 105,46 \text{ cm}^2$$

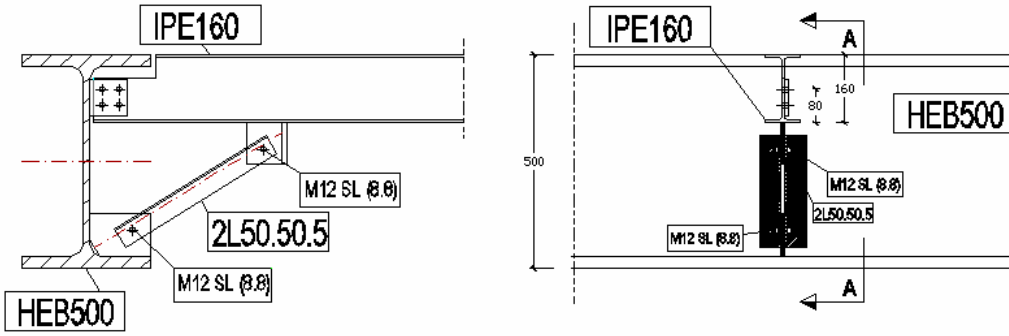
$$r_y = \sqrt{\frac{I_{y-y}}{F}} = \sqrt{\frac{6303,76}{105,46}} = 7,73 \text{ cm}$$

Kirişin net açıklığı: $700 - 106,8 = 593,2$ cm 'dir. Denklem 5.50 uygulanırsa;

$$l_b \leq 0,086 \cdot \frac{r_y \cdot E_s}{\sigma_a} = 0,086 \cdot \frac{7,73 \cdot 2100}{2,4} = 581,683 \text{ cm}$$

593,2 cm > 581,683 olduğundan kiriş alt başlığının burkulması söz konusu olabilir. Bunun için; $l_b \leq 581,683$ cm olması gerekliliğinden kirişin alt başlığı, kiriş ortasındaki döşeme kirişlerinden birine tutturulacaktır. Sonuç olarak, burkulma boyu $l_b = 593,2/2=296,6$ cm olmalıdır.

5.2.3.2 Kat kirişinin alt başlığının tutulduğu profil ve bağlantıları



Şekil 5.9 : Rijit kat kirişi alt başlık tutulması için seçilen bağlantı türü ve detayının gösterimi

Alt başlığın tutulmasını sağlayacak profilin seçilmesi

DBYBHY 2007'e yanal doğrultudaki mesnetlerin gerekli basınç ve çekme dayanımı, kiriş başlığının aksenal çekme kapasitesinin 0,02'sinden daha az olmayacak şekilde tasarlanacaktır. Buna göre mesnet ve kullanılacak profiller belirlenir.

$$A_{\text{Çekme_Başlığı}} = 2,8 \times 30 = 84 \text{ cm}^2 \text{ dir.}$$

$$N = \sigma \times A = 0,6 \times 24 \times 84 = 1209,6 \text{ kN}$$

$0,02 \times 1209,6 = 24,2$ kN çekme ve basınç taşıyacak mesnet birleşimi ve profiller tanımlanacaktır.

$$\text{Buna göre; } 2L50.50.5 \text{ in alanı} = 2 \times 4,80 = 9,6 \text{ cm}^2$$

Alt başlığı tutan profilde tahkik

$$N = \sigma \times A = 0,6 \times 24 \times 9,6 = 138,24 \text{ kN} > 24,2 \text{ kN} \quad (\text{Uygun})$$

Alt başlığı tutan profilin alt başlığın birleşimindeki bulonun seçimi

$$d = \sqrt{5 \times 0,5} - 0,2 = 1,4 \text{ cm} \rightarrow \text{M12 bulon kullanılabilir.}$$

$$\text{M12 (8.8) Makaslama gerilmesi} = 22,6 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Çift tesirli; } 2 \times \pi \times 1,2^2 / 4 \times 22,6 = 51,2 \text{ kN} > 24,2 \text{ kN} \text{ Seçilen M12 (8.8) yeterlidir.}$$

5.2.3.3 Rijit bağı kat kirişinin gerilme kontrolleri

Eğilme gerilmesi kontrolü

$$\sigma_B = \frac{8440 * C_b}{S_k * \frac{d}{F_b}} = \frac{8440 * 1,0}{296,6 * \frac{50}{(30 * 2,8)}} = 47,8 \text{ kN} / \text{cm}^2 > 0,6 * 24 = 14,4 \text{ kN} / \text{cm}^2$$
$$\sigma_B = 14,4 \text{ kN} / \text{cm}^2$$
$$\sigma = \frac{27824}{4287} = 6,5 \text{ kN} / \text{cm}^2 < 1,33 * 14,4 = 19,152 \text{ kN} / \text{cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

Kayma gerilmesi kontrolü

$$\tau = \frac{Q_{\max}}{h_1 * t_g} = \frac{150,71}{39 * 1,45} = 3 \text{ kN} / \text{cm}^2 < \frac{1,33 * 0,6 * 24}{\sqrt{3}} = 11,06 \text{ kN} / \text{cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

5.2.3.4 Rijit bağı kat kirişinin sehim kontrolü-(programdan alınan değer)

$$f_{\max} = 0,6 \text{ cm} < \frac{L}{300} = \frac{700}{300} = 2,33 \text{ cm} \quad (\text{Uygun})$$

5.2.4. Kolona mafsallı bağlanan kat kirişi boyutlandırılması

Binanın, uzun doğrultusu boyunca belirlenen taşıyıcı sisteme göre, döşeme kirişlerine paralel olarak teşkil edilen kat kirişlerini mafsallı olarak ve belirli akslarda dış merkezli çaprazlarla, yatay yükler ve gerekli rijitlik ihtiyacının karşılandığı daha önce bu çalışmanın 2. bölümünde anlatılmıştı. Bu kısımda ise, bu mafsallı teşkil edilen kat kirişinin hesabı, hem kompozit kiriş olarak hem de hadde profili olarak da gerekli kontroller yapılmıştır.

5.2.4.1. Kolona mafsallı bağı kompozit kat kirişinin, kompozitlik etkisi dışında hadde profili şeklinde kontrolü

Bilgisayar programından alınan en elverişsiz iç kuvvet değerleri;

$$M_{\text{pozitif,Açıklık}} = 137,37 \text{ kN*m}$$

$$M_{\text{negatif,Mesnet}} = 0,00 \text{ kN*m}$$

Kombinasyon C1E_10 Frame: 1911

$$V_{\max} = 62,95 \text{ kN}$$

Enkesit kontrolü

Kompozit kat kirişinin **DBYBHY 2007** 'e göre enkesit kontrolü, bu çalışmanın 5. bölümünde md. 5.1'de detaylı bir şekilde yapılmıştır.

Hadde profil şeklinde eğilme gerilmesi tahkiki

$$\sigma = \frac{13737}{2884} = 4,8 \text{ kN / cm}^2 < 1,33 * 14,4 = 19,152 \text{ kN / cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

Hadde profil şeklinde kayma gerilmesi tahkiki

$$\tau = \frac{Q_{\max}}{h_1 * t_g} = \frac{62,95}{29,8 * 1,35} = 1,6 \text{ kN / cm}^2 < \frac{1,33 * 0,6 * 24}{\sqrt{3}} = 11,06 \text{ kN / cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

Sehim kontrolü-(programdan alınan değer)

$$f_{\max} = 0,44 \text{ cm} < \frac{L}{300} = \frac{500}{300} = 1,667 \text{ cm} \quad (\text{Uygun})$$

5.2.4.2. Pozitif momentler bölgesinde kolonlara mafsallı bağlı kat kirişinin kompozit kiriş olarak hesabı

$l_x = 140 \text{ cm}$, $l = 500 \text{ cm}$, $d = 12 \text{ cm}$ ve $b_{ao} = 30 \text{ cm}$ olduğuna göre;

$$b_{\text{eff}} = \min \left(\begin{array}{l} l_x = 140 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} = \frac{500}{4} = 125 \text{ cm} \\ 16 * d + b_{ao} = 16 * 12 + 30 = 222 \text{ cm} \end{array} \right) = b_{\text{eff}} = 125 \text{ cm}$$

$$n = \frac{E_{\text{çelik}}}{E_{\text{beton}}} = \frac{2100}{302,5} = 6,942 ; \quad b^* = \frac{b_{\text{eff}}}{2 * n} = \frac{125}{2 * 6,942} = 9 \text{ cm}$$

$$A_{\text{beton}} = d * b^* = 12 * 9 = 108 \text{ cm}^2$$

$$A_k = A_{\text{beton}} + A_{\text{çelik}} = (d * b^*) + A_{\text{çelik}} = 108 + 197,8 = 305,8 \text{ cm}^2$$

$$y_o = \frac{A_{\text{beton}} * (h + \frac{d}{2}) + A_{\text{çelik}} * \frac{h}{2}}{A_k} = \frac{108 * (40 + \frac{12}{2}) + 197,8 * \frac{40}{2}}{305,8} = 29,183 \text{ cm}$$

$$d_1 = 40 + \frac{12}{2} - 29,183 = 16,817 \text{ cm} ; \quad d_2 = 29,183 - \frac{12}{2} = 23,183 \text{ cm}$$

$$I_k = \frac{12^3 * 9}{12} + 108 * 16,817^2 + 57680 + 197,8 * 23,183^2 = 195827,55 \text{ cm}^4$$

$$Z = \alpha_a * \sigma_F * A_{\text{çelik}} = 0,94 * 24 * 197,8 = 4462,368 \text{ kN}$$

$$y = \frac{Z}{\alpha_b * \sigma_{br} * b_{\text{eff}}} = \frac{4462,368}{0,74 * 3 * 125} = 16,081 \text{ cm} > \left\{ \begin{array}{l} d_o = 12 \text{ cm} \\ \frac{d_s}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \end{array} \right\} \rightarrow d_o = 12 \text{ cm} \text{ olduğundan;}$$

$y > d$ olması sonucu; Moment kolu ; $h_{ao} = 20 \text{ cm}$

$$D_b = \alpha_b * \sigma_{br} * b_{\text{eff}} * d = 0,74 * 3 * 125 * 12 = 3330 \text{ kN}$$

$$D_a = Z - D_b = 4462,4 - 3330 = 1132,4 \text{ kN}$$

$$F_{ad} = \frac{D_a}{(2 * \alpha_a * \sigma_F)} = \frac{1132,4}{(2 * 0,94 * 24)} = 25,098 \text{ cm}^2$$

$$y_a = \frac{F_{ad}}{b_{ao}} = \frac{25,098}{30} = 0,837 \text{ cm}$$

$$y_a = 0,837 < t_{bo} = 2,8 \text{ cm} \text{ olduğundan}$$

$$M_u = D_b * e_1 + D_a * e_2 = D_b * \left[h_{ao} + \frac{d}{2} \right] + D_a * \left[h_{ao} - \frac{y_a}{2} \right]$$

$$M_u = 3330 * \left[20 + \frac{12}{2} \right] + 1132,4 * \left[20 - \frac{0,837}{2} \right] = 108754,1 \text{ kN*cm}$$

$$M_{\max_kiriş_Açıklık} = 13737 \text{ kN*cm} < M_u = 108754,1 \text{ kN*cm} \quad (\text{Uygun})$$

Mafsallı kat kirişinin kompozit kiriş olarak kesme güvenliğinin kontrolü

Kompozit kesitte, kesme kuvvetini sadece gövde tarafından taşıdığı kabulüyle hesap yapılmıştır.

$$V_d = 62,95 \text{ kN} \quad ; \text{Bilgisayar programından alınan kesme kuvveti}$$

$$F_g = 29,8 * 1,35 = 40,23 \text{ cm}^2$$

Kompozit kesit için kesme kuvveti kapasitesi

$$V_p = 0,52 * F_g * \sigma_a = 0,52 * 40,23 * 24 = 502,07 \text{ kN}$$

$$0,3V_p = 150,62 \text{ kN} > V_d = 62,95 \text{ kN} \quad (\text{Uygun})$$

5.2.5. Döşeme kirişinin boyutlandırılması

Döşeme kirişinin ekonomiklik ve yükseklik açısından kompozit kiriş seçilmesi Tablo 5.7’de uygun bulunmuştu ve bu çalışmanın 5.2.1’de yapılan hesapla gösterilmiştir. Burada yapılan hesapla, 5x7 m.’lik normal kat döşemesinin, bilgisayar programındaki kesit tesirlerinin kontrolü yapılmıştır.

Bilgisayar programından alınan en elverişsiz iç kuvvet değerleri;

$$M_{\text{pozitif,Açıklık}} = 31,1 \text{ kN*m} ; \quad V_{\max} = 24,88 \text{ kN}$$

$$M_{\text{negatif,Mesnet}} = 0,00 \text{ kN*m} \quad \text{Kombinasyon DL+LL Frame: 6505 I_valley}$$

5.2.5.1. Enkesit kontrolü

Kompozit döşeme kirişinin **DBYBHY 2007**’e göre, enkesit kontrolü, bu çalışma da bölüm 5.1’de yapılmıştır.

5.2.5.2. Kompozit döşeme kirişinin kompozitlik etkisi dışında hadde profili şeklinde kesme kuvveti kontrolü

$$\tau = \frac{Q_{\max}}{h_1 * t_g} = \frac{24,88}{12,72 * 0,5} = 4,0 \text{ kN} / \text{cm}^2 < \frac{1,33 * 0,6 * 24}{\sqrt{3}} = 11,06 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

5.2.5.3. Eğilme gerilmesi-pozitif momentler bölgesinde döşeme kirişinin kompozitlik hesabı

Kompozit döşeme kirişi, basit mesnetli teşkil edilmiştir.

$l_x = 140 \text{ cm}$, $l = 500 \text{ cm}$, $d = 12 \text{ cm}$ ve $b_{ao} = 8,20 \text{ cm}$ olduğuna göre,

$$b_{\text{eff}} = \min \left(\begin{array}{l} l_x = 140 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} = \frac{500}{4} = 125 \text{ cm} \\ 16 * d + b_{ao} = 16 * 12 + 8,20 = 200,2 \text{ cm} \end{array} \right) = b_{\text{eff}} = 125 \text{ cm}$$

$$n = \frac{E_{\text{çelik}}}{E_{\text{beton}}} = \frac{2100}{302,5} = 6,942 ; \quad b^* = \frac{b_{\text{eff}}}{2 * n} = \frac{125}{2 * 6,942} = 9 \text{ cm}$$

$$A_{\text{beton}} = d * b^* = 12 * 9 = 108 \text{ cm}^2$$

$$A_k = A_{\text{beton}} + A_{\text{çelik}} = (d * b^*) + A_{\text{çelik}} = 108 + 20,09 = 128,09 \text{ cm}^2$$

$$y_o = \frac{A_{\text{beton}} * (h + \frac{d}{2}) + A_{\text{çelik}} * \frac{h}{2}}{A_k} = \frac{108 * (16 + \frac{12}{2}) + 20,09 * \frac{16}{2}}{128,09} = 19,804 \text{ cm}$$

$$d_1 = 16 + \frac{12}{2} - 19,804 = 2,196 \text{ cm} ; \quad d_2 = 19,804 - \frac{12}{2} = 13,804 \text{ cm}$$

$$I_k = \frac{12^3 * 9}{12} + 108 * 2,196^2 + 869,3 + 20,09 * 13,804^2 = 6514,28 \text{ cm}^4$$

$$Z = \alpha_a * \sigma_F * A_{\text{çelik}} = 0,94 * 24 * 20,09 = 453,23 \text{ kN}$$

$$y = \frac{Z}{\alpha_b * \sigma_{br} * b_{\text{eff}}} = \frac{453,23}{0,74 * 3 * 125} = 1,633 \text{ cm} < \left\{ \begin{array}{l} d_o = 12 \text{ cm} \\ \frac{d_s}{2} = \frac{16}{2} = 8 \text{ cm} \end{array} \right\} \rightarrow d_o = 8 \text{ cm} \text{ olduğundan};$$

$y < d$ olması sonucu, tarafsız eksen tabla içinde kalmaktadır. Bu nedenle, kesitçe taşınabilecek en büyük moment ;

$$\text{Moment kolu ; } h_{ao} = \frac{16}{2} = 8 \text{ cm}$$

$$M_u = Z * e = Z * \left(h_{ao} + d - \frac{y}{2} \right) = 453,23 * \left(8 + 12 - \frac{1,633}{2} \right) = 8694,54 \text{ kN} * \text{cm}$$

$$M_{\text{max_kiriş_Açıklık}} = 3110 \text{ kN} * \text{cm} < M_u = 8694,54 \text{ kN} * \text{cm} \quad (\text{Uygun})$$

5.2.5.4. Kompozit döşeme kirişinin kesme güvenliğinin kontrolü

Kesme kuvvetinin sadece gövde tarafından taşındığı kabulüyle hesap yapılmıştır.

$$V_d = 24,88 \text{ t} \quad ; \text{Bilgisayar programından alınan kesme kuvveti}$$

$$F_g = (16 - 2 * 0,74) * 0,5 = 7,26 \text{ cm}^2$$

Kompozit kesit için kesme kuvveti kapasitesi;

$$V_p = 0,52 * F_g * \sigma_a = 0,52 * 7,26 * 24 = 90,6 \text{ kN}$$

$$0,3V_p = 27,2 \text{ kN} > V_d = 24,88 \text{ kN} \quad (\text{Uygun})$$

5.2.6. Diyagonal çaprazın boyutlandırılması

Çizelge 5.15: X Yönünde çalışan rijit bağlı çaprazlar

Çapraz	h	b	t _g	t _b	I _x	I _y	W _x	W _y	i _x	i _y	F
	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm	cm ²
HE500B	500	300	14,5	28	107200	12620	4287	841,6	21,19	7,27	238,6

1 Aksı ile D aksı kesişimindeki, 1. katta X yönünde teşkil edilen diyagonal çapraz, Frame 4109 elemanı için, en elverişsiz kesit tesirleri ;

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 1123,86 \text{ kN} \\ M_x = 36,97 \text{ kN} * \text{m} \\ M_y = 0,46 \text{ kN} * \text{m} \\ V = 15,62 \text{ kN} \end{array} \right\} C1E_{-44} \text{ kombinasyonuna aittir.}$$

Kat yüksekliği 4,75 m., X yönü açıklık 7m, Çapraz boyu = 8,46 m ve Çaprazın X aksı ile yaptığı açı=34,16° olduğuna göre;

5.2.6.1. Enkesit kontrolü

$$\left| \frac{N_d}{\sigma_a * A} \right| = \left| \frac{112,386}{2,4 * 238,6} \right| = 0,2 \geq 0,1$$

$$\frac{h}{t} = \frac{500}{14,5} = 34,483 \leq \left(\left| \frac{N_d}{\sigma_a * A} \right| > 0,1 \Rightarrow 1,33 * \sqrt{\frac{E_{\text{çelik}}}{\sigma_{akma}}} * (2 - 0,2) = 70,815 \right) \quad (\text{Uygun})$$

Diğer gerekli enkesit kontrolleri, bu çalışma da bölüm 5.1’de tanımlanmış ve detaylı bir şekilde yapılmıştır.

5.2.6.2. Diyagonal çaprazın boyutlandırılması

Çaprazın boyutlandırılması, normal kuvvet ve moment taşıyacak şekilde tasarlanması nedeniyle, TS 648'deki iki yönde eğilme ve normal kuvvet etkisindeki basınç elemanı (Kolon) gibi boyutlandırılacaktır.

X Yönü

{Burkulma boyu 1'den büyük olmayacağından;} TS 648'e göre $K_x = 1$ Çizelge 4'e göre

$$\lambda_x = 1 * \frac{846}{21,19} = 39,92 \Rightarrow \omega_x = 1,17$$

Y Yönü

{Burkulma boyu 1'den büyük olmayacağından;} TS 648'e göre $K_y = 1$ Çizelge 4'e göre

$$\lambda_y = 1 * \frac{846}{7,27} = 116,37 \Rightarrow \omega_y = 2,38$$

$$\sigma_{eb} = \frac{P}{F} = \frac{1123,86}{238,6} = 4,71 \text{ kN / cm}^2$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{\pi^2 * E}{\sigma_p}} = \sqrt{\frac{\pi^2 * E}{0,5 * \sigma_a}} = \sqrt{\frac{2 * \pi^2 * 21000}{24}} = 131,423$$

$$\text{Max}(\lambda_x; \lambda_y) = \text{Max}(39,92; 116,37) = 116,37$$

$$20 < \lambda = 116,37 < \lambda_p = 131,423 \rightarrow n = 1,5 + 1,2 * \left(\frac{116,37}{131,423} \right) - 0,2 * \left(\frac{116,37}{131,423} \right)^3 = 2,424$$

$$\lambda = 116,37 < \lambda_p = 131,423 \rightarrow \sigma_{bem} = \frac{\left[1 - \frac{1}{2} * \left(\frac{116,37}{131,423} \right)^2 \right] * 24}{2,424} = 6,02 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma_{bx} = \frac{3697}{4287} = 0,87 \text{ kN / cm}^2 \quad ; \quad \sigma_{by} = \frac{46}{841,6} = 0,055 \text{ kN / cm}^2$$

5.2.6.3. Diyagonal Çaprazın C_b ve C_m Katsayılarının Seçimi

Çubuğun uç moment değerleri için moment düzlemine dik düzlem içinde tutulan (1) ve (2) noktaları arasındaki eğilme momenti diyagramının şekline göre, Ek. A'dan alınan formül ile C_b hesaplanırsa;

Yukarıda seçilen elemanın moment diyagramı, Ek. A'da birinci sütunundaki

diyagrama benzer; $\left\{ \begin{array}{l} M_1 = 14,62 \text{ kN*m} \\ M_2 = -22,12 \text{ kN*m} \end{array} \right\}$ değerini C1E_44 kombinasyonuna göre,

kuvvetli eksen boyunca almaktadır. Uç moment değerleri; $M_2 > M_1$ olduğuna göre, Ek.A Tablo 1 içeriğindeki sütun 1 uygulanacak olursa;

$$M_1 < M_2 \Rightarrow C_b = 1,75 + 1,05 * \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0,3 * \left(\frac{M_1}{M_2} \right)$$

$$M_1 < M_2 \Rightarrow C_b = 1,75 + 1,05 * \left(\frac{14,62}{-22,12} \right) + 0,3 * \left(\frac{14,62}{-22,12} \right)$$

$$C_b = 0,86$$

şeklinde bulunur. Seçilen kolonun, alt ucu ankastre mesnetli iken, üst ucu ötelenme yapabilir durumdadır. Bu nedenle, seçilen C_m katsayıları aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$C_m = 0,6 \pm 0,4 * \frac{M_1}{M_2} \geq 0,4 \quad (5.51)$$

X Yönü

$$M_{1X} = 14,62 kN * m$$

$$M_{2X} = -22,12 kN * m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} C_{mx,1} = 0,6 + 0,4 * \frac{14,62}{22,12} = 0,87 \geq 0,4 \\ C_{mx,2} = 0,6 - 0,4 * \frac{14,62}{22,12} = 0,34 \geq 0,4 \end{array} \right\} \Rightarrow C_{mx} = 0,87$$

Y Yönü

$$M_{1Y} = 0 kN * m$$

$$M_{2Y} = 0 kN * m$$

$$\{ C_{my,1} = 0,6 + 0,4 * 0 = 0,6 \geq 0,4 \} \Rightarrow C_{my} = 0,6$$

C_{mx} ve C_{my} hesaplanması sonucu ; $C_{mx}=0,87$ ve $C_{my}=0,60$ 'dır.

$$I_{yb} = t_{w,c} * \frac{b_c^3}{12} = 1,45 * \frac{30^3}{12} = 3262,5 cm^4, \quad i_{yb} = \sqrt{\frac{3262,5}{1,45 * 30}} = 8,66 cm$$

$$\lambda_{yb} = \frac{846}{8,66} = 97,68 < \sqrt{\frac{35889 * 10^3 * 0,86}{2400}} = 113,41$$

$$\sigma_{BX} = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a * \lambda_{yb}^2}{9 * 10^7 * C_b} \right] * \sigma_a$$

$$\sigma_{BX} = \left[\frac{2}{3} - \frac{2400 * 97,68^2}{9 * 10^7 * 0,86} \right] * 24 = 9,0 kN / cm^2 < 0,6 * 24 = 14,4 kN / cm^2$$

$$\sigma_{BX} = 9 kN / cm^2, \quad \sigma_{BY} = 0,75 * 24 = 18 kN / cm^2$$

$$\sigma'_{ex} = \frac{829 * 10^2}{\lambda_x^2} = \frac{829 * 10^2}{39,92^2} = 52,02 kN / cm^2$$

$$\sigma'_{ey} = \frac{829 * 10^2}{\lambda_y^2} = \frac{829 * 10^2}{116,37^2} = 6,12 kN / cm^2$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{4,71}{6,02} = 0,783 > 0,15$$

5.2.6.4. Diyagonal çaprazın bir kolon gibi TS648'e göre kapasitesi

$$\frac{4,71}{6,02} + \frac{0,87 * 0,87}{\left(1 - \frac{4,71}{52,02}\right) * 9} + \frac{0,60 * 0,055}{\left(1 - \frac{4,71}{6,12}\right) * 18} \leq 1,33 \quad \text{olmalı,}$$

$$0,7824 + 0,093 + 0,008 = 0,884 \leq 1,33$$

5.2.6.5 Diyagonal çaprazda yanal burkulma kontrolü

$$\sigma_{bx} = 0,87 \text{ kN} / \text{cm}^2 < \sigma_{BX} = 9,0 \text{ kN} / \text{cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

$$\sigma_{by} = 0,055 \text{ kN} / \text{cm}^2 < \sigma_{BY} = 18 \text{ kN} / \text{cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

olduğundan yanal burkulma tehlikesi yoktur.

5.2.6.6 Diyagonal çaprazda kesme güvenliği kontrolü

$$V = 15,62 \text{ kN}$$

$$F_g = 50 * 1,45 = 72,5 \text{ cm}^2$$

$$1,075 * \frac{15,62}{72,5} = 0,232 \text{ kN} / \text{cm}^2 < \frac{14,4}{\sqrt{3}} = 8,3 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

5.2.6.7 Diyagonal çaprazda arttırılmış deprem yükleri dayanım kontrolü

$$\Omega_0 = 2,5$$

$$\text{C2E}_58 \text{ kombinasyonuna ait değerler} \begin{pmatrix} N = 1945,34 \text{ kN} \\ M_x = 75,79 \text{ kN*m} \\ M_y = 0 \text{ kN*m} \end{pmatrix}$$

Seçilen Diyagonal Çaprazın Basınç ve Moment kapasitesi

$$\begin{pmatrix} N_{bp} = 1,7 * \sigma_{bem} * A = 1,7 * 9,542 * 238,6 = 3870,4 \text{ kN} \\ M_{p,x} = W_{p,x} * \sigma_a = 4287 * 14,4 = 61732,8 \text{ kN * cm} \\ M_{p,y} = W_{p,y} * \sigma_a = 841,6 * 14,4 = 12119,04 \text{ kN * cm} \end{pmatrix}$$

$$\frac{1945,34}{3870,4} + \frac{7579}{61732,8} + \frac{0}{12119,04} \leq 1,33 \text{ olmalı,}$$

(Uygun)

$$0,503 + 0,123 + 0 = 0,63 \leq 1,33$$

5.2.7. Dış merkezli çaprazın boyutlandırılması

Süneklik düzeyi yüksek dış merkez çelik çaprazlı perdeler, deprem etkileri altında bağ kirişlerinin önemli ölçüde doğrusal olmayan şekil değiştirme yapabilme özelliğine sahip olduğu, yatay yük taşıyıcı sistemlerdir. Bu sistemler, bağ kirişlerinin plastik şekil değiştirmesi sırasında, kolonların, çaprazların ve bağ kirişi dışındaki diğer kirişlerin elastik bölgede kalması sağlanacak şekilde boyutlandırılırlar. Bu çalışmanın bu kısmında, Y doğrusunda kullanılan süneklik düzeyi yüksek dış merkez çelik çaprazlı perdelerin boyutlandırılması aşağıdadır.

5.2.7.1. Bağ kirişinin boyutlandırılması

Bağlantı kirişinin boyu, denklem 5.53'de belirtilen sınırlarda kalacaktır. Bağ kirişinin V_d tasarım kuvveti, denklem 5.54 ve denklem 5.55'i, **DBYBHY 2007**'e göre her iki denklemi de sağlanmak zorundadır.

Kompozit kesit için kesme kuvveti kapasitesi;

$$V_p = 0,52 * F_g * \sigma_a \quad (5.52)$$

$$\frac{M_p}{V_p} < e < 5 \frac{M_p}{V_p} \quad (5.53)$$

$$V_d < 0,8 * V_p \quad (5.54)$$

$$V_d < \frac{2 * M_p}{e} \quad (5.55)$$

Bağ kirişinin gövde levhası tek parçalı olacak, gövde düzlemi içinde takviye levhaları bulunmayacaktır. Gövde levhasında boşluk açılmayacaktır. Kolonlarda, düşey yükler ve depremin ortak etkisinden oluşan iç kuvvetler altında gerekli gerilme kontrolleri yapılacaktır. Ayrıca, kolonun taşıma kapasitesi aşağıdaki tanımlanan iç kuvvetlerden küçük olanlarını da sağlayacaktır. (**DBYBHY 2007** 4.8.6.4)

5.2.7.2. Bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yükleme'nin $1,1D_a$ katından oluşan iç kuvvetler C1E_14'ün bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yüklemidir. Kolondaki iç kuvvetleri;

$$N = -9753,3 \text{ kN}; \quad M = 112,16 \text{ kN*m} \quad ; V = 42,94 \text{ kN}$$

$1,1 * D_a$ ($D_a = 1,2$) ile arttırılmış değerleri

$$N = -12874 \text{ kN} ; \quad M = 148,1 \text{ kN*m} \quad ; V = 56,7 \text{ kN}$$

5.2.7.3. Deprem yönetmeliği denk. (4.1.a) ve (4.1.b)'ye göre verilen arttırılmış yüklemelerden meydana gelen iç kuvvetler

Arttırılmış yükleme sonucu kolonda; $G+Q+2,5E_x$ kombinasyonuna ait değerler;

$$\begin{pmatrix} N = -13687,2 \text{ kN} \\ M_x = 81,43 \text{ kN*m} \\ M_y = 16,62 \text{ kN*m} \end{pmatrix}$$

Kolon boyutlandırması kısmında, **DBYBHY 2007** madde 4.8.6.4 b'deki değerler daha küçük olduğundan, yukarıdaki değerler incelendiğinde, bu çalışmanın 5.2.7.3. maddesindeki değerlerle kolondaki gerekli tahkikler, bu çalışmadaki md. 5.2. kolon boyutlandırılması kısmında yapılmıştır.

5.2.7.4. Dış merkezli çapraz ve bağ kirişi

Bilgisayar programından alınan en elverişsiz iç kuvvet değerleri

Bağ kirişi için kesit Tesirleri

$$N_{\text{çekme}} = 193,51 \text{ kN}$$

$$M = 116,9 \text{ kN*m} \quad \text{Kombinasyon C1E_14 I_valley}$$

$$V_{\text{max}} = 612,8 \text{ kN}$$

Enkesit koşulları

Bu çalışmada kullanılan süneklik düzeyi yüksek dış merkez çelik çaprazlı perdelerin enkesit kontrolleri Bölüm 5.1'de verilmiştir.

Bağ kirişinin boyutlandırılması ve gerekli kontroller

Çerçeve ana kirişleri Y doğrultusunda kompozit HE400B profilinden teşkil edilmiştir. Bağlantı kirişinin boyu denklem 5.53'da belirtilen sınırlarda kalacaktır.

$$\text{Kompozit HE400B kiriş kesiti için; } M_p = M_u = 108754,1 \text{ kN*cm, } A_k = 305,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Kompozit kesit için kesme kuvveti kapasitesi; } V_p = 0,52 * F_g * \sigma_a$$

$$V_p = 0,52 * F_g * \sigma_a = 0,52 * (40 * 1,35) * 24 = 673,92 \text{ kN}$$

$$\frac{M_p}{V_p} = \frac{108754,1}{673,92} = 161,4 \text{ cm}$$

$$\frac{M_p}{V_p} = 161,4 \text{ cm} < e = 200 \text{ cm} < 5 \frac{M_p}{V_p} = 807 \text{ cm}$$

Kesme kuvveti kontrolü

$$V_d=612,8 \text{ kN} < V_p=673,92 \text{ kN} \quad (\text{Uygun})$$

$$V_d=612,8 \text{ kN} < \frac{2*108754,1}{200} = 1087,541 \text{ kN} \quad (\text{Uygun})$$

DBYBHY 2007'e göre yukarıdaki her iki koşul sağlanmıştır.

$$\left| \frac{N_d}{\sigma_a * A} \right| = \left| \frac{193,51}{24*197,8} \right| = 0,041 \leq 0,1$$

$$\frac{h}{t} = \frac{40}{1,35} = 29,63$$

$$29,63 \leq \left| \frac{N_d}{\sigma_a * A} \right| \leq 0,1 \Rightarrow 3,2 * \sqrt{\frac{E_{\text{çelik}}}{\sigma_{akma}}} * \left(1 - 3 * \left| \frac{N_d}{\sigma_a * A} \right| \right)$$

$$29,63 \leq 3,2 * \sqrt{\frac{21000}{24}} * (1 - 3 * 0,041) = 83,015 \quad (\text{Uygun})$$

Bağ kirişinin gövde levhası tek parçalı olacak, gövde düzlemi içinde takviye levhaları bulunmayacaktır. Gövde levhasında boşluk açılmayacaktır.

Buna göre;

$$\sigma = \frac{N}{2 * A_b} + \frac{M}{W_p} = \frac{193,51}{2 * 30 * 24} + \frac{11690}{\frac{108754,1}{24}} = 2,72 \text{ kN} / \text{cm}^2 < 24 \text{ kN} / \text{cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

Bağ kirişinin yanal doğrultuda mesnetlenmesi

Betonarme döşemelerin çelik kirişlerle kompozit olarak çalıştığı taşıyıcı sistemlerde bağ kirişinin yanal doğrultuda mesnetlenmesi koşuluna uyulması zorunlu değildir.

(DBYBHY 2007 4.8.3.)

Kompozitlik etkisinin alt başlıkta olmaması nedeniyle alt başlıkta yanal burkulma sorunundan dolayı kiriş alt başlığında tahkik yapılacaktır.

TS 648 Standardı madde 3.3.4.2'e göre, basınç başlığının dolu gövdeli dikdörtgen kesit olması ve enkesit alanının çekme başlığı enkesit alanından daha küçük olmaması halinde, basınç emniyet gerilmesi,

$$\sigma_B = \frac{8440 * C_b}{S_k * \frac{d}{F_b}} = \frac{8440 * 1,0}{200 * \frac{40}{(30 * 2,4)}} = 75,96 \text{ kN} / \text{cm}^2 < 0,6 * 24 = 14,4 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

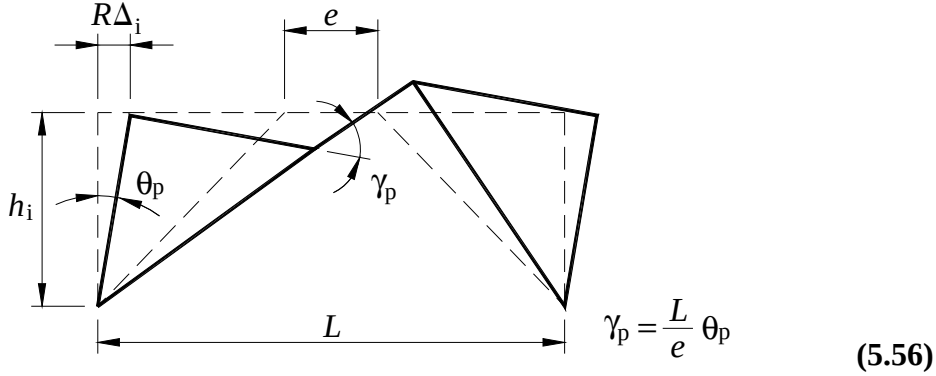
$$\sigma_B = 14,4 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$\sigma = \frac{11690}{2884} = 4,1 \text{ kN} / \text{cm}^2 < 1,33 * 14,4 = 19,152 \text{ kN} / \text{cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

Bağ kirişinin dönme açısı

Görelî kat ötelemesi açısından oluşan;

Bilgisayar programından alınan max. deplasman $d=0,001348$ m



Şekil 5.10: Görelî kat ötelemesi açısından dolayı, bağ kirişi ile bu kirişin uzantısındaki kat kirişi arasında meydana gelen γ_p bağ kirişi dönme açısının gösterimi

$$\theta_p^y = \frac{d * R_y}{h_i} = \frac{0,001348 * 7}{4,75} = 0,002$$

$$\gamma_p = \frac{L}{e} * \theta_p^y = \frac{500}{200} * 0,002 = 0,005$$

Bağ kirişinin dönme açısı;

$$e=200 \text{ cm} = 1,012 \frac{M_p}{V_p} < 1,6 * \frac{M_p}{V_p} = 286,55 \text{ cm TDY 4.8.4 a. için uygun.}$$

$$\gamma_p=0,005 < 0,10 \text{ koşulu sağlanmaktadır. (Uygun)}$$

5.2.7.5. Kat kirişinin bağ kirişi dışında kalan bölümünün kontrolü

Bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yükleme, deprem etkilerinden oluşan iç kuvvetlerin, bağ kirişinin kesit seçimi sonucunda belirlenen;

$$\frac{M_p}{M_d} = \frac{108754,1}{11690} = 9,303$$

$$\frac{V_p}{V_d} = \frac{673,92}{612,8} = 1,1$$

$$* \text{Tasarım Büyütme Katsayıları } \min \left(\frac{9,303}{1,1} \right) = 1,1$$

Kat kirişinin bağ kirişi dışında kalan kiriş bölümünün bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yüklemenin $1,1 * D_a$ katından oluşan iç kuvvetlere göre boyutlandırılmasını öngörmektedir.

*D_a=1,2 St37 için 1,1*1,2=1,32 olur. Burada küçük olan 1,1 kullanılırsa;

5.2.7.4. ve 5.2.7.4'den alınan tasarım büyütme katsayılarının küçüğü ile çarpımı suretiyle;

$$V_d = 1,1 * 612,8 = 674,08 \text{ kN}$$

$$V_E = 654,52 \text{ kN} \quad M_E = 39,1 \text{ kN*m}$$

$$V_{G+Q} = 19,56 \text{ kN} \quad M_{G+Q} = 77,8 \text{ kN*m} \quad \text{Programdan alınan değerler}$$

$$M_p = \frac{674,08 - 19,56}{654,52} * 39,1 + 77,8 = 116,9 \text{ kNm} = 11690 \text{ kNcm} \text{ şeklinde hesaplanır.}$$

Bağ kirişinin eğilme moment kapasitesi, M_u

$$M_u = 108754,1 \text{ kN*cm} > M_p = 11690 \text{ kN*cm} \quad (\text{Uygun})$$

Bu sonuçla kesit eğilme açısından yeterlidir. Buna karşılık kat kirişinin bağ kirişi dışında kalan kısmının, örneğin gövde levhaları eklenecek, kesme kuvvetine karşı takviye edilmesi de gerekmektedir.

5.2.7.6. Dış merkezli çaprazın boyutlandırılması

Bilgisayar programından alınan en elverişsiz iç kuvvet değerleri

HE500B, F=238,6 cm², i_{min}=7,27 cm ve L=4,865 m Çaprazı için kesit Tesirleri

$$N_{G+Q+E} = -642,63 \text{ kN} \quad \text{Kombinasyon C1E_14 Frame: 4627 I_valley}$$

$$N_E = -592,88 \text{ kN}$$

$$N_{G+Q} = -49,75 \text{ kN}$$

$$\lambda = \frac{486,5}{7,27} = 66,92 < 4 * \sqrt{\frac{21000}{24}} = 118,32 \quad \sigma_{bem} \text{ TS 648 çizelge 9'dan alınmıştır.}$$

$$\lambda = 67 \rightarrow \sigma_{bem} = 10 \text{ kN / cm}^2$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{642,63}{238,6 * 10,014} = 0,3 < 1,33 \quad (\text{Uygun})$$

Çaprazların bağ kirişlerinin plastikleşmesine neden olan yüklemenin 1,25*D_a katından oluşan iç kuvvetlere göre tahkik edilmeleri gerekmektedir.

$$\frac{V_p}{V_d} = \frac{673,92}{612,8} = 1,1 < \frac{M_p}{M_d} = \frac{108754,1}{11690} = 9,303 \text{ değerinde plastikleşmektedir.}$$

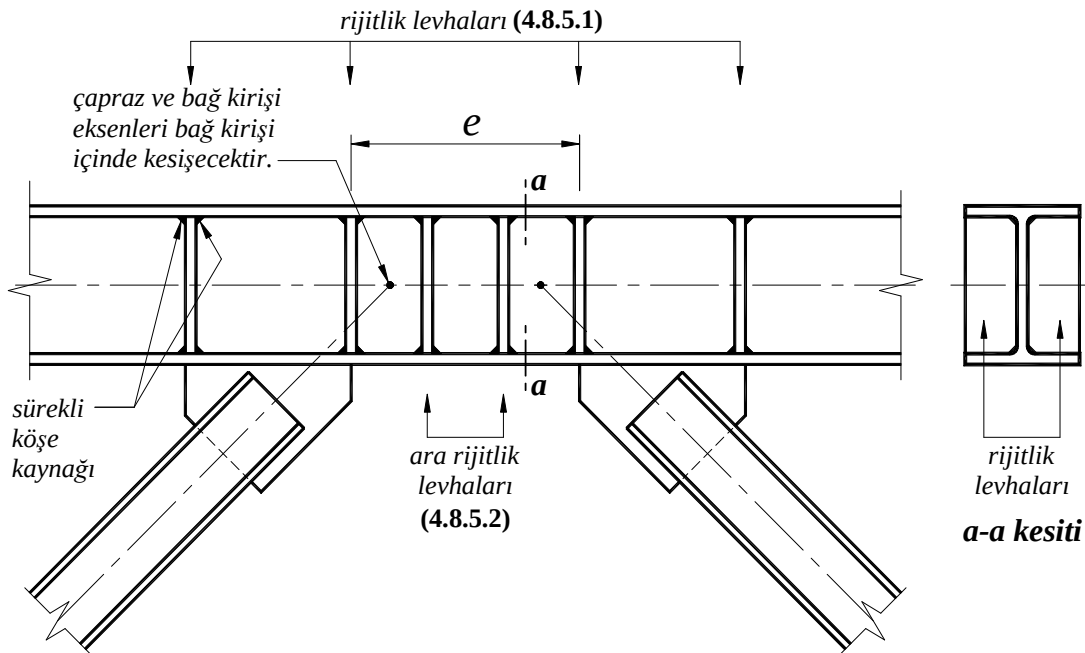
Buna göre, çapraz elemanların tasarımında esas alınacak eksenel basınç kuvveti ;

$N_p = 1,25 * 1,1 * 1,2 * 592,88 + 49,75 = 1028$ kN olarak hesaplanır.

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{1028}{238,6 * 1,7 * 10,014} = 0,3 < 1 \quad (\text{Uygun})$$

5.2.7.7. Gövde rijitlik (Berkitme) levhaları

DBYBHY 2007 4.8.5.1 – Çapraz elemanların bağ kirişine ve uzantılarına doğrudan yük aktardığı uçlarında *rijitlik levhaları* düzenlenecektir. Rijitlik levhaları, aksi belirtilmedikçe, bağ kirişi gövde levhasının her iki tarafına konulacak, gövde levhası yüksekliğinde ve yarım başlık levhası genişliğinde olacaktır (Şekil 5.10). Rijitlik levhalarının kalınlığı, gövde levhası kalınlığının 0.75’inden ve 10 mm’den az olmayacaktır. Rijitlik levhalarını bağ kirişinin gövdesine bağlayan sürekli köşe kaynakları, rijitlik levhasının enkesit alanı ile malzeme akma gerilmesinin çarpımından oluşan kuvvetleri aktaracak kapasitede olacaktır.



Şekil 5.11: Dış merkezli çaprazın kirişe bağlandığı kısımda rijitlik levhaları detayı

DBYBHY 2007 4.8.5.2 – Bağlantı kirişi uçlarındaki rijitlik levhalarına ek olarak, aşağıda tanımlanan ara rijitlik levhaları konulacaktır:

(a) Boyu $1.6M_p / V_p$ ’den daha kısa olan bağ kirişlerinde, ara rijitlik levhalarının ara uzaklıkları, bağ kirişi dönme açısının 0.10 radyan olması halinde $(30 t_w - d_b/5)$ ’den, bağ kirişi dönme açısının 0.03 radyandan daha küçük olması halinde ise $(52 t_w - d_b/5)$ ’den daha az olmayacaktır. Dönme açısının ara değerleri için doğrusal interpolasyon yapılacaktır.

(b) Boyu $2.6M_p/V_p$ 'den büyük ve $5M_p/V_p$ 'den küçük olan bağ kirişlerinde, bağ kirişi uçlarından $1.5b_{bf}$ uzaklıkta birer rijitlik levhaları konulacaktır.

(c) Boyu $1.6M_p/V_p$ ve $2.6M_p/V_p$ arasında olan bağ kirişlerinde, (a) ve (b)' de belirtilen ara rijitlik levhaları birlikte kullanılacaktır.

(d) Boyu $5M_p/V_p$ 'den büyük olan bağ kirişlerinde ara rijitlik levhaları kullanılmayabilir.

Berkitme genişliği

$b=14$ cm, $t=1,5$ cm alınırsa,

$$2*14=28 \text{ cm} > 30-2*1,35=27,3 \text{ cm} \quad (\text{Uygun})$$

Berkitme kalınlığı

$$t=1,5 \text{ cm} > 0,75*1,35=1,0125 \text{ cm} \quad (\text{Uygun})$$

$$t=1,5 \text{ cm} > 1,0 \text{ cm} \quad (\text{Uygun})$$

$$e=200 \text{ cm} = 1,012 \frac{M_p}{V_p} < 1,6* \frac{M_p}{V_p} = 286,55 \text{ cm TDY 4.8.4 a. İçin} \quad (\text{Uygun})$$

$\gamma_p=0,005 < 0,03$ koşulunda berkitme ara mesafeleri; $a < (52*t_w - d_b/5) = (52*1,35 - 40/5) = 62,2$ cm'dir. Berkitmelerin ara mesafeleri $a < 62,2$ cm olmak koşulu ile konulabilir. 50 cm'de bir konmak suretiyle, 4 adet 2*15-352-140 boyutlarında levhalar konulacaktır.

Berkitmelerdeki kaynak hesabı

Gövdedeki kaynak hesabı

$$P_k = A_{st} * \sigma_y, A_{st} = 14*1,5 = 21 \text{ cm}^2, P_k = 21*24 = 504 \text{ kN}$$

$$a = 0,5 \text{ cm için } A_k = 2*0,5*(35,2 - 2*0,5) = 35,2 \text{ cm}^2$$

$$\tau_k = 504/35,2 = 14,32 \text{ kN/cm}^2 < 24 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

Başlıktaki kaynak hesabı

$$P_k = 21*24/4 = 126 \text{ kN}$$

$$a = 0,3 \text{ cm için } A_k = 2*0,3*(14 - 2*0,3) = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$\tau_k = 126/8,04 = 15,7 \text{ kN/cm}^2 < 24 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

6. BİRLEŞİM HESAPLARI

Çalışmanın bu kısmında, yapı elemanlarının birleşim ve eklerinin hesapları yapılmıştır. **DBYBHY 2007** yönetmeliğindeki, bulonlu ve kaynaklı birleşimlerin hesapları için gerekli kontroller yapılarak, birleşimler tasarlanmıştır. Aşağıda sıralanan yönetmelik maddeleri hesaplarda esas alınmıştır.

DBYBHY 2007 md. 4.2.3.2: Deprem yüklerinin etkisindeki elemanların birleşim ve eklerinde kullanılacak bulonlar, ISO 8.8, 10.9 veya daha yüksek kalitede olacaktır. Bu bulonlar, moment aktaran birleşimlerde kendilerine uygulanabilecek öngerme kuvvetinin tümü ile, diğer birleşimlerde ise en az yarısı ile öngörülmektedir. Deprem yükleri etkisinde olmayan elemanların birleşim ve ekleri ile temel detaylarında ISO 4.6 ve 5.6 kalitesinde bulonlar kullanılabilir.

DBYBHY 2007 md. 4.2.3.3: Kaynaklı birleşimlerde çelik malzemesine ve kaynaklama yöntemine uygun elektrod kullanılacak ve elektrodun akma dayanımı birleştirilen malzemelerin akma dayanımından daha az olmayacaktır. Moment aktaran çerçevelerin kaynaklı kolon-kiriş birleşimlerinde tam penetrasyonlu küt kaynak veya köşe kaynağı dikişleri kullanılacaktır. Bu kaynaklarda kullanılan elektrodun minimum Charpy-V-Notch (CVN) dayanımı (Çentik Dayanımı)-298C'de 27 Nm (27J) olacaktır.

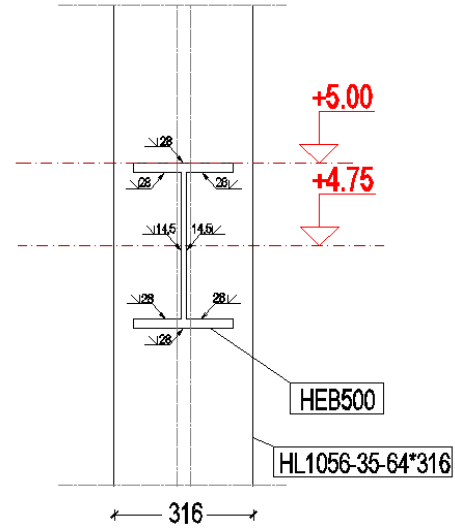
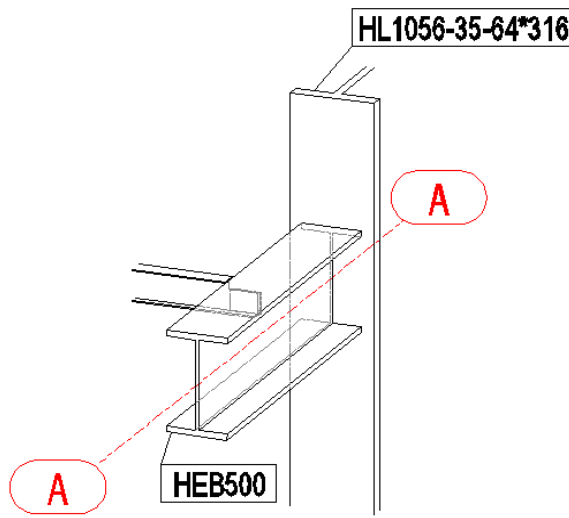
DBYBHY 2007 md. 4.2.3.4: Deprem yükleri etkisindeki elemanlarda, aynı birleşim noktasında, kaynaklı ve bulonlu birleşimler bir arada kullanılamaz.

DBYBHY 2007 md. 4.2.3.5: Düşey yükler ve depremin ortak etkisi altında Emniyet Gerilmeleri Yöntemi'ne göre yapılan kesit hesaplarında, emniyet gerilmeleri en fazla %33 arttırılacaktır. Birleşim ve eklerin emniyet gerilmeleri esasına göre tasarımında ise, bu artırım %15'i aşmayacaktır. Birleşim ve ekler ayrıca, **DBYBHY 2007** ilgili maddelerinde belirtildiği şekilde, eleman kapasitelerine veya arttırılmış deprem etkilerine göre kontrol edilecektir.

DBYBHY 2007 md. 4.2.5: Gerekli durumlarda kullanılmak üzere, yapı elemanlarının iç kuvvet kapasiteleri ve birleşim elemanlarının gerilme sınır değerleri, **DBYBHY 2007 denklem 4.2a, 4.2b, 4.2c ve 4.2d** kullanılacaktır.

Ayrıca, bu kısımda yapılan Öngermesiz Bulon ve Öngermeli Bulon hesaplarındaki gerilmeler ve kuvvetler EK D ve EK E’de sunulmuştur.

6.1. Kolonlara Rijit Bağlı (X yönü) Kat Kirişi Bağlantısı



Şekil 6.1 : Rijit kolon kat kirişi birleşimi 3D gösterimi

Şekil 6.2 : Rijit kolon kat kirişi ön görünüş

Çizelge 6.1: Kolon-kat kirişi rijit birleşimindeki elemanların enkesit özellikleri

ELEMEN	KESİT	ÖLÇÜLER						KESİT	TASARIM	
								ALANI	ÖLÇÜLERİ	
		G	h	b	t _w	t _f	r	A	h _i	d
		kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	Mm	mm
Kolon	HE 1000*579	579	1056	316	35	64	30	737	928	868
Kiriş	HE 500 B	187	500	300	14,5	28	27	238,6	444	390

Çizelge 6.2: Kolon-kat kirişi rijit birleşimindeki elemanların statik özellikleri

STATİK DEĞERLER									
ELEMEN	KESİT	KUVVETLİ EKSEN y-y				ZAYIF EKSEN z-z			
		I _y	W _{el,y}	W _{pl,y}	i _y	I _z	W _{el,z}	W _{pl,z}	i _z
		cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm
Kolon	HE 1000*579	1246000	23590	28039	41,11	34040	2154	2818	6,8
Kiriş	HE 500 B	107200	4287	4815	21,19	12620	841,6	1292	7,27

Bu bağlantı, bina kısa doğrultusundaki kat kirişinin kolonun başlığına, tam penetrasyonlu kaynaklı olarak, imalathanede yapılacağı düşünülerek tasarlanan bir birleşimdir. Birleşimde kullanılacak **DBYBHY 2007** 4.2.4'e göre hesaplanmış arttırılmış deprem yüklemelerine göre birleşim boyutlandırılmıştır.

H aksı ile 2 aksı birleşimindeki sekizinci kattaki, 3 m'lik orta kısımdaki kat kirişinin (Frame 14532-HE500B) kolon ile birleşim noktasından alınan; C2E_59 kombinasyonuna göre en olumsuz kesit tesirleri $\left(\begin{matrix} M = 967,53 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ V = 673,36 \text{ kN} \end{matrix} \right)$ 'dir.

6.1.1. Momenti karşılamak amaçlı kaynak atalet ve mukavemet momentinin bulunması ve gerilme kontrolü

$$I_{Başlık_{üst}} = 2 * \left[\frac{30 * 2,8^3}{12} + 30 * 2,8 * \left(50 + \frac{2,8}{2} \right)^2 \right] = 443959 \text{ cm}^4$$

$$I_{Başlık_{İçleri}} = 4 * \left[\frac{7 * 2,8^3}{12} + 7 * 2,8 * \left(50 - 2,8 - \frac{2,8}{2} \right)^2 \right] = 164506 \text{ cm}^4$$

$$I_{Gövde} = 2 * \left[\frac{1,45 * 33^3}{12} + 1,45 * 33 * (1,45)^2 \right] = 8886 \text{ cm}^4$$

$$I_{Toplam} = 443959 + 164506 + 8886 = 617351 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{96753}{617351} * \left(\frac{50}{2} + 2,8 \right) = 4,4 \text{ kN} / \text{cm}^2 < 24 \text{ kN} / \text{cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

6.1.2. DBYBHY 2007 4.2.5'e göre tam penetrasyonlu kaynak kullanılması; gerilme değeri σ_a 'dır. Bu değer birleşen elemanın akma gerilmesi olarak alınmıştır.

Kesme kuvveti, aşağıda hesaplanan **DBYBHY 2007** yönetmeliğin 4.3.4.1.c. maddesindeki koşula göre, kesme kuvvetini karşılamak için kirişin gövdesinde tam penetrasyonlu kaynak kalınlığı 14,5 mm ve kaynak boyu 440 mm seçilmiştir.

$$\tau = \frac{V_e}{F} = \frac{1448,11}{2 * (1,45 * (44 - 2 * 1,45))} = 12,15 \text{ kN} / \text{cm}^2 < \frac{24}{\sqrt{3}} = 13,9 \text{ kN} / \text{cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

6.1.3. Kıyaslama gerilmesi

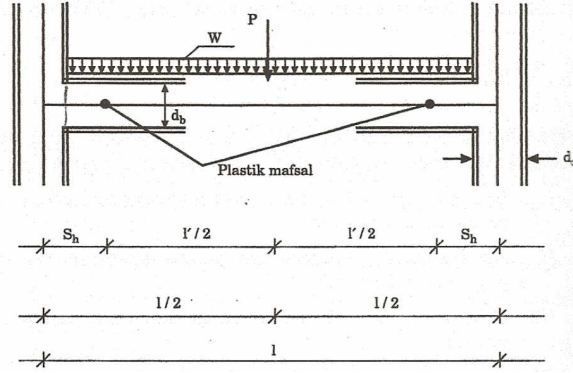
$$\sigma_v = \frac{1}{2} \left(\sigma + \sqrt{\sigma^2 + 4 * \tau^2} \right) = \frac{1}{2} \left(4,4 + \sqrt{4,4^2 + 4 * 12,15^2} \right) \quad (\text{Uygun})$$

$$\sigma_v = 14,55 \text{ kN} / \text{cm}^2 = 24 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

6.1.4. DBYBHY 2007 madde 4.3.4.1.b.'ye göre birleşimin tasarımı; dört adımda aşağıda anlatılmıştır.

1. Adım: Kiriş üzerinde muhtemel plastik mafsall oluşum noktasında kiriş kesitinin plastik moment taşıma kapasitesi hesaplanır.

$M_{pr}=4815*24=115560 \text{ kN*cm}$, kiriş açıklığı 3 m'dir.



Şekil 6.3: Plastik mafsallın belirlenmesi

$$S_h = \frac{d_c}{2} + \frac{d_b}{2} = \frac{105,6}{2} + \frac{50}{2} = 77,8 \text{ cm}$$

$$l' = l - 2*S_h = 300 - 2*77,8 = 222,18 \text{ cm}$$

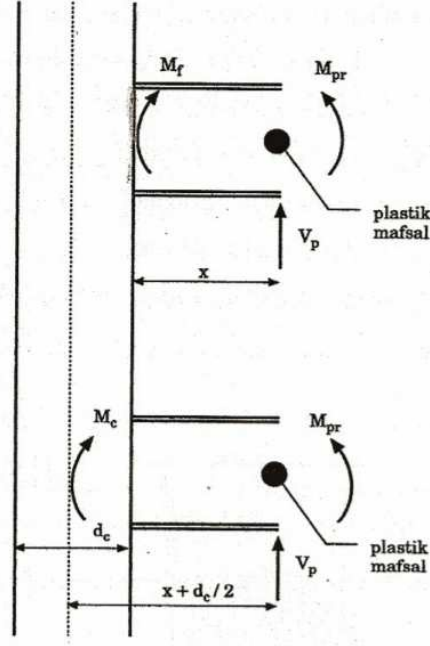
2. Adım: Plastik mafsall noktasındaki kesme kuvveti bulunur. Burada bu kirişin planda kolidor döşemelerine mesnet olması neticesiyle sadece döşemelerden gelen yayılı yük vardır. Duvar ya da kaplama yükü söz konusu değildir. $W=10 \text{ kN/m}^2*5\text{m}=50 \text{ kN/m}$

$$V_p = \frac{M_{pr} + M_{pr} + \frac{P*l'}{2} + \frac{q*l'^2}{2}}{l'} = \frac{2*1155,6 + \frac{50*2,2218^2}{2}}{2,2218} = 1096 \text{ kN}$$

3. Adım: Kolon başlık yüzeyindeki moment M_f ve kolon ağırlık eksenini üzerindeki moment M_c bulunur.

$$M_f = M_{pr} + V_p * \left(S_h - \frac{d_c}{2} \right) = 115560 + 1096 * \left(222,18 - \frac{105,6}{2} \right) = 301200,5 \text{ kN*cm}$$

$$M_c = M_{pr} + V_p * (S_h) = 115560 + 1096 * 222,18 = 359070 \text{ kN*cm}$$



Şekil 6.4: Plastik mafs'ın kolon eksenine olan uzaklığı

$D_a=1,2$, $W_{b,p}=4815\text{cm}^3$ ve çelik kalitesi $\sigma_a=24\text{ kN/cm}^2$

$M_f > 0,8*1,1*D_a*W_{b,p}* \sigma_a$ olmalı TDY madde 4.3.4.1.b'ye göre.

$$301200,5\text{ kN*cm} > 0,8*1,1*1,2*4815*24 = 122031,36\text{ kN*cm} \quad (\text{Uygun})$$

Bu dayanımın üst limiti; birleşimdeki kolonlar tarafından birleşime gelecek en büyük eğilme momenti ile uyumlu olacaktır. ($M_f < M_c$ olmalı)

$$M_f = 301200,5\text{ kN*cm} < M_c = 359070\text{ kN*cm} \quad (\text{Uygun})$$

4. Adım: Birleşimin boyutlandırılmasında esas alınacak V_e kesme kuvveti aşağıdaki denklem 6.1 ile hesaplanacaktır.

$$V_e = V_{dy} \pm 1,1 * D_a \frac{(M_{pi} + M_{pj})}{l_n} \quad (6.1)$$

V_{dy} : Kirişin kolona birleşen yüzünde düşey yüklerden oluşan basit kiriş kesme kuvveti

$w=50\text{ kN/m}$ ve açıklı 3 m olması neticesiyle $V_{dy} = 50*3/2=75\text{ kN}$ olarak bulunur.

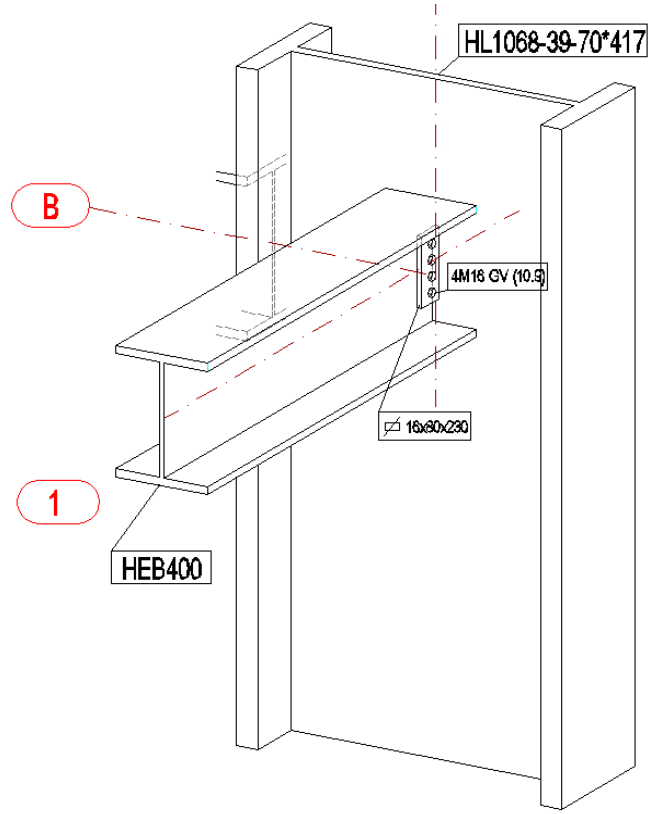
D_a : $1,2$, St37 yapı çeliği için

M_{pi} ve M_{pj} : Kirişin sağ ve sol uçlarında hesaplanan pozitif veya negatif moment kapasiteleri

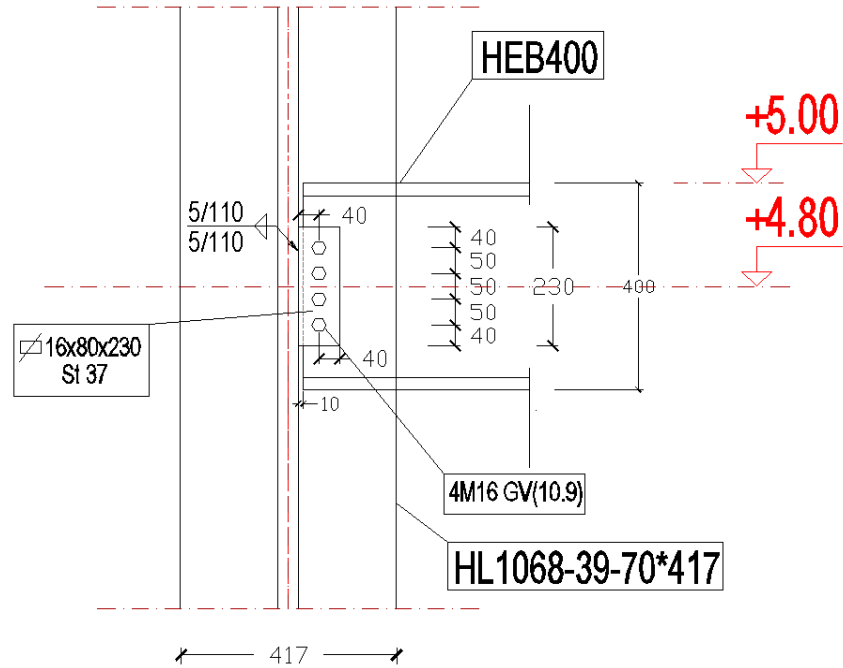
$$\left\{ V_e = 75 \pm 1,1 * 1,2 \frac{(2*115560)}{222,18} \right\} \rightarrow \left(\begin{array}{l} V_{e,1} = 1448,11\text{ kN} \\ V_{e,2} = -1298,11\text{ kN} \end{array} \right) \rightarrow V_e = 1448,11\text{ kN}$$

birleşimin boyutlandırılmasında kullanılacak kesme kuvvetidir.

6.2. Kolona mafsallı bağlanan (Y yönü) kat kirişi bağlantısı



Şekil 6.5: Kolon kat kirişi mafsallı birleşimi 3D gösterimi



Şekil 6.6: Kolon kat kirişi mafsallı yan görünüşü

Çizelge 6.3: Kolon-kat kirişi mafsallı birleşimindeki elemanların enkesit özellikleri

Eleman	Kesit	Ölçüler						Kesit	Tasarım	
								Alanı	Ölçüleri	
		G	h	b	t _w	t _f	r	A	h _i	d
		kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	Mm	mm
Kolon	HL 1000*748	748	1068	417	39	70	30	953,4	928	868
Kiriş	HE 400 B	155	300	300	13,5	24	27	197,8	352	298

Çizelge 6.4: Kolon-kat kirişi mafsallı birleşimindeki elemanların statik özellikleri

STATİK DEĞERLER									
Eleman	Kesit	Kuvvetli Eksen y-y				Zayıf Eksen z-z			
		I _y	W _{el,y}	W _{pl,y}	i _y	I _z	W _{el,z}	W _{pl,z}	i _z
		cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm
Kolon	HL 1000*748	1732000	32430	37880	42,62	85111	4082,0	6459,0	9,45
Kiriş	HE 400 B	57680	2884	3232	17,08	10820	721,3	1104	7,40

Kolonun gövdesine bağlanan HE400B kat kirişinin bağlantısı, mafsallı bir bağlantıdır. Birleşimde kullanılacak **DBYBHY 2007** 4.2.4'e göre, arttırılmış deprem yüklemelerine göre tasarlanmıştır. A aksı ile B aksı arasında, 1 aksı birleşimindeki birinci kattaki kolona mafsallı bağlanan (Y yönü) kat kirişinin (Frame 1881 – HE400B) kolon ile birleşim noktasından alınan C2E_58 kombinasyonuna göre V=70,94 kN'dur.

Kolona kaynaklı, kirişe ise bulonla bağlanacak olan ara plaka boyutları: 80 x 230 mm, t=16 mm aşağıdaki hesapla bulunmuş ve St37 malzeme kalitesinde kullanılmıştır.

6.2.1. Kullanılacak bulon çapının seçilmesi

$$t_{\min} = t_{w,HE400B} = 13,5 \text{ mm}$$

$$d \leq \sqrt{5 \cdot t_{\min}} - 0,2 = \sqrt{5 \cdot 1,35} - 0,2 = 2,4 \text{ cm}$$

$$d_{\text{seçilen}} = M16 \leq M24$$

Bulon kalitesi **DBYBHY 2007** 4.2.4 'e göre deprem yükleri etkisindeki elemanların birleşimlerinde kullanılacak bulonlar yüksek mukavemetli ISO 8.8, 10.9 veya daha yüksek kalitede olacaktır. Ayrıca bu bulonlar moment aktarmayan birleşimler birleşimlerde kendilerine uygulanabilecek öngerme kuvvetinin yarısı ile öngerilecektir.

6.2.2 Bulon sayısının belirlenmesi ve tahkiki

Seçilen bulon sayısı 4 adet, tek sıra ve uygulama kolaylığı açısından şantiyede rahat uygulaması nedeniyle tek tesirli bir GV birleşimi düşünülmüştür. Ancak gerekli öngerilme verilemeyeceği düşüncesi ile SL birleşimi de sağlanacak şekilde birleşim boyutlandırılmıştır.

Bulon kalitesi SL tipi birleşim için 8.8 kalitesindeki bulonlarla kontrol yapılmıştır.

Kullanılacak olan GV tipi birleşimde ise 10.9 kalitesindeki bulonlar seçilmiştir.

6.2.2.1 SL Birleşimi olarak kontrolü;

$$V = \frac{70,94}{4} = 17,74 \text{ kN} \quad ; \quad H = \frac{70,94 * 4}{15} * 1 = 18,92 \text{ kN}$$
$$N = \sqrt{V^2 + H^2} = \sqrt{17,74^2 + 18,92^2} = 25,94 \text{ kN}$$
$$\left\{ \begin{array}{l} N_{s2} = \frac{\pi * (0,86 * 1,6)^2}{4} * 21,6 = 32,12 \text{ kN} \rightarrow 21,6 \text{ kN} / \text{cm}^2 (8.8 \text{ HZ SL}) \\ N_{sl} = 1,6 * 1,6 * 32 = 81,92 \text{ kN} \rightarrow 32 \text{ kN} / \text{cm}^2 (St37 \text{ HZ SL}) \end{array} \right\}$$

$$N_{em} = \min(N_{s2}, N_{sl}) = 32,12 \text{ kN}$$

$$N = 25,94 \text{ kN} < N_{em} = 32,12 \text{ kN} \quad (\text{Uygun})$$

6.2.2.2 Uygulanacak olan GV birleşimi olarak kontrolü;

Seçilen 1M16 (10.9) için Öngörülen öngerme kuvveti $P_v = 100 \text{ kN}$ 'dur.

Bir bulondaki istenilen öngerme kuvvetinin %50'si alınmıştır.

$Z_{em} = 0,5 * 100 = 50 \text{ kN}$ 1M16'nın emniyetli karşılayacağı kuvvet.

$$Z = \frac{V}{n} = \frac{71}{4} = 17,8 \text{ kN} \quad Z_{em} = 50 \text{ kN} > Z = 17,8 \text{ kN} \text{ 'dur.}$$

$$N_{GV} = \frac{\mu}{\nu} P_v = \frac{0,5}{1,1} 100 = 45,45 \text{ kN} > 17,8 \text{ kN}$$

Bulon adedi n olup 4'tür. V birleşime gelen kesme kuvvetidir. Z ise birleşimdeki kesme kuvvetinin bir bulondaki değeridir.

GV Birleşimlerinde ezilme tahkiki

$$\sigma_{l,em} = \frac{17,8}{1,7 * 1,35} = 7,8 \text{ kN} / \text{cm}^2 < 48 \text{ kN} / \text{cm}^2 \quad (EY, St37) \quad (\text{Uygun})$$

6.2.3 Kullanılan ara levhada tahkik

$$M=70,94*4=283,76 \text{ kN*cm}$$

$$\sigma = \frac{283,76}{\frac{1}{6} * 1,6 * 23^2} = 2 \text{ kN / cm}^2 < 1,15 * 0,6 * 24 = 16,56 \text{ kN / cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

$$\tau = \frac{3}{2} * \frac{70,94}{1,6 * 23} = 3 \text{ kN / cm}^2 < 1,15 * \frac{0,6 * 24}{\sqrt{3}} = 9,6 \text{ kN / cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

$$\sigma_h = \sqrt{2^2 + 3^2} = 5,6 \text{ kN / cm}^2 < 0,8 * 24 = 19,2 \text{ kN / cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

6.2.4 Plaka ile kolon gövdesi arasındaki kaynakta tahkik

$$\text{Kaynak kalınlığının tayini } a < 0,7 * t_{\min} = 0,7 * \min(t_{\text{başlık}}, Kiriş; t_{\text{levha}}) = 0,7 * 16 = 11,2 \text{ mm}$$

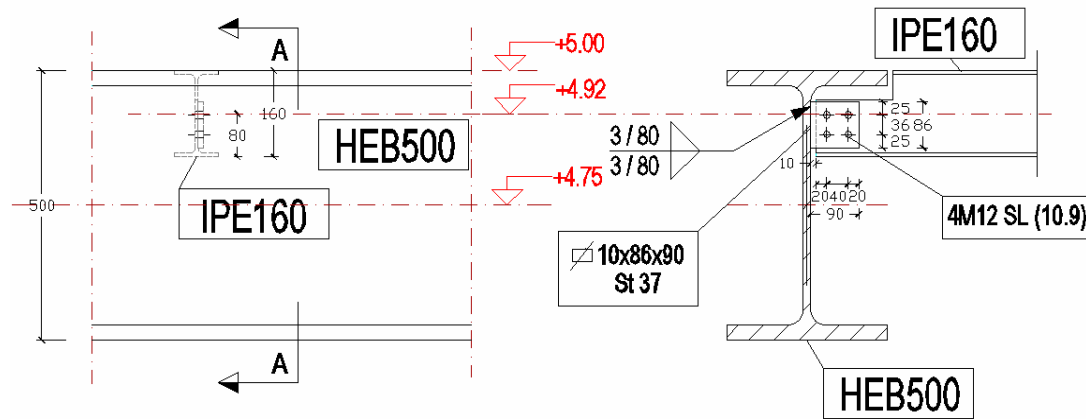
Seçilen kaynak kalınlığı $a=5 \text{ mm}$ ve kaynak boyu $l=110 \text{ mm}$.

$$V=70,94 \text{ kN}$$

$$F_{\text{kaynak}} = 2 * 0,5 * (11 - 2 * 0,5) = 10 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{70,94}{10} = 7,1 \text{ kN / cm}^2 < 11 \text{ kN / cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

6.3. Kat kirişi- mafsallı döşeme kirişi bağlantısı



Şekil 6.7: Kat kirişi döşeme kirişi mafsallı birleşimi görünüşler

Çizelge 6.5: Kat kirişi döşeme kirişi mafsallı birleşimindeki elemanların enkesit özellikleri

ELEMEN	KESİT	ÖLÇÜLER						KESİT	TASARIM	
								ALANI	ÖLÇÜLERİ	
		G	h	b	t _w	t _f	r	A	h _i	d
		kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	Mm	mm
Kat Kirişi	HE 500 B	187	500	300	14,5	28,0	27	238,60	444	390
Döşeme Kirişi	IPE160	15,8	160	82	5,0	7,4	9	20,09	145,2	127,2

Çizelge 6.6: Kat kirişi döşeme kirişi mafsallı birleşimindeki elemanların statik özellikleri

STATİK DEĞERLER									
ELEMEN	KESİT	KUVVETLİ EKSEN y-y				ZAYIF EKSEN z-z			
		I_y	$W_{el,y}$	$W_{pl,y}$	i_y	I_z	$W_{el,z}$	$W_{pl,z}$	i_z
		cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm
Kat Kirişi	HE 500 B	107200	4287	4815	21,19	12620	841,6	1292,0	7,27
Döşeme Kirişi	IPE160	869,3	108,7	123,9	6,58	68,31	16,66	26,10	1,84

Birleşimde kullanılacak en elverişsiz yükleme DL+LL olduğundan (H yüklemesi);

bu kombinasyonuna göre en elverişsiz yük değeri, $V=25,38$ kN ‘dur. X yönü kat kirişi (HE500B) gövdesine kaynaklı, döşeme kirişine bulonla bağlanacak olan plaka boyutları: 90 x 86 mm, t=10 mm’dir ve St37 malzeme kalitesinde kullanılmıştır.

6.3.1. Kullanılacak bulon çapının seçilmesi;

$$t_{min}=t_{w,IPE160}=5 \text{ mm}$$

$$d \leq \sqrt{5 \cdot t_{min}} - 0,2 = \sqrt{5 \cdot 0,5} - 0,2 = 1,4 \text{ cm} = 14 \text{ mm}$$

$$d_{seçilen} = M12$$

Birleşimde seçilen, bulon kalitesi 10.9’dur.

6.3.2. SL Tipi birleşim için bulon sayısının belirlenmesi ve tahkiki

Seçilen bulon sayısı 4 adet, iki sıra ve uygulama kolaylığı açısından, şantiyede rahat uygulaması nedeniyle tek tesirli bir birleşim düşünülmüştür.

$$V = \frac{25,38}{4} = 6,345 \text{ kN} \quad ; \quad H = \frac{25,38 \cdot 5}{3,6} \cdot 0,5 = 17,63 \text{ kN}$$

$$N = \sqrt{V^2 + H^2} = \sqrt{6,345^2 + 17,63^2} = 18,74 \text{ kN}$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} N_{s2} = \frac{\pi \cdot (0,86 \cdot 1,2)^2}{4} \cdot 24 = 20,1 \text{ kN} & 24 \text{ kN / cm}^2 (10.9 \text{ H SL}) \\ N_{sl} = 1,2 \cdot 1,0 \cdot 28 = 33,6 \text{ kN} & 28 \text{ kN / cm}^2 (St37 \text{ H SL}) \end{array} \right\}$$

$$N_{em} = \min(N_{s2}, N_{sl}) = 20,1 \text{ kN}$$

$$N=18,73 \text{ kN} < N_{em}=20,1 \text{ kN} \quad (\text{Uygun})$$

6.3.3. Döşeme kirişi azalan gövde kontrolü

Döşeme kirişinin çalışan boyu 8,6 cm'den fazla olmasına karşın bu değer kabul edilmiştir.

$$\text{Zayıflamış Alan} = 8,6 \cdot 0,5 - 2 \cdot 1,3 \cdot 0,5 = 3 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{18,73}{3} = 6,3 \text{ kN / cm}^2 < 0,6 \cdot 24 = 14,4 \text{ kN / cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

6.3.4. Kullanılan ara levhada tahkik

$$M = 25,38 \cdot 5 = 126,9 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$\sigma = \frac{126,9}{\frac{1}{6} \cdot 1,0 \cdot 8,6^2} = 10,3 \text{ kN / cm}^2 < 1,15 \cdot 0,6 \cdot 24 = 16,56 \text{ kN / cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

$$\tau = \frac{3}{2} \cdot \frac{25,38}{1,0 \cdot 8,6} = 5 \text{ kN / cm}^2 < 1,15 \cdot \frac{0,6 \cdot 24}{\sqrt{3}} = 9,6 \text{ kN / cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

$$\sigma_h = \sqrt{10,3^2 + 3 \cdot 5^2} = 13,5 \text{ kN / cm}^2 < 0,8 \cdot 24 = 19,2 \text{ kN / cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

6.3.5. Plaka ile kolon gövdesi arasındaki kaynakta tahkik

$$\text{Kaynak kalınlığının tayini } a < 0,7 \cdot t_{\min} = 0,7 \cdot \min(t_{\text{başlık}}, t_{\text{kiriş}}, t_{\text{levha}}) = 0,7 \cdot 5 = 3,5 \text{ mm}$$

Seçilen kaynak kalınlığı $a = 3 \text{ mm}$ ve kaynak boyu $l = 80 \text{ mm}$. $V = 25,38 \text{ kN}$

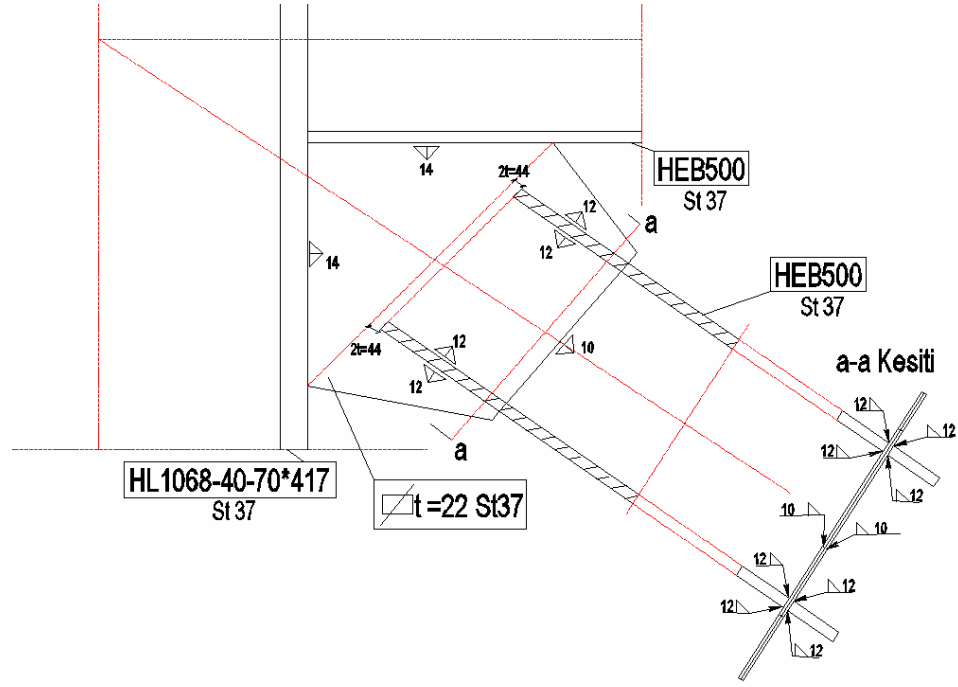
$$F_{\text{kaynak}} = 2 \cdot 0,5 \cdot (8 - 2 \cdot 0,3) = 7,4 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{25,38}{7,4} = 3,43 \text{ kN / cm}^2 < 11 \text{ kN / cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

6.4. Diyagonal Çaprazın Bağlantıları

Bağlantısı yapılacak diyagonal çapraz; D.aksı ile 3. katta teşkil edilen Frame 4114 (HE500B)

$$\text{En Elverişsiz Yükleme C2E _ 58'e ait değerler} \rightarrow \begin{cases} N = 2200,84 \text{ kN} \\ M = 11728 \text{ kN} \cdot \text{cm} \\ V = 35,13 \text{ kN} \end{cases}$$



Şekil 6.8: Diyagonal çaprazın kat kirişi- kolon köşe birleşiminin görünüşü

6.4.1. Çapraz profilin üzerindeki kaynak dikişlerinde tahkik

Kaynak başlıklarda 1,0 cm kalınlıklı 20 cm boyunda, gövdede ise 1,0 cm kalınlığında 30 cm boyunda seçilmiştir ve tam penetrasyonlu yapılacaktır.

$$\sigma = \frac{\frac{M}{h} + N}{F_{kay}} = \frac{\frac{11728}{39} + \frac{2200,84}{2}}{4 * 1,2 * (20 - 2 * 1,2)} = 16,6 kN / cm^2 < 24,00 kN / cm^2 \quad (Uygun)$$

$$\tau = \frac{V}{F_{kay, KesmeK.}} = \frac{35,13}{2 * 1,0 * (30 - 2 * 1,0)} = 0,63 kN / cm^2 < 24,00 kN / cm^2 \quad (Uygun)$$

$$\sigma_v = \frac{1}{2} \left(\sigma + \sqrt{\sigma^2 + 4 * \tau^2} \right) = \frac{1}{2} \left(16,6 + \sqrt{16,6^2 + 4 * 0,63^2} \right)$$

$$\sigma_v = 16,63 kN / cm^2 = 24 kN / cm^2 \quad (Uygun)$$

6.4.2. Diyagonal çaprazın kolon-kiriş birleşiminde kullanılan guse levhasının tahkiki

Yapılacak tahkikte, guse levhasının Wiltmore alanının akması yöntemini kullanılarak hesap yapılmıştır. Wiltmore yöntemine göre, guse levhalarının kritik kesitleri, eksenel kuvvet, eğilme ve kesmenin birlikte etkimesi durumunda akma davranışı gösterir. Kombine yüklere maruz guse levhası kapasitesini belirlemek için aşağıdaki denklem 6.2. sağlaması gerekmektedir.

$$\left(\frac{N}{\phi * N_y}\right)^2 + \left(\frac{M}{\phi * M_p}\right) + \left(\frac{V}{\phi * V_y}\right)^4 < 1,0 \quad (6.2)$$

M : Eğilme Momenti

M_p : Kesitin plastik moment kapasitesi

N : Eksenel Kuvvet

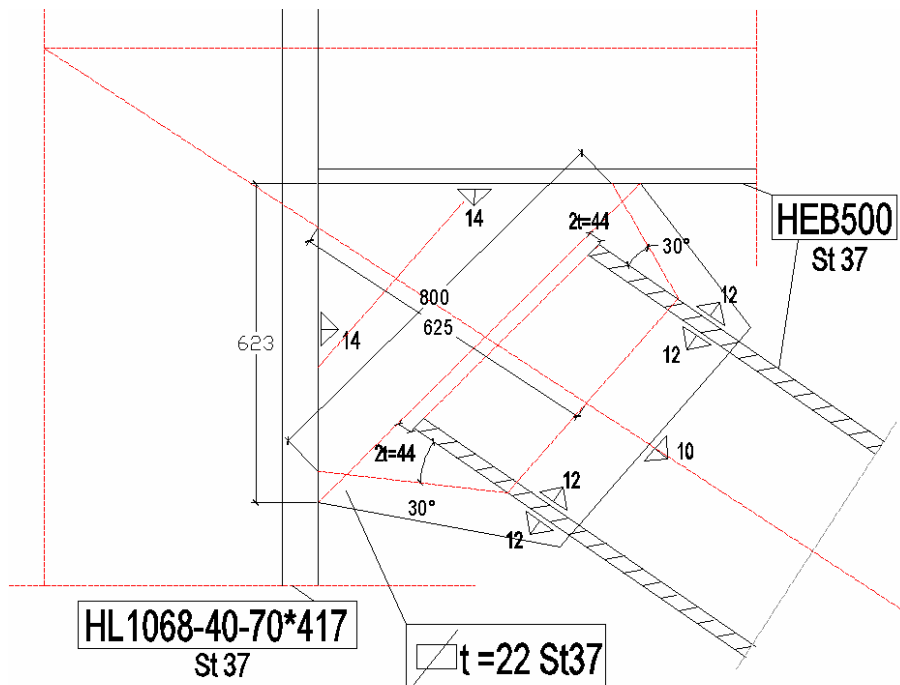
N_y : Eksenel yük altında akma kesit kapasitesi (N_y=A*F_y)

V : Kesme kuvveti

V_y : Kesmede akma durumunda kesit kapasitesi (V_y=0,6*A*F_y)

F_y : Çelik için şartnamelerde verilen minimum akma dayanımı

ve ϕ : Akma hasarı modları için dayanım faktörü ($\phi=0,90$)'dur.



Şekil 6.9: Diyagonal çaprazın kat kirişi- kolon köşe birleşiminin wiltmore prensibine göre guse levhasının genişlik ve boy tayinin gösterimi

Tahkiki yapılacak olan çapraz: HE500B için plastik mukavemet momenti $M_{pl,y}=4815 \text{ cm}^3$ tür. Wiltmore yöntemine göre, Wiltmore'un 30°'lik hattı üzerindeki guse levhasının brüt alanı belirlenir. Seçilen plaka kalınlığı $t=2,2 \text{ cm}$ alındı. Etkili Wiltmore Plaka Alanı $=2,2*80=176 \text{ cm}^2$ ve plaka kalitesi St37 olduğuna göre; denklem 6.2. kullanılırsa;

$$\left(\frac{2200,84}{0,9*176*24}\right)^2 + \left(\frac{11728}{0,9*4815*24}\right) + \left(\frac{35,13}{0,9*0,6*176*24}\right)^4 < 1,0$$

$$0,4 + 0,12 + 6*10^{-8} = 0,52 < 1,0$$

(Uygun)

6.4.3. Guse levhasının burkulmasının tahkiki

Guse levhası, çapraz elemanın ilettiği kuvveti burkulmadan taşıyabilmelidir. Bu nedenle Wiltmore yöntemine göre kontrol edilecektir.

l_{we} : Wiltmore kesiti efektif boyu = 80 cm

l_b : Guse levhası burkulma boyu = 62,5 cm

t : Guse levhasının kalınlığı = 2,2 cm

Guse levhası iki ucu ankastre çubuk gibi kabul edilirse, $K=0,5$

$$i = \sqrt{\frac{l_{we} * t^3}{12}} = \sqrt{\frac{t^2}{12}} = \frac{t}{\sqrt{12}} = \frac{2,2}{\sqrt{12}} = 0,635 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{K * l_b}{i} = \frac{0,5 * 62,5}{0,635} = 50 \Rightarrow \omega = 1,26$$

$$N_1 = \frac{1,15 * 0,6 * 24}{1,26} * 2,2 * 80 = 2313 \text{ kN} > N_d = 2201 \text{ kN} \quad (\text{Uygun})$$

6.4.4. Plakayı kolon ve kirişe bağlayan yatay ve düşey kaynaklarda tahkik

Kirişe bağlanan plakanın yatay kaynaklarında tahkik

Kaynak Tipi : Tam penetrasyonlu köşe kaynak

Kaynak Kalınlığı : 1,4 cm

Min. Kaynak Boyu : 50 cm

Kaynaklara gelen çekme kuvveti

Çaprazın yatayla yapışığı açısı=34,15°

Normal Kuvvetten gelen kuvvet=2200,84*cos34,15=1821,35 kN

Momentten gelen kuvvet=11728/(50-2,8)*cos34,15=205,63 kN

Toplam kaynak dikişlerine gelen toplam çekme kuvveti=1821,35+205,63=2027 kN

$$\sigma_k = \frac{N}{F_{kay}} = \frac{2027}{2 * 1,4 * (50 - 2 * 1,4)} = 15,4 \text{ kN} / \text{cm}^2 < 24,00 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

Kolona bağlanan plakanın düşey kaynaklarında tahkik

Kaynak Tipi : Tam penetrasyonlu köşe kaynak

Kaynak Kalınlığı : 1,4 cm

Min. Kaynak Boyu : 50 cm

Kaynaklara gelen çekme kuvveti

Çaprazın yatayla yapışığı açısı=34,15°

Normal Kuvvetten gelen kuvvet=2200,84*sin34,15=1235,5 kN

Kesme Kuvvetinden gelen kuvvet=35,13*cos34,15=30 kN

Tersinir Etkiden; Momentten gelen kuvvet=11728/(50-2,8)*sin34,15=140 kN

Toplam kaynak dikişlerine gelen toplam çekme kuvveti=1235,5+30+140=1405,5 kN

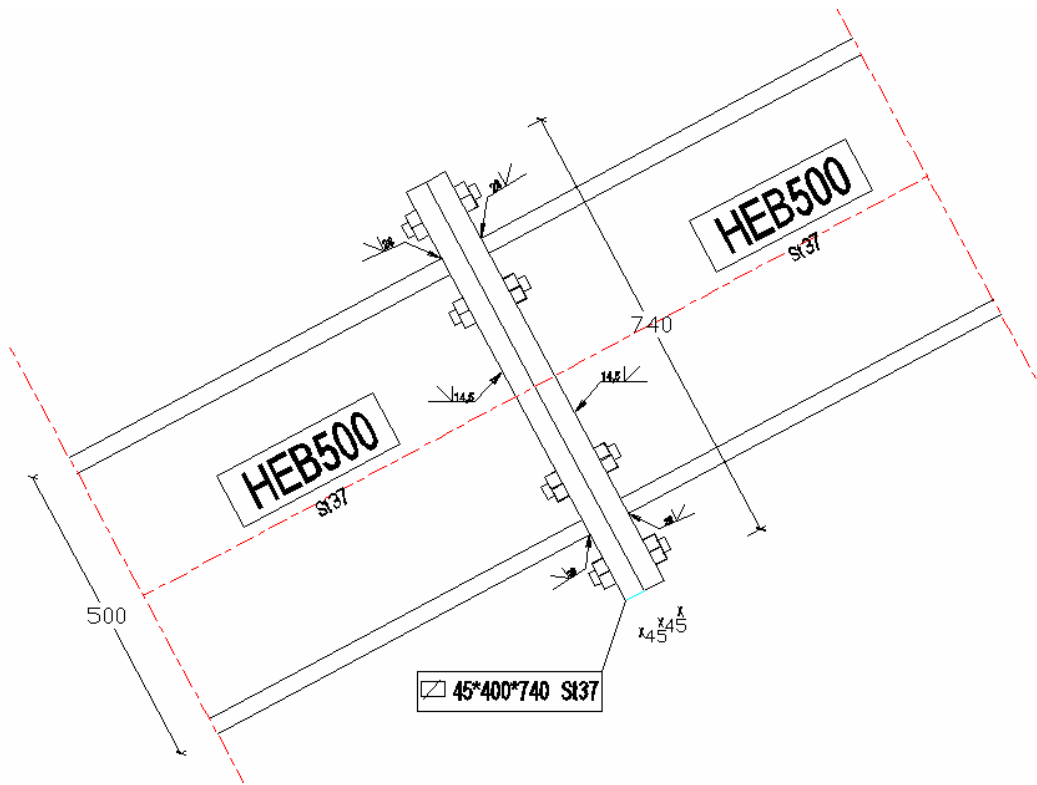
$$\sigma_k = \frac{N}{F_{kay}} = \frac{1405,5}{2*1,4*(50-2*1,4)} = 10,64 \text{ kN} / \text{cm}^2 < 24,00 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

6.5. Diyagonal Çapraz Eki Birleşim Hesabı

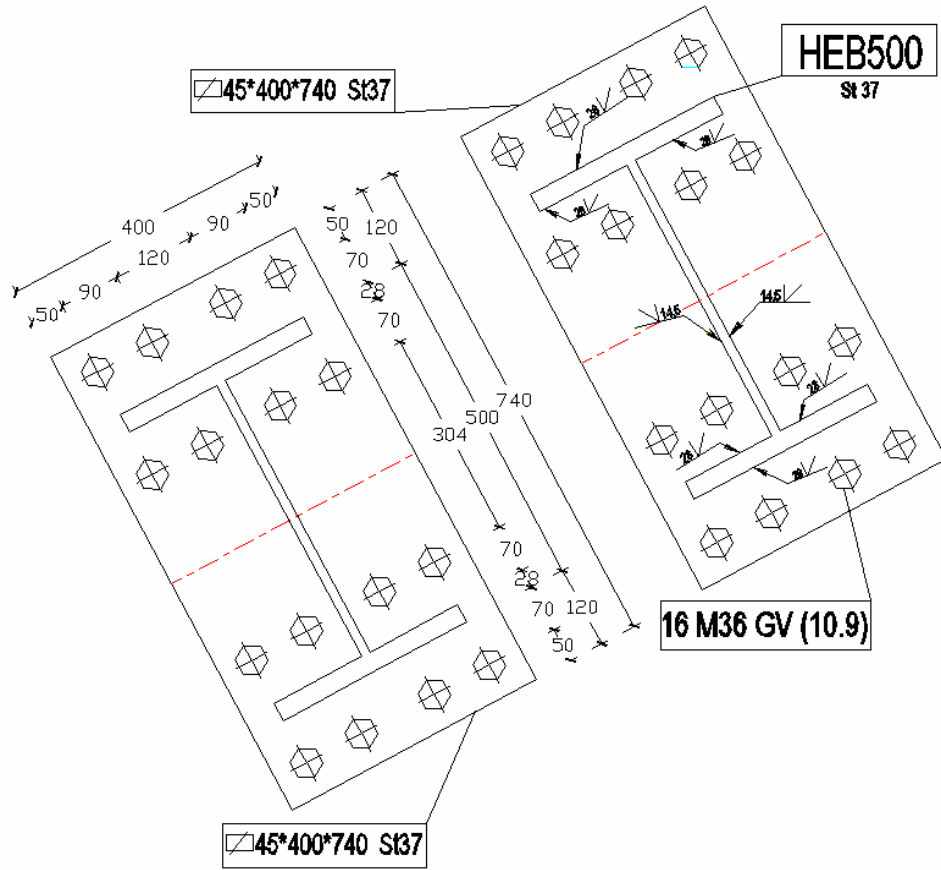
Yapı elemanlarının montajında kolaylık olması maksadıyla, beş katta bir kolonlara ve diyagonal çaprazlara ek yaparak, modüller oluşturuldu. Bu eklerin yapıldığı ilk beş kattaki modülün birleşimindeki çaprazda ek hesabı yapılmıştır. C aksı ile 1 ve 2 aksı arasında kalan (Frame 4109 HE500B) çapraz elemanında oluşun;

$$\text{En Elverişsiz Yükleme C2E _58'e ait değerler} \rightarrow \begin{cases} N = 1945,34 \text{ kN} \\ M = 7579,0 \text{ kN} * \text{cm} \\ V = 8,91 \text{ kN} \end{cases}$$

Yükleme HZ tipi ve malzeme artırımı DBYBHY 2007'e göre %15'den fazla alınmamalıdır.



Şekil 6.10: Diyagonal çaprazın plakalı ek detayının gösterimi



Şekil 6.11: Diyagonal çaprazın plakalı ek bulon detayının gösterimi

6.5.1. Diyagonal çapraz ekinde bulon hesabı

GV tipi birleşim düşünülmüştür.

Seçilen öngermeli yüksek mukavemetli bulon: M36 (GV) (10.9)

Seçilen 1M36 için Öngörülen öngerme kuvveti $P_v=510$ kN'dur.

Bir bulondaki istenilen öngerme kuvvetinin %80'i alınmıştır. Çünkü hareketsiz yüklerin ve HZ yüklerinin hakim olduğu yüksek yapılarda $0,8 \cdot P_v$ alınmalıdır.

$Z_{em}=0,8 \cdot 510=408$ kN 1M36'nın emniyetli karşılayacağı kuvvet.

Başlık Bölgesinde bulonlara gelen çekme kuvvetinin hesabı

$$N_{Moment} \frac{7579}{(50 - 2,8)} = 160,6 \text{ kN}$$

$$N_{çekme}=1945,34 \text{ kN}$$

$$\text{Bir bulona gelen çekme kuvveti} = \frac{1945,34}{16} + \frac{160,6}{4} = 161,7 \text{ kN}$$

$Z_{em}=408 \text{ kN} > Z= 161,7 \text{ kN}$ 'dur.

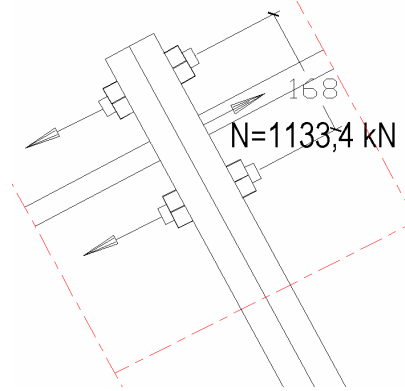
$$N_{GV} = \frac{\mu}{\nu} P_v = \frac{0,5}{1,1} 510 = 232kN > 161,7kN$$

6.5.2. Plaka kalınlığının belirlenmesi

$$\text{Çekme başlığında çekme kuvveti} = \frac{1945,34}{2} = 972,67kN$$

Momentten çekme başlığına gelen kuvvet = 160,6 kN

Çekme bölgesin toplam çekme kuvveti = 972,67+160,6=1133,4 kN



Şekil 6.12: Diyagonal çaprazın plaka kalınlığının tespitindeki hesabı yapılan kısmın görünüşü

Yukarıda görülen şekilde bulonların mesnet oluşturduğu görülmektedir. Bu sebeple plakanın plastik momenti bulunur ve plastik mukavemet hesabından kalınlık hesaplanmış olur. Plaka kalitesi St37dir. Çekme başlığında moment;

$$M = \frac{1133,4 * 16,8}{4} = 4760kN * cm$$

$$\sigma_{em} = \frac{M}{W} \rightarrow W = \frac{M}{\sigma_{em}} = \frac{4760}{24} = \frac{40 * t^2}{4} \rightarrow t = 4,45cm$$

Seçilen plaka kalınlığı t=4,5 cm'dir.

6.5.3. GV Birleşimlerinde ezilme tahkiki

$$\sigma_{l,em} = \frac{161,7}{3,7 * 4,5} = 10kN / cm^2 < 54kN / cm^2 \quad (EY, St37) \quad (Uygun)$$

6.5.4. Başlık ile alın levhası arasındaki kaynak :

Kaynak Tipi : Tam penetrasyonlu köşe kaynak

Kaynak Kalınlığı : 2,8 cm

Min. Kaynak Boyu : 30 cm

Normal Kuvvetten gelen kuvvet=1945,34 kN

Kesme Kuvvetinden gelen kuvvet=8,91 kN

Momentten gelen kuvvet=7579 kN*cm

$$\sigma_k = \frac{M + \frac{N}{2} * \frac{h}{2}}{W} = \frac{7579 + \frac{1945,34}{2} * \frac{50}{2}}{4287} = 7,5 kN / cm^2 < 24 kN / cm^2 \quad (Uygun)$$

6.5.5. Profil gövdesi ile alın levhası arasındaki kaynak :

Kaynak Tipi : Tam penetrasyonlu köşe kaynak

Kaynak Kalınlığı : 1,45 cm

Min. Kaynak Boyu : 39 cm

$$\tau_k = \frac{V}{F_g} = \frac{8,91}{2 * 1,45 * (39 - 2 * 1,45)} = 1 kN / cm^2 < \frac{24}{\sqrt{3}} = 13,9 kN / cm^2 \quad (Uygun)$$

6.5.6. Kaynaklarda kıyaslama gerilmesi kontrolü

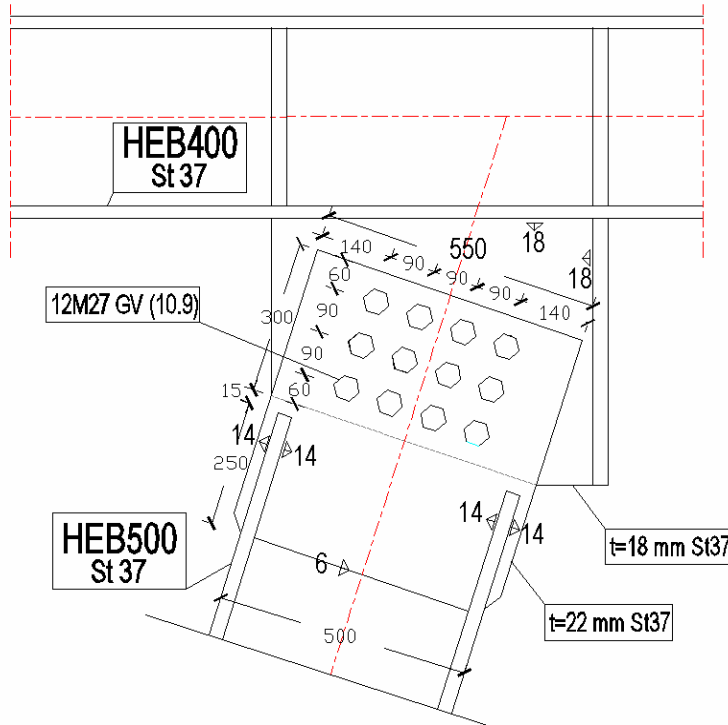
$$\sigma_v = \frac{1}{2} \left(\sigma + \sqrt{\sigma^2 + 4 * \tau^2} \right) = \frac{1}{2} \left(7,5 + \sqrt{7,5^2 + 4 * 1^2} \right)$$
$$\sigma_v = 8 kN / cm^2 < 24 kN / cm^2 \quad (Uygun)$$

6.6. Dış Merkezli Çapraz Bağlantıları

A aksı ile B aksı arasında, birinci kattaki 1 aksı ya da 4 aksındaki, Y yönü mafsallı kat kirişine bağlanan (Y yönünde) mafsallı bağlı dış merkezli çaprazın (Frame 3911 –HE400B) bilgisayar programından alınan;

$$En Elverişsiz Yükleme C2E _ 61'e ait değerler \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N = 1490,88 kN \\ M = 0 kN * cm \\ V = 2,28 kN \end{array} \right\} \text{ 'dir.}$$

6.6.1. Plakada bulon hesabı



Şekil 6.13: Dış merkezli çaprazın kat kirişine bağlantısının görünüşü

6.6.2. Uygulanacak olan GV birleşimi;

$$d = \sqrt{5 \cdot 1,8} - 0,2 = 2,8 \text{ cm} \rightarrow M 27 \text{ bulon kullanılabilir.}$$

Seçilen Bulon Tipi: GV Tipi M27 (10.9). Seçilen 1M27 için Öngörülen öngerme kuvveti $P_v=290 \text{ kN}$ 'dur. Bir bulondaki istenilen öngerme kuvvetinin %80'i alınmıştır. Çünkü hareketsiz yüklerin ve HZ yüklerinin hakim olduğu yüksek yapılarda $0,8 \cdot P_v$ alınmalıdır.

$Z_{em}=0,5 \cdot 290=145 \text{ kN}$ 1M27'nin emniyetli karşılayacağı kuvvet.

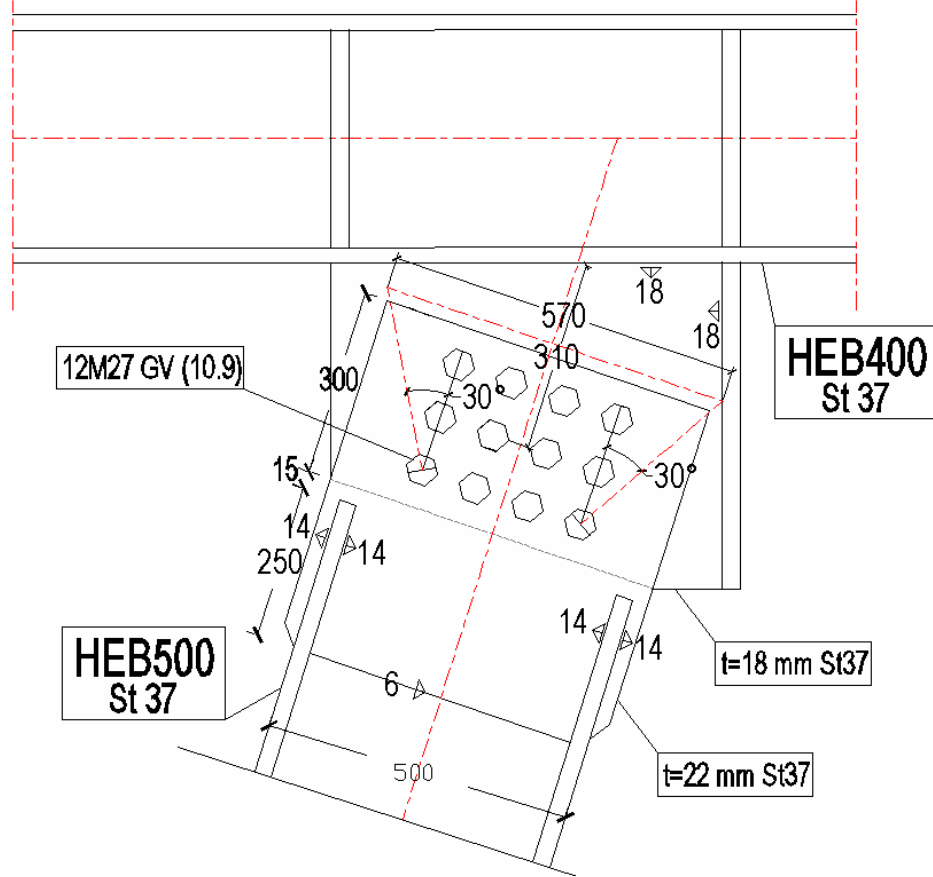
$$Z = \frac{N}{n} = \frac{1491}{12} = 124,3 \text{ kN} \quad Z_{em}=145 \text{ kN} > Z= 124,3 \text{ kN'dur.}$$

$$N_{GV} = \frac{\mu}{\nu} P_v = \frac{0,5}{1,1} 290 = 131,8 \text{ kN} > 124,3 \text{ kN}$$

Bulon adedi n olup 12'dir. N birleşime gelen çekme kuvvetidir. Z ise birleşimdeki çekme kuvvetinin bir bulondaki değeridir.

6.6.3. Dış merkezli çaprazın kiriş birleşiminde kullanılan guse levhasının tahkiki

Yapılacak tahkikte guse levhasının Wiltmore alanının akması yöntemini kullanılarak hesap yapılmıştır.



Şekil 6.14: Dış merkezli çaprazın kat kirişine birleşimindeki wiltmore prensibine göre guse levhasının genişlik ve boy tayinin gösterimi

Tahkiki yapılacak olan çapraz: HE500B için plastik mukavemet momenti $M_{pl,y}=4815 \text{ cm}^3$ 'tür. Wiltmore yöntemine göre, Wiltmore'un 30° 'lik hattı üzerindeki guse levhasının brüt alanı belirlenir. Seçilen plaka kalınlığı, $t=1,8 \text{ cm}$ alındı. Etkili Wiltmore Plaka Alanı $=1,8*57=102,6 \text{ cm}^2$ ve plaka kalitesi St37 olduğuna göre; Denklem 6.2. kullanılırsa;

$$\left(\frac{1491}{0,9*102,6*24} \right)^2 + \left(\frac{0}{0,9*4815*24} \right) + \left(\frac{2,28}{0,9*0,6*102,6*24} \right)^4 < 1,0$$

$$0,5 + 0 + 9*10^{-12} = 0,5 < 1,0$$

(Uygun)

6.6.4. Guse levhasının burkulmasının tahkiki

Guse levhası, çapraz elemanın ilettiği kuvveti burkulmadan taşıyabilmelidir. Bu nedenle, Wiltmore yöntemine göre kontrol edilecektir.

l_{we} : Wiltmore kesiti efektif boyu = 57 cm

l_b : Guse levhası burkulma boyu = 31 cm

t : Guse levhasının kalınlığı = 1,8 cm

Guse levhası iki ucu ankastre çubuk gibi kabul edilirse, $K=0,5$

$$i = \sqrt{\frac{l_{we}^3}{12}} = \sqrt{\frac{t^3}{12}} = \frac{t}{\sqrt{12}} = \frac{1,8}{\sqrt{12}} = 0,52 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{K \cdot l_b}{i} = \frac{0,5 \cdot 31}{0,52} = 30 \Rightarrow \omega = 1,09$$

$$N_1 = \frac{1,15 \cdot 0,6 \cdot 24}{1,09} \cdot 1,8 \cdot 57 = 1559 \text{ kN} > N_d = 1401 \text{ kN} \quad (\text{Uygun})$$

6.6.5. GV Birleşimlerinde ezilme tahkiki

$$\sigma_{l,em} = \frac{124,3}{2,8 \cdot 1,8} = 25 \text{ kN / cm}^2 < 48 \text{ kN / cm}^2 \quad (EY, St37) \quad (\text{Uygun})$$

6.6.6. Zayıflamış çapraz ile ek plakanın alanında gerilme tahkiki

Profile kaynaklı plakanın, kalınlığı $t=1,8$ cm ve genişliği $b=55$ cm alınırsa;

$$\sigma = \frac{1490,88}{2,2 \cdot 55 - 4 \cdot 2,7 \cdot 2,2} = 15,4 \text{ kN / cm}^2 < 0,6 \cdot 24 \cdot 1,15 = 16,56 \text{ kN / cm}^2$$

6.6.7. Profil ile 2,2 cm'lik plaka arasındaki kaynakların hesabı

Profilin gövdesinin çıkarılıp, 22 mm'lik plakanın profilin başlıklarındaki kaynak hesabı aşağıdaki gibi tam penetrasyonlu köşe kaynak yapılacaktır.

$$\sigma = \frac{1490,88}{2 \cdot 4 \cdot 1,4 \cdot (20 - 2 \cdot 1,4)} = 7,74 \text{ kN / cm}^2 < 11 \text{ kN / cm}^2$$

Plaka ve profil gövdesin arasında yapılacak olan kaynakların hesabı;

$$\tau = \frac{2,28}{2 \cdot 0,6 \cdot (39 - 2 \cdot 0,6)} = 0,05 \text{ kN / cm}^2 < 9 \text{ kN / cm}^2$$

6.6.8. Guse levhası ile kat kirişi arasındaki kaynakların hesabı

Guse levhası ile kat kirişi alt başlığı arasındaki kaynağın boyutlandırılması;

Kaynak Tipi : Tam penetrasyonlu küt kaynak

Kaynak Kalınlığı : 1,8 cm

Min. Kaynak Boyu : 60 cm

Kaynaklara gelen çekme kuvveti = 1491 kN

Çaprazın kolonla yapığı açısı=17,53°

Çekme kuvvetinin hesabı

Normal Kuvvetten gelen çekme kuvveti=1491*cos17,53=1422 kN

Kesme Kuvvetinden gelen çekme kuvveti=2,28*sin17,53=0,7 kN

Toplam bu kaynak dikişlerine gelen toplam çekme kuvveti=1422+0,7=1423 kN

$$\sigma_k = \frac{N}{F_{kay}} = \frac{1423}{2*1,8*(60-2*1,8)} = 7,0 kN / cm^2 < 24,00 kN / cm^2$$

Kaynaklara gelen Kesme kuvveti = 2,28 kN

Çaprazın kolonla yapığı açısı=17,53°

Kesme kuvvetinin hesabı

Normal Kuvvetten oluşan kesme kuvveti=1491*sin17,53=450 kN

Kesme Kuvvetinden gelen kesme kuvveti=-2,28*cos17,53=-2,17 kN

Toplam bu kaynak dikişlerine gelen toplam kesme kuvveti=450 kN

$$\tau_k = \frac{V}{F_{kay}} = \frac{450}{2*1,8*(60-2*1,8)} = 2,22 kN / cm^2 < 24,00 kN / cm^2$$

Kıyaslama gerilmesi kontrolü

$$\sigma_v = \frac{1}{2} \left(\sigma + \sqrt{\sigma^2 + 4*\tau^2} \right) = \frac{1}{2} \left(7 + \sqrt{7^2 + 4*2,22^2} \right)$$

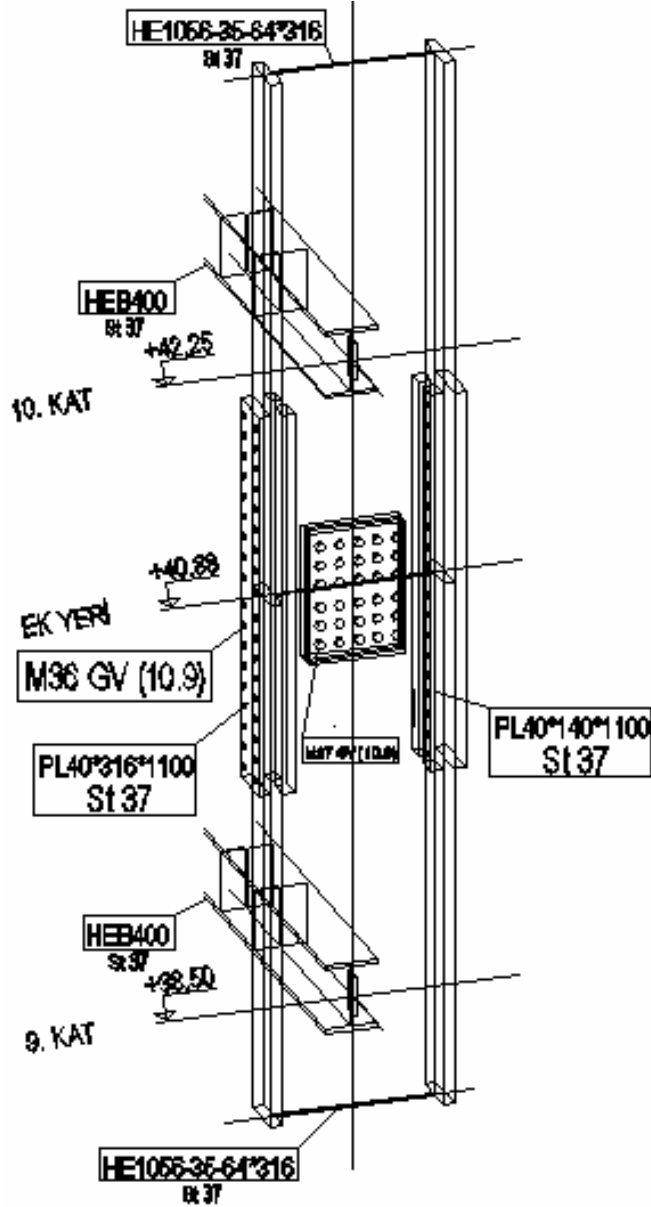
$$\sigma_v = 19 kN / cm^2 = 24 kN / cm^2 \quad (Uygun)$$

6.7. Kolon Ek Birleşimlerinin Detayları

Yapının montajında kolaylık sağlamak amaçlı, kısa X yönündeki aksları modül modül yapılması tasarlandı. Modüller içinde, 12 m'lik hazır profil boyunu geçen kolon profillerinde, kaynaklı ek yapılacağı tasarlanmıştır. İmalathanede, tam penetrasyonlu kaynaklanıp, bulonlu birleşimlerle, yapının montajının tamamlanması için, aşağıdaki kolonların ek hesapları yapılmıştır.

Bu bölümde kolon eklerine ait üç tip hesap gösterilmiştir. Bunlar, bulonlu aynı boyutta kolon eki, bulonlu farklı boyuttaki kolon ve kaynaklı aynı boyuttaki iki kolonun eki şeklinde hesaplardır.

6.7.1. Aynı boyutta bulonlu kolon ekinin tasarımı



Şekil 6.15: Aynı boyutta bulonlu yapılacak olan kolon ekinin gösterimi.

Çizelge 6.7: Aynı boyutta bulonlu kolon ekinde kullanılan kolon profilleri

Profiller		h	b	t _f	t _w	d	A
		mm	mm	mm	mm	mm	cm ²
Üst Kolon	HE1000x579	1056	316	64	35	868	737,0
Alt Kolon	HE1000x579	1056	316	64	35	868	737,0

Seçilen kolon; K aksı 9 .kat ile 10. katta arasında teşkil edilen kolon (Frame 722 HE1000*579) profiline ait;

$$En\ Elverişsiz\ Ykleme\ C1E_2'e\ ait\ değerler \rightarrow \begin{cases} N = 5787,3\ kN \\ M = 13850\ kN * cm \\ V = 55,3\ kN \end{cases}$$

Aynı elemanın (arttırılmış yükleme);

$$En\ Elverişsiz\ Ykleme\ C2E_58'e\ ait\ değerler \rightarrow \begin{cases} N = 8227\ kN \\ M = 26130\ kN * cm \\ V = 56\ kN \end{cases}$$

6.7.1.1. Ek levhaları

Başlık ek levhası

$$\begin{cases} b = 31,6\ cm \\ t = 4\ cm \end{cases} F_{b,l} = 2 * 31,6 * 4 = 252,8\ cm^2 > F_{b,p} = 31,6 * 6,4 = 202,24\ cm^2 \quad (Uygun)$$

Gövde ek levhası

$$\begin{cases} b = 56\ cm \\ t = 5\ cm \end{cases} F_{g,l} = 2 * 56 * 5 = 560\ cm^2 > F_{g,p} = 737 - 2 * 202,24 = 332,52\ cm^2 \quad (Uygun)$$

6.7.1.2. Başlık bulonlarının hesabında uygulanacak olan GV birleşimi;

Eklenen Elemanın Eğilme Kapasitesine Göre Hesap;

$$P_b = 5787,3 * \frac{31,6 * 6,4}{737} + \frac{28039 * 24}{(105,6 - 6,4)} = 8371,72\ kN$$

$$d = \sqrt{5 * 6,4} - 0,2 = 5,46\ cm \rightarrow M36\ bulon\ kullanılabilir.$$

Seçilen Bulon Tipi: GV Tipi M36 (10.9) GV

Seçilen 1M36 için öngörülen öngerme kuvveti $P_v=510\ kN$ 'dur.

$$N_{GV} = \frac{\mu}{\nu} P_v = \frac{0,5}{1,1} 510 = 231,8\ kN$$

$$n = \frac{P_b}{m * N_{em}^{GV}} = \frac{8371,72}{2 * 231,8} = 18\ a\ det \rightarrow 9\ İki\ Sıra\ M36\ GV\ (10.9)$$

Bulon adedi n olup 18'dir. P_b başlık birleşime gelen bir bulondaki çekme kuvvetidir.

$N_{em,GV}$ ise birleşimdeki bir bulondaki çekme kuvvetinin kapasitesidir.

6.7.1.3. Başlıkta ezilme tahkiki

$$\sigma_{l,em} = \frac{\frac{8371,72}{18}}{3,7 * 4,0} = 31,43\ kN / cm^2 < 54\ kN / cm^2 \quad (EY, St37) \quad (Uygun)$$

6.7.1.4. Gövde bulonlarının hesabında uygulanacak olan GV birleşimi;

$$P_g = 5787,3 * \frac{332,52}{737} = 2612kN$$

$$d = \sqrt{5 * 3,5 - 0,2} = 3,98 \text{ cm} \rightarrow M 36 \text{ bulon kullanılabilir.}$$

Seçilen Bulon Tipi: GV Tipi M27 (10.9)

Seçilen 1M24 için Öngörülen öngerme kuvveti $P_v=290 \text{ kN}$ 'dur.

$$N_{GV} = \frac{\mu}{\nu} P_v = \frac{0,5}{1,1} 290 = 131,8kN$$

$$n = \frac{P_g}{m * N_{em}^{GV}} = \frac{2612}{2 * 131,8} = 10 \text{ adet} \rightarrow 10 \text{ M27 GV (10.9)}$$

Bulon adedi n olup 10'dir. P_g gövde birleşime gelen bir bulondaki çekme kuvvetidir. $N_{em,GV}$ ise birleşimdeki bir bulondaki çekme kuvvetinin kapasitesidir.

6.7.1.5. Gövde de ezilme tahkiki

$$\sigma_{l,em} = \frac{\frac{2612}{10}}{2,8 * 3,5} = 27kN / cm^2 < 54kN / cm^2 \quad (EY, St37) \quad (Uygun)$$

Makaslamaya bakılmıyor bu nedenle, DBYBHY 2007 madde 4.3.5.3deki kesme kuvvetine bakmaya gerek yoktur.

6.7.1.6. Normal kuvvet kapasitesine göre kontrol

Başlıkta ;

Basınç Kuvveti Kapasitesine Göre;

$$P_{b,2E} = 8227 * \frac{31,6 * 6,4}{737} = 2258kN$$

$$n = \frac{2258}{2 * 231,8} = 5 \text{ _ } M 36 < 18M 36 \text{ seçilmiştir.}$$

Gövde de ;

Basınç Kuvveti Kapasitesine Göre;

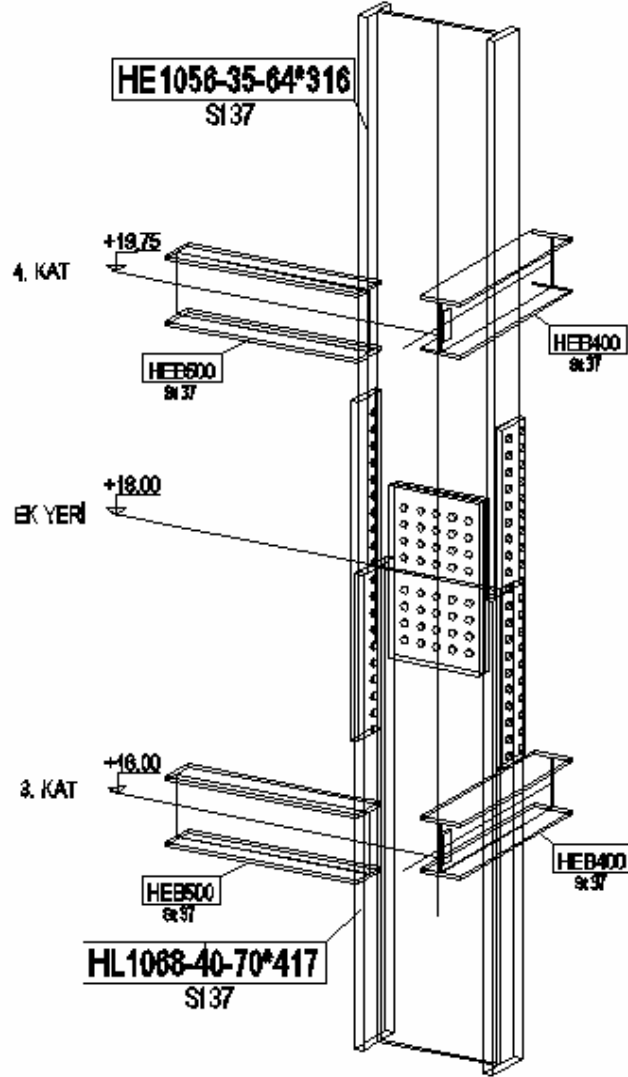
$$P_{g,2E} = 8227 * \frac{332,52}{737} = 3712kN$$

$$n = \frac{3712}{2 * 131,8} = 15 \text{ _ } M 27 > 10M 27 \text{ seçilmiştir.}$$

Sonuç olarak; Aynı boyutta kolonların bulonlu bağlantısında;

Başlık için 18M36 GV 10.9 ve Gövde için 15M27 GV 10.9'dır.

6.7.2. Farklı boyutta bulonlu kolon ekinin tasarımı



Şekil 6.16: Farklı boyutta bulonlu yapılacak olan kolon ekinin gösterimi

Çizelge 6.8: Farklı boyutta bulonlu kolon ekinde kullanılan kolon profilleri

Profiller		h	b	t _f	t _w	d	A
		mm	mm	mm	mm	mm	cm ²
Üst Kolon	HE1000x579	1056	316	64	35	868	737,0
Alt Kolon	HL1000x748	1068	417	70	39	868	953,4

Seçilen kolon; K aksı 3 .kat ile 4. katta teşkil edilen kolon (Frame 3271-HE1000*579) profiline ait;

$$En\ Elverişsiz\ Yükleme\ C1E_2'e\ ait\ değerler \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N = 8581\ kN \\ M = 20070\ kN * cm \\ V = 74,8\ kN \end{array} \right\} 'dir.$$

$$En\ Elverişsiz\ Yükleme\ C2E_58'e\ ait\ değerler \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N = 11434,3\ kN \\ M = 28074,0\ kN * cm \\ V = 77,29\ kN \end{array} \right\} 'dir.$$

6.7.2.1. Ek levhalar

Başlık ek levhaları

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 31,6\ cm \\ t = 50\ mm \end{array} \right\} F_{b,l} = 2 * 31,6 * 5 = 316\ cm^2 > F_{b,p} = 31,6 * 6,4 = 202,24\ cm^2 \quad (Uygun)$$

Gövde ek levhası

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 56\ cm \\ t = 40\ mm \end{array} \right\} F_{g,l} = 2 * 56 * 4 = 448\ cm^2 > F_{b,p} = 737 - 2 * 202,24 = 332,52\ cm^2 (Uygun)$$

Kolonlar arasında fark 1068–1056=12mm'dir. Kolonların başlıkları arasına 6 mm'lik St37 kalitesinde plaka konularak süreklilik sağlanmıştır.

6.7.2.2. Başlık bulonlarının hesabında uygulanacak olan GV birleşimi;

Eklenen Elemanın Eğilme Kapasitesine Göre Hesap;

$$P_b = 8581 * \frac{31,6 * 6,4}{737} + \frac{28039 * 24}{(105,6 - 6,4)} = 9138,34\ kN$$

$$d = \sqrt{5 * 6,4} - 0,2 = 5,46\ cm \rightarrow M36\ bulon\ kullanılabilir.$$

Seçilen Bulon Tipi: GV Tipi M36 (10.9) GV

Seçilen 1M36 için Öngörülen öngerme kuvveti $P_v=510\ kN$ 'dur.

$$N_{GV} = \frac{\mu}{\nu} P_v = \frac{0,5}{1,1} 510 = 231,8\ kN$$

$$n = \frac{P_b}{m * N_{em}^{GV}} = \frac{9138,34}{2 * 231,8} = 20 \rightarrow 20M36\ GV\ (10.9)$$

Bulon adedi n olup 20'dir. P_b başlık birleşime gelen bir bulondaki çekme kuvvetidir.

$N_{em,GV}$ ise birleşimdeki bir bulondaki çekme kuvvetinin kapasitesidir.

6.7.2.3. Başlıkta ezilme tahkiki

$$\sigma_{l,em} = \frac{\frac{9138,34}{20}}{3,7 * 5,0} = 20\ kN / cm^2 < 54\ kN / cm^2 \quad (EY, St37) \quad (Uygun)$$

6.7.2.4. Gövde bulonlarının hesabında uygulanacak olan GV birleşimi;

$$P_g = 8581 * \frac{332,52}{737} = 3872\ kN$$

$$d = \sqrt{5 \cdot 3,5} - 0,2 = 3,98 \text{ cm} \rightarrow M 36 \text{ bulon kullanılabilir.}$$

Seçilen Bulon Tipi: GV Tipi M27 (10.9)

Seçilen 1M27 için öngörülen öngerme kuvveti $P_v=290 \text{ kN}$ 'dur.

$$N_{GV} = \frac{\mu}{\nu} P_v = \frac{0,5}{1,1} 290 = 131,8 \text{ kN}$$

$$n = \frac{P_g}{m \cdot N_{em}^{GV}} = \frac{3872}{2 \cdot 131,8} = 15 \rightarrow 15 M 27 \text{ GV (10.9)}$$

Bulon adedi n olup 15'dir. P_g gövde birleşime gelen bir bulondaki çekme kuvvetidir.

$N_{em,GV}$ ise birleşimdeki bir bulondaki çekme kuvvetinin kapasitesidir.

6.7.2.5. Gövde de ezilme tahkiki

$$\sigma_{l,em} = \frac{\frac{3872}{15}}{2,8 \cdot 3,5} = 26,4 \text{ kN / cm}^2 < 54 \text{ kN / cm}^2 \quad (EY, St37) \quad (Uygun)$$

Makaslamaya bakılmıyor bu nedenle, **DBYBHY 2007** madde 4.3.5.3deki kesme kuvvetine bakmaya gerek yoktur.

6.7.2.6. Normal kuvvet kapasitesine göre

Başlıkta ;

Basınç Kuvveti Kapasitesine Göre

$$P_{b,2E} = 11434,3 \cdot \frac{31,6 \cdot 6,4}{737} = 3137,7 \text{ kN}$$

$$n = \frac{3137,7}{2 \cdot 131,8} = 12 _ M 36 < 20 M 36 \text{ seçilmişti.}$$

Gövde de ;

Basınç Kuvveti Kapasitesine Göre

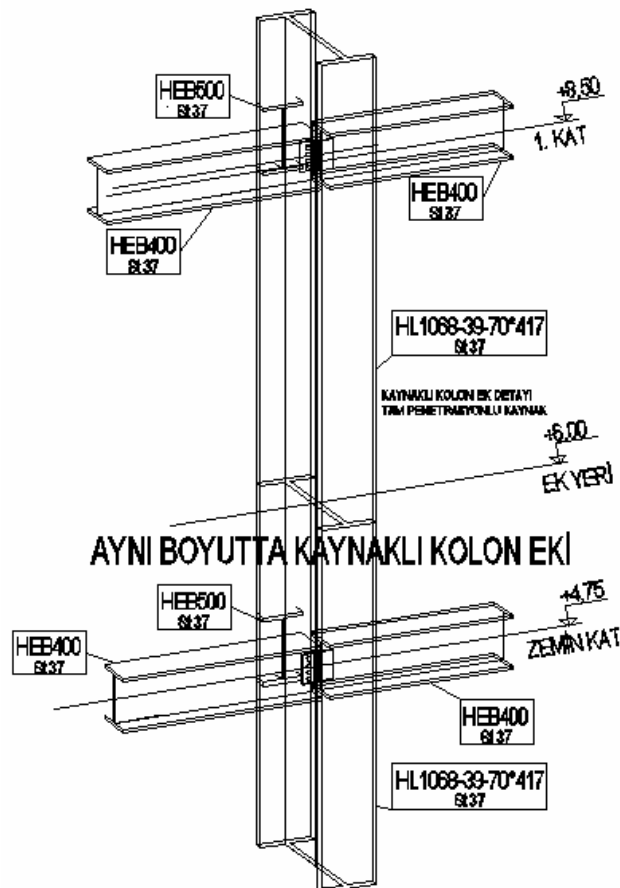
$$P_{g,2E} = 11434,3 \cdot \frac{332,52}{737} = 5160 \text{ kN}$$

$$n = \frac{5160}{2 \cdot 131,8} = 20 _ M 27 > 15 M 27 \text{ seçilmişti.}$$

Sonuç olarak; Aynı boyutta kolonların bulonlu bağlantısında;

Başlık 20 adet M36 GV 10.9, Gövde 20 adet M27 GV 10.9

6.7.3. Aynı boyutta kaynaklı kolon ekinin tasarımı (Atölye eki)



Şekil 6.17: Aynı boyutta kaynaklı yapılacak olan kolon ekinin gösterimi.

Çizelge 6.9: Aynı boyutta kaynaklı kolon ekinde kullanılan kolon profilleri

Profiller		h	b	t _f	t _w	d	A
		mm	mm	mm	mm	mm	cm ²
Üst Kolon	HL1000x748	1068	417	70	39	868	953,4
Alt Kolon	HL1000x748	1068	417	70	39	868	953,4

Seçilen kolon; F aksı 1 .kat ile 2. katta arasında teşkil edilen kolon (Frame 143-HL1000*748) profiline ait;

$$En\ Elverişsiz\ Y\ddot{u}kleme\ C1E_2'e\ ait\ değerler \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N = 10487,63\ kN \\ M = 31030\ kN * cm \\ V = 95\ kN \end{array} \right\}$$

$$En\ Elverişsiz\ Y\ddot{u}kleme\ C2E_58'e\ ait\ değerler \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N = 15612,82\ kN \\ M = 58437\ kN * cm \\ V = 127,91\ kN \end{array} \right\}$$

Bu ekte tam penetrasyonlu küt kaynak ile atölyede yapılmalıdır. Kaynak için elverişsiz olan boyun kısımları oyulmalı ve kaynakla doldurulmalıdır. Bilindiği üzere, küt kaynak kalınlığı eleman kalınlığına eşit olduğundan seçilen kaynak kalınlıkları profilin ilgili noktasındaki kalınlıklar kadar alınmıştır.

6.7.3.1. Seçilen kaynakların boyutları ve gerilme kontrolleri

Bu tip kaynaklı birleşimlerde, emniyet gerilmesi %50 azaltılarak kontrol edilmelidir. Aşağıda sunulan hesapta, işlem kolaylığı açısından, mukavemet momentinin %50'si alınarak, gerekli gerilme sınırı ile kontrol edilmiştir.

Oluşan normal kuvveti tahkik etmek için, bir başlığa gelen normal kuvvet bulunur. Kolon ağırlık merkezine göre, moment alınırsa, birleşime ilgili yüklemekten gelen toplam moment değeri bulunmuş olur. Bu değeri, kesitin elastik mukavemet momenti ile kıyas yapılması sonucu, birleşim aşağıdaki gibi tahkik edilmiş olur.

$$\left[\begin{array}{l} \text{Gövde kaynak kalınlığı} = 20\text{mm} \\ \text{Gövde kaynak uzunluğu} = 760\text{mm} \\ \text{Başlık üzeri kaynak kalınlığı} = 40\text{mm} \\ \text{Başlık üzeri kaynak uzunluğu} = 330\text{mm} \end{array} \right]$$

Kaynaklar Tam penetrasyonlu küt kaynak yapılacaktır.

$$\sigma_k = \frac{M_{ek} + N_{ek} * \frac{F_b}{F_p} * \left(\frac{h - tf}{2} \right)}{\frac{W_{pro.}}{2}} + = \frac{58437 + 15612,82 * \frac{41,7 * 7}{953,4} * \left(\frac{106,8}{2} - \frac{7}{2} \right)}{\frac{32430}{2}}$$

$$\sigma_k = 18,32\text{kN} / \text{cm}^2 \leq \sigma_k = 24\text{kN} / \text{cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

$$\tau_k = \frac{Q_{ek}}{F_{k,g}} = \frac{127,91}{2 * 2 * (76 - 2 * 2)} = 0,44\text{kN} / \text{cm}^2 \leq \sigma_k = \frac{24}{\sqrt{3}} = 13,86\text{kN} / \text{cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_k^2 + \tau_k^2} = \sqrt{18,32^2 + 0,44^2}$$

$$\sigma_v = 18,33\text{kN} / \text{cm}^2 \leq \sigma_{vem} = 24 * 0,8 = 19,2\text{kN} / \text{cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

6.7.3.2. Kapasite kontrolü

Eklenen elemanın eğilme kapasitesine göre hesap;

$$M_{pl} = 37880 * 24 = 909120 \text{ kN*cm}$$

$$M_d = 10487,63 * \frac{41,7 * 7}{953,4} * \frac{(106,8 - 7,0)}{2} = 160227,43\text{kNcm}$$

$$M_t = 909120 + 160227,43 = 1069347,43 \text{ kNcm}$$

Kaynağın mukavemet momenti

Kaynak ataletini ve mukavemet momentinin bulunması

$$I_{Başlık_üst} = 2 * \left[\frac{41 * 7^3}{12} + 41 * 7 * \left(\frac{106,8}{2} + \frac{7}{2} \right)^2 \right] = 1860732 cm^4$$

$$I_{Başlık_İçleri} = 4 * \left[\frac{15 * 7^3}{12} + 7 * 15 * \left(\frac{106,8}{2} - 7 - \frac{7}{2} \right)^2 \right] = 774687,2 cm^4$$

$$I_{Gövde} = 2 * \left[\frac{3,5 * 85^3}{12} \right] = 358239,6 cm^4$$

$$I_{Toplam} = 1860732 + 774687,2 + 358239,6 = 2993658,8 cm^4$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{1069347,43}{2993658,8} * \left(\frac{106,8}{2} + 7 \right) = 21,6 kN / cm^2 < 24 kN / cm^2 (Uygun)$$

Kesme kuvvetinin kontrolü

DBYBHY 2007 denklem 4.5'e göre hesaplanan kesme kuvvetinin kullanılarak birleşimin tahkiki yapılacaktır. (**DBYBHY 2007** madde 4.3.4.1.c) $V_e = 1,1 * 1,2 * (2 * 909120) / (475 * 2/3) = 7579,2$ kN ise,

$$\tau_k = \frac{V_e}{F_{k,g}} = \frac{7579,2}{2 * 3,5 * (85 - 2 * 3,5)} = 13,9 kN / cm^2 \leq \sigma_k = \frac{24}{\sqrt{3}} = 13,9 kN / cm^2$$

Arttırılmış deprem yüklerine göre kontrol (Eğilme momentlerinin gözönüne almaksızın)

Birleşime, artırılmış yüklemekten gelen normal kuvvet aşağıdadır. Basınç başlığına düşen normal kuvvetin hesabı, alan oranına göre yapılır. Kesitin ağırlık merkezine göre alınan momentten bulunan değeri, (bu yüklemeye ait eğilme momentini göz önüne alınmaksızın) kesitin plastik mukavemet momenti ile kıyası aşağıdaki gibi yapılmış ve uygun bulunmuştur.

$$N_{C2E_58} = 15612,82 \text{ kN}$$

$$M_{C2E_58} = 15612,82 * \frac{41,7 * 7}{953,4} * \frac{(106,8 - 7,0)}{2} = 238528,82 kNcm$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{238528,82}{2993658,8} = 1 kN / cm^2 < 24 kN / cm^2 \quad (Uygun)$$

6.8. Kolonların temel bağlantı detayının tasarımı

Kolonların temele bağlantısı, ankastre mesnet yapılması kabul edilerek bilgisayar modellerinde hesap yapıldı. Bu nedenle bu kısımda ankastre kolon ayağının teşkilinin hesabı anlatılmıştır.

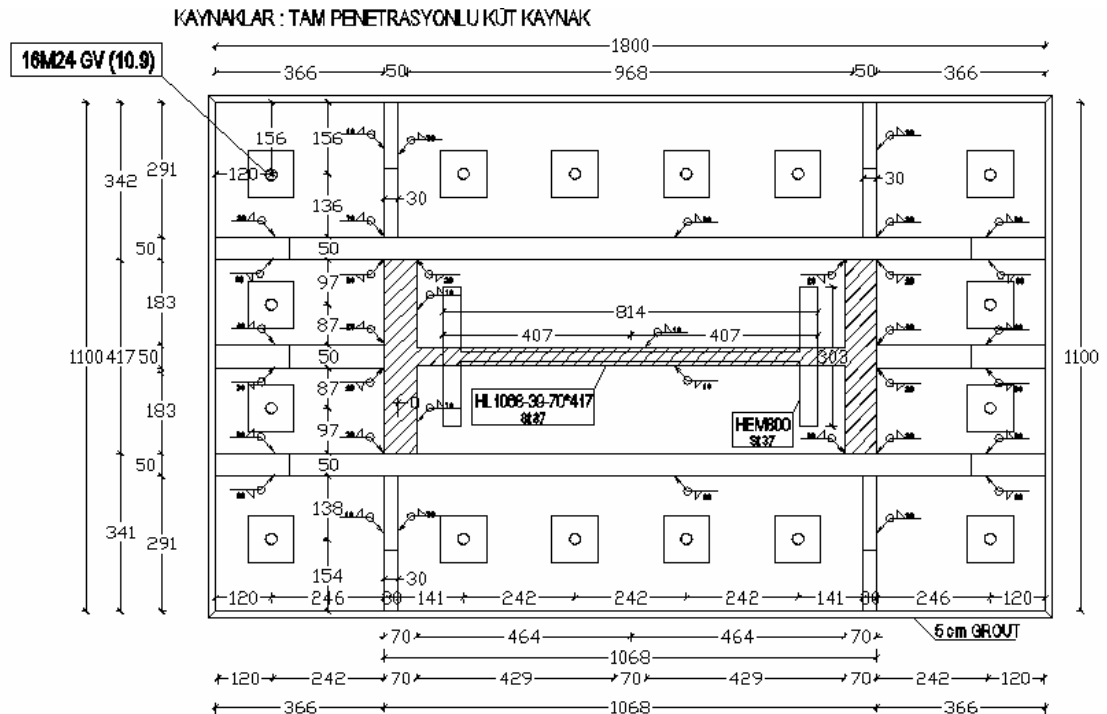
Genellikle büyük momentler bahis konusu olduğundan, ankraj bulonlarına büyük çekme kuvvetleri gelir ve ankraj bulonlarının temele bu kuvvetleri aktaracak şekilde bağlanmış olmaları gerekmektedir. Kolon profili düşey ayak levhalarına köşe kaynağı dikişleriyle bağlanmış, ayak levhaları da taban levhasına köşe dikişleriyle kaynaklanmıştır. Yatay V kuvvetini temele aktarılması için, kama olarak taban levhasının altına bir HE800M profil kaynaklanmıştır.

Ankraj hesabında en elverişsiz yüklemeler ve sonuçlar aşağıda gösterilmiştir.

$$N_{\min} = 6560,60 \text{ kN} \rightarrow M_{\max} = 62877,82 \text{ kN} * \text{cm} \quad \text{CW2_51}$$

$$N_{\max} = 12184,4 \text{ kN} \rightarrow M_{\min} = 49065,37 \text{ kN} \cdot \text{cm} \quad C1E_3$$

$$V_{\max} = 1044,193 \text{ kN} \quad \text{CW2_51}$$



Şekil 6.18: Kolon Ayağının Üstten Görünümü

6.8.1. Taban gerilmesi

Taban plağı boyutları 180 cm x 110 cm'dir. Elverişsiz yükleme durumlarına göre taban plakasının altında oluşan gerilmeler aşağıdaki şekilde bulunur.

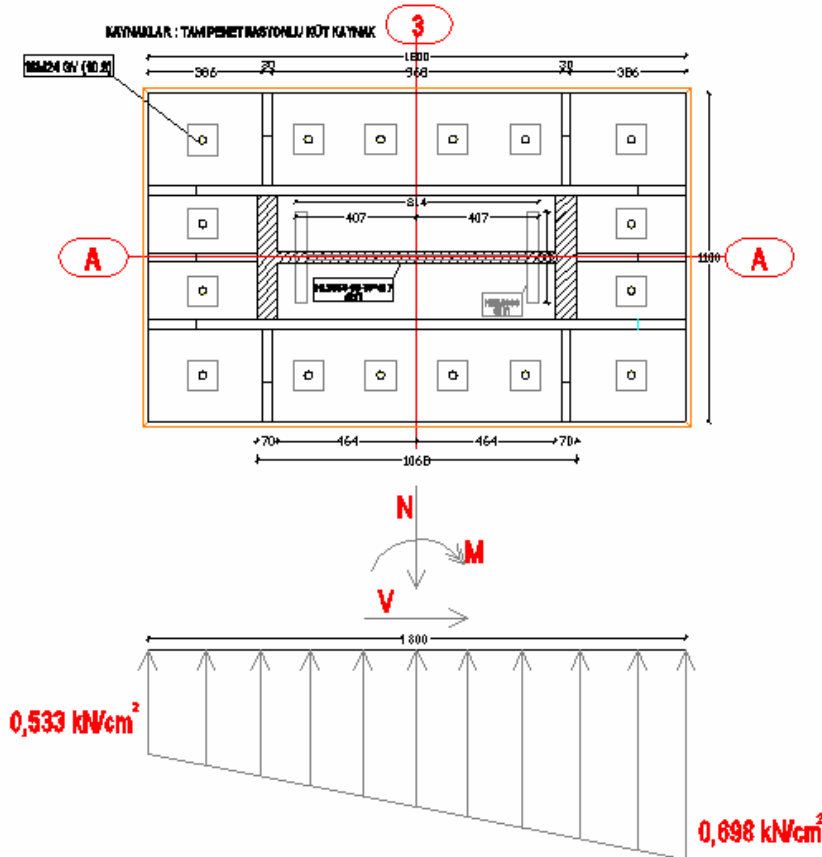
1.Durum: CW2_51 kombinasyonuna göre Normal kuvvetin min. iken momentin mak. olduğu durumda,

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} = \frac{6560,6}{180 \cdot 110} \pm \frac{62877,82}{\frac{110 \cdot 180^2}{6}} \Rightarrow \begin{cases} Mak = 0,44 kN / cm^2 < 0,70 kN / cm^2 \\ Min = 0,23 kN / cm^2 < 0,70 kN / cm^2 \end{cases}$$

2.Durum: C1E_3 kombinasyonuna göre Normal kuvvetin mak. iken momentin min. olduğu durumda,

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} = \frac{12184,4}{180 \cdot 110} \pm \frac{49065,37}{\frac{110 \cdot 180^2}{6}} \Rightarrow \begin{cases} Mak = 0,698 kN / cm^2 < 0,70 kN / cm^2 \\ Min = 0,533 kN / cm^2 < 0,70 kN / cm^2 \end{cases}$$

Elverişsiz olan yükleme 2. durumdur.



Şekil 6.19: Taban plakası ve taban plakası altında oluşan elverişsiz yüklemeden oluşan gerilmeler

6.8.2. Taban plakasının kalınlığının hesabı

En olumsuz plaka şeklinin seçilmesi için iki tip plak tarif edilmiş ve hesap hepsi için yapılmıştır. Yuakarıdaki elverişsiz yüklemeler sonucu kolon taban plakasında çekme kuvveti oluşmadığı görülmektedir. Fakat, statik model incelendiğinde, sadece 1159,6 kN çekme kuvveti C1E_37 kombinasyonunda oluşmaktadır. Bu kısımda, plaka altında oluşan basınç gerilmesi ve bir bulonda oluşan çekme kuvveti bulundu. İki tip plak elverişsiz olacaktır. Bunların;

Plak 1; iki kenarı ankastre, iki kenarı boşta plak olarak adlandırılmıştır. Plak boyutları 29,1 x 33,6 cm'dir.

Plak 2; üç kenar ankastre, bir kenarı boşta plak olarak adlandırılmıştır. Plak boyutları 18,3 x 33,6 cm'dir.

Bulonun, taban plakası kenarına olan uzaklığı 12 cm'dir.

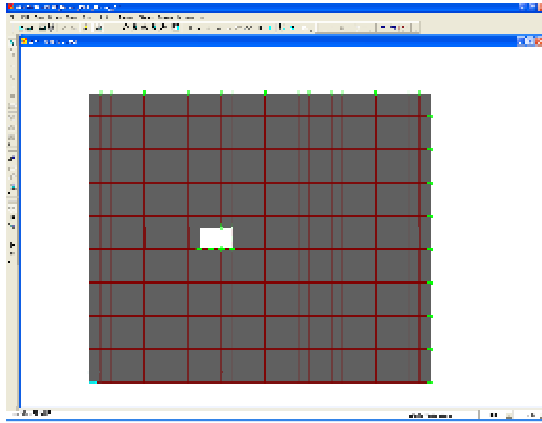
SAP2000 programı yardımıyla, sonlu elemanlar yöntemi ile bölünerek çözümü yapılan Plak 1 ve Plak 2 için çözümler aşağıdaki başlıklar altında sunulmuştur.

6.8.2.1. Elverişsiz yüklemelerden oluşan basınç gerilmesi etkin iken;

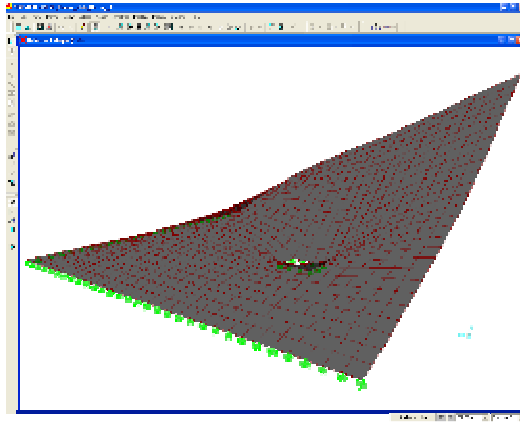
Basınç gerilmesinin göz önüne alındığı SAP2000 modelinde yapılan kabuller;

BS25 Temel betonunu, elverişsiz yüklemelerden oluşacak etkiyi ve deplasmanı karşılamak amaçlı, plak altına elastik yaylar tanımlandı. Beton için yatak katsayısı 500000 kN/m^3 (Sağlam şist zemin tipi) kabul edildi. Yayların tanımlandığı noktanın etkin alanı bulunup, yatak katsayısı ile bu alan çarpılarak yay sabiti değerleri, düşey yönde elastik yay'a tarif edildi. Yayılı yük olarak, maksimum gerilme plaklara etkilmiştir. Değer $0,698 \text{ kN/cm}^2$ olarak verilmiştir. $0,698 \times 100 \times 100 = -6980 \text{ kN/m}^2$ plak üzerine ters gravity yük olarak verilmiştir. Bulon basınç durumunda, bir mesnet gibi çalışacağından, gerçekteki davranışını oluşturmak ve bulon kenarında oluşan gerekli gerilmeleri dikkate almak için, bulon çevresine ankastre mesnetler tanımlandı.

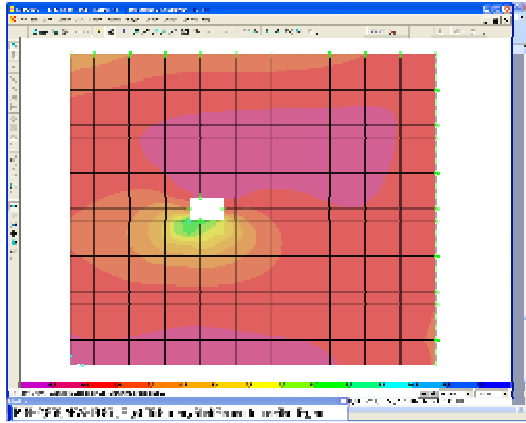
Plak 1: Elverişsiz yüklemelerden oluşan basınç gerilmesi etkin iken çözüm;



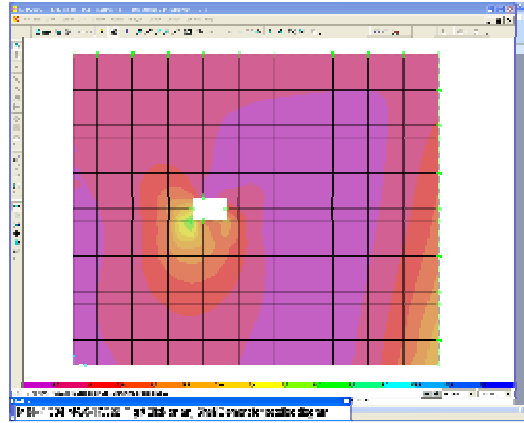
Şekil 6.20: Plak 1'in sonlu elemanlara bölünmüş hali



Şekil 6.21: Plak 1'in şekil değiştirmiş hali



Şekil 6.22: $M_{11}=M_{xx}$ Momenti maksimum = 173,22 kN*cm/cm



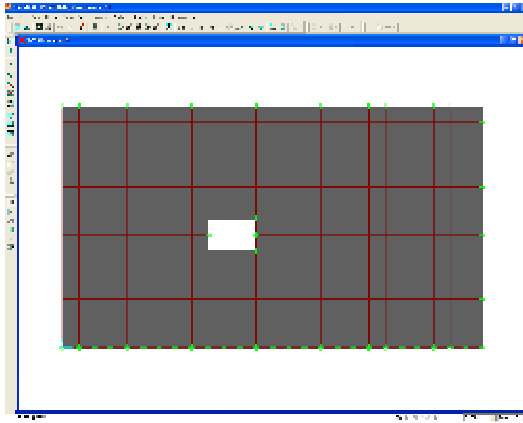
Şekil 6.23: $M_{22}=M_{yy}$ Momenti maksimum=198,51 kN*cm/cm

Maksimum moment 198,51 kN*cm/cm seçilir.

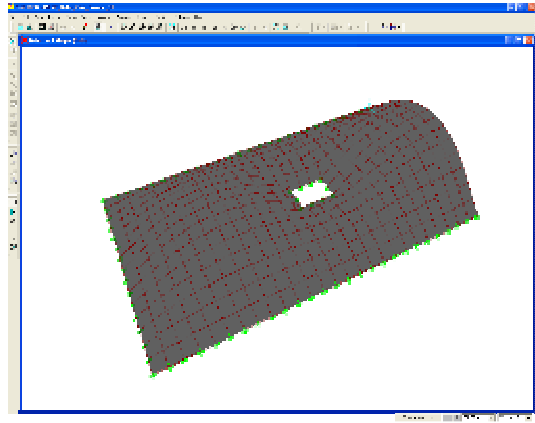
$$\sigma = \frac{M_{mak}}{W} = \frac{198,51}{\frac{1 \cdot t^2}{6}} = 1,15 \cdot 0,6 \cdot 24 = 16,56 \text{ kN} / \text{cm}^2 \rightarrow t = 8,47 \text{ cm}$$

Seçilen plak kalınlığı 8,5 cm'dir.

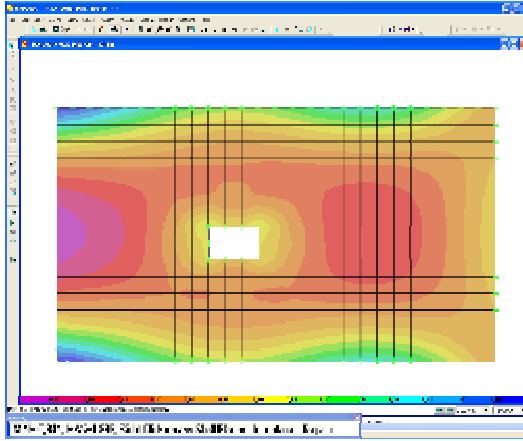
Plak 2: Elverişsiz yüklemelerden oluşan basınç gerilmesi etkin iken çözüm;



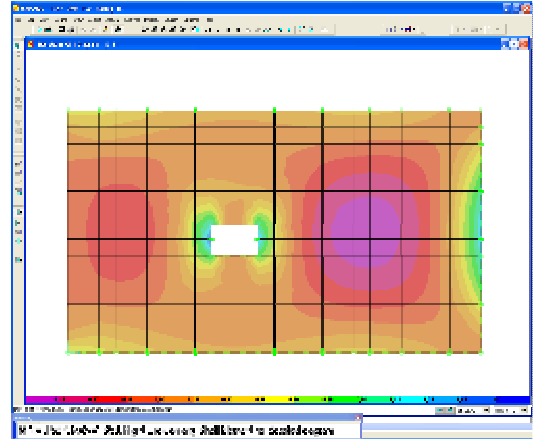
Şekil 6.24: Plak 2'in sonlu elemanlara bölünmüş hali



Şekil 6.25: Plak 2'in şekil değiştirmiş hali



Şekil 6.26: $M_{11}=M_{xx}$ Momenti maksimum = 16,59 kN*cm/cm



Şekil 6.27: $M_{22}=M_{yy}$ Momenti maksimum=20 kN*cm/cm

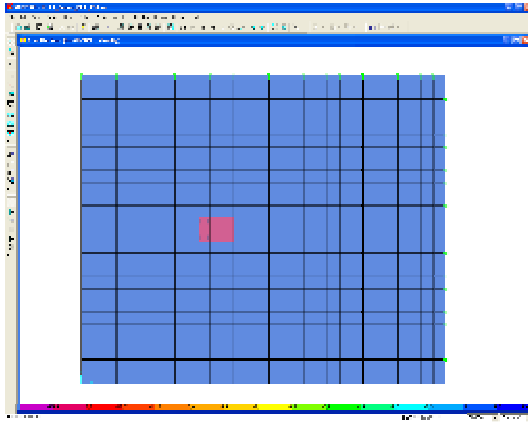
Maksimum moment=20 kN*cm/cm seçilir.

$$\sigma = \frac{M_{mak}}{W} = \frac{20}{\frac{1 \cdot 8,5^2}{6}} = 2 \text{ kN} / \text{cm}^2 < 1,15 \cdot 0,6 \cdot 24 = 16,56 \text{ kN} / \text{cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

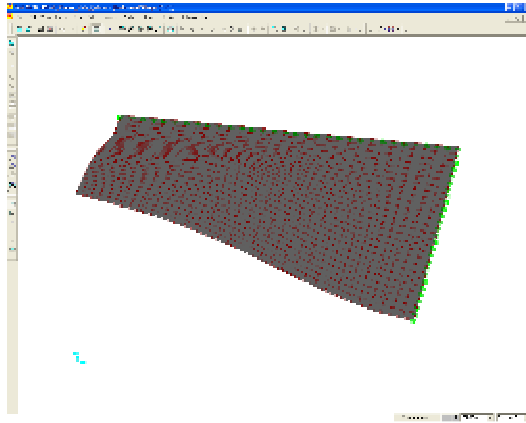
6.8.2.2. Sadece çekme kuvveti etkin iken çözüm;

Çekme kuvveti maksimum ve minimum olarak seçilen momentler ve normal kuvvetlere göre oluşmamaktadır. Sistemde, C1E_37 kombinasyonuna göre 1159,6 kN çekme kuvveti oluşmaktadır. Yükleme, bir bulondaki çekme kuvveti, $N=1160/16=72,5$ kN'dur. SAP2000 modellerinde, bulon alanına ve yerine denk gelen sonlu plakalara; $q=72,5/(\pi \cdot 2,5^2/4)=15 \text{ kN/cm}^2=150000 \text{ kN/m}^2$ aşağıdaki şekilde pembe taralı kısma yüklenmiştir.

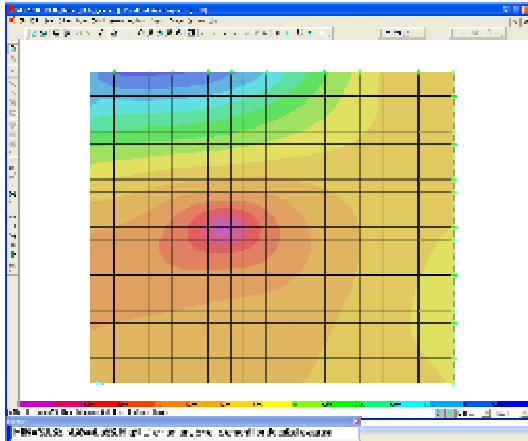
Plak 1: Sadece çekme kuvveti etkin iken çözüm;



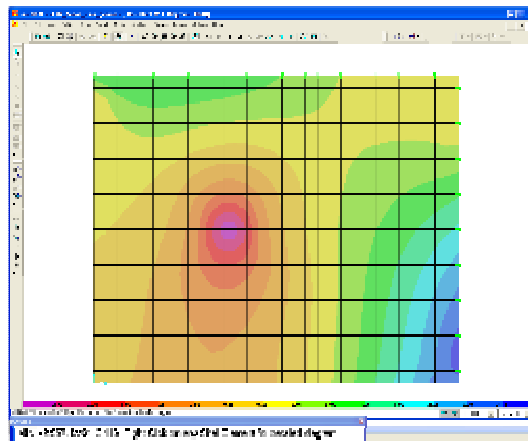
Şekil 6.28: Plak 1'in sonlu elemanlara bölünmüş hali



Şekil 6.29: Plak 1'in şekil değiştirmiş hali



Şekil 6.30: $M_{11}=M_{xx}$ Momenti maksimum = 34,16 kN*cm/ cm

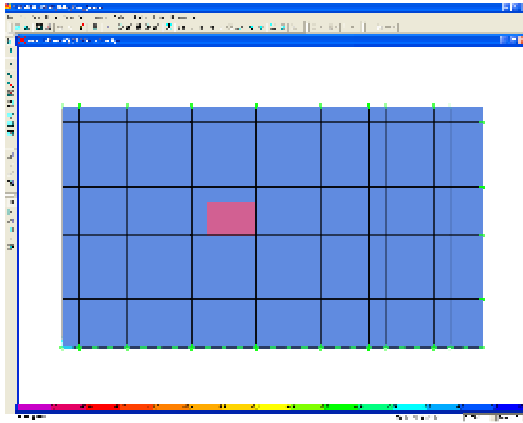


Şekil 6.31: $M_{22}=M_{yy}$ Momenti maksimum=45,63 kN*cm/cm

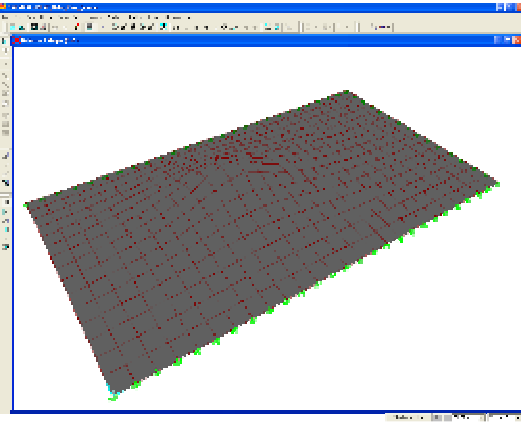
Maksimum moment=45,63 kN*cm/cm seçilir.

$$\sigma = \frac{M_{mak}}{W} = \frac{45,63}{\frac{1 \cdot 8,5^2}{6}} = 4 \text{ kN} / \text{cm}^2 < 1,15 \cdot 0,6 \cdot 24 = 16,56 \text{ kN} / \text{cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

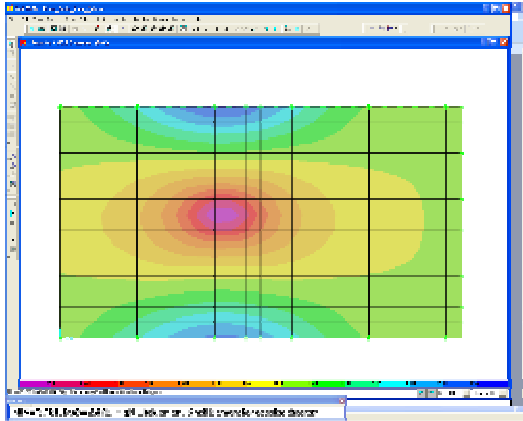
Plak 2: Sadece çekme kuvveti etkin iken çözüm;



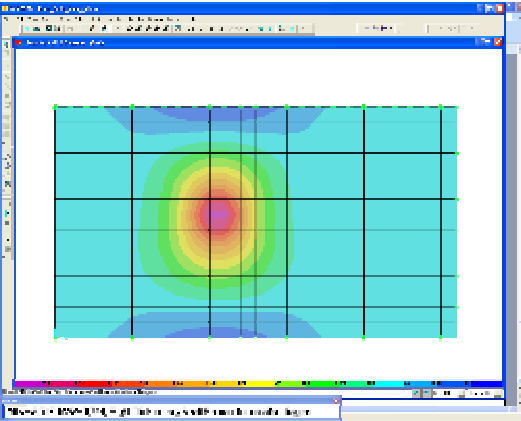
Şekil 6.32: Plak 2'in sonlu elemanlı bölünmüş hali



Şekil 6.33: Plak 2'in şekil değiştirmiş hali



Şekil 6.34: $M_{11}=M_{xx}$ Momenti maksimum = -25,17 kN*cm/cm



Şekil 6.35: $M_{22}=M_{yy}$ Momenti maksimum = -31,61 kN*cm/cm

Maksimum moment=-31,61 kN*m seçilir.

$$\sigma = \frac{M_{mak}}{W} = \frac{31,61}{\frac{1 \cdot 8,5^2}{6}} = 2,6 \text{ kN} / \text{cm}^2 < 1,15 \cdot 0,6 \cdot 24 = 16,56 \text{ kN} / \text{cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

6.8.3. Çekme kuvvetini aktaracak bulonların tayini ve hesabı

C1E_37 kombinasyonuna göre 1159,6 kN çekme kuvveti kolon ayağında oluşmaktadır.

Seçilen Bulon Tipi: GV Tipi: M24 (10.9)

Seçilen 1M24 için Öngörülen öngerme kuvveti $P_v=220$ kN'dur.

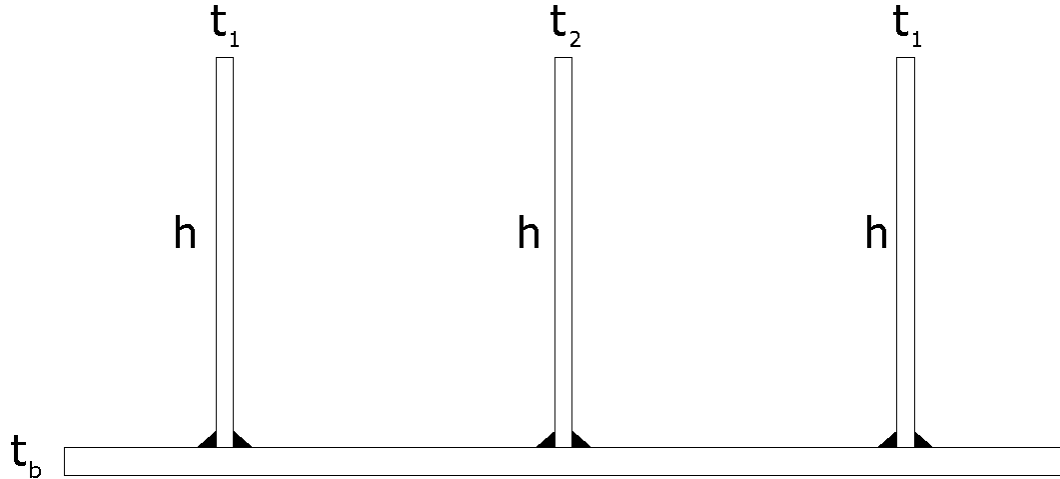
Bir bulondaki istenilen öngerme kuvvetinin %80'si alınmıştır.

Zem=0,8*220=176 kN 1M24'nın emniyetli karşılayacağı kuvvet.

$$Z = \frac{N}{n} = \frac{1160}{16} = 72,5 \text{ kN} \quad \text{Zem} = 176 \text{ kN} > Z = 72,5 \text{ kN' dur.}$$

$$N_{GV} = \frac{\mu}{\nu} P_v = \frac{0,5}{1,1} 220 = 100 \text{ kN} > 72,5 \text{ kN}$$

6.8.4. Taban plakasının kısa yöndeki kesitine ait atalet momenti hesabı



Şekil 6.36: Taban plakası ve berkitmelerin kısa yönde kesiti

$t_1 = 5 \text{ cm}$, $t_2 = 5 \text{ cm}$, $h_{guse} = 60 \text{ cm}$, taban plakası kalınlığı $8,5 \text{ cm}$

$$y_G = \frac{3 * (5 * 60 * (30 + 8,5)) + 8,5 * 110 * \frac{8,5}{2}}{3 * 60 * 5 + 8,5 * 110} = 21,05 \text{ cm}$$

$$I_x = 3 * \left(5 * \frac{60^3}{12} + 60 * 5 * \left(\frac{60}{2} + 8,5 - 21,05 \right)^2 \right) + \left(110 * \frac{8,5^3}{12} + 110 * 8,5 * \left(21,05 - \frac{8,5}{2} \right)^2 \right)$$

$$I_x = 544052,25 + 269524$$

$$I_x = 813576,1 \text{ cm}^4$$

Elverişsiz kesit tesirleri :

$$N_{\min} = 6560,60 \text{ kN} \rightarrow M_{\max} = 62877,82 \text{ kN} * \text{cm} \quad \text{CW2_51}$$

$$N_{\max} = 12184,4 \text{ kN} \rightarrow M_{\min} = 49065,37 \text{ kN} * \text{cm} \quad \text{C1E_3}$$

$$V_{\max} = 1044,193 \text{ kN} \quad \text{CW2_51}$$

6.8.5. Ankrajın moment hesabı ve tahkiki

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{T,1} = 62877,82 + 6560,6 * \frac{41,7 * 7}{953,4} * \left(\frac{106,8 - 7}{2} \right) = 163110 \text{ kN} * \text{cm} \\ M_{T,2} = 49065,4 + 12184,4 * \frac{41,7 * 7}{953,4} * \left(\frac{106,8 - 7}{2} \right) = 235216 \text{ kN} * \text{cm} \end{array} \right\}$$

$$M_{T,2} = 235216 \text{ kN} * \text{cm}$$

$$M = 235216 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$\sigma = \frac{M}{I} \cdot h = \frac{235216}{813576,1} (60 + 8,5 - 21,05)$$

$$\sigma = 14 \text{ kN} / \text{cm}^2 < 1,15 \cdot 0,6 \cdot 24 = 16,56 \text{ kN} / \text{cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

6.8.6. Kaynak tahkikleri

6.8.6.1. Kolonu başlıklarla berkitme levhalarına bağlayan dikişlerde tahkik

$$\left\{ \begin{array}{l} S_1 = 6560,6 \cdot \frac{1}{2} + \frac{62877,82}{86,8} = 4010 \text{ kN} \\ S_2 = 12184,4 \cdot \frac{1}{2} + \frac{49065,37}{86,8} = 6660 \text{ kN} \end{array} \right\} \text{maksimum} = 6660 \text{ kN}$$

$$a = 20 \text{ mm}, F_k = 6 \cdot 2 \cdot (50 - 2 \cdot 2) = 552 \text{ cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{6660}{552} = 12,1 \text{ kN} / \text{cm}^2 < 24 \text{ kN} / \text{cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

6.8.6.2. Berkitme levhalarını taban levhasına birleştiren dikişlerin tahkiki

$$I_x = 4 \cdot \left[3 \cdot \frac{30^3}{12} + 3 \cdot 30 \cdot \left(\frac{33,6}{2} + \frac{106,8}{2} \right)^2 \right] + 2 \cdot \left[3 \cdot \frac{100^3}{12} \right]$$

$$I_x = 1801094,4 + 500000 = 2301094,4 \text{ cm}^4$$

$$t_{\min, \text{berkitme}} = 5 \text{ cm}$$

$$\text{Kaynak, } a = 3 \text{ cm}$$

$$\sigma_k = \frac{M + P_b \cdot \frac{F_b}{F_p} \cdot \frac{h}{2}}{W} = \frac{62877,82 + 6560,6 \cdot \frac{7 \cdot 41,7}{953,4} \cdot \frac{106,8}{2}}{2301094,4} \cdot \left(\frac{180}{2} \right)$$

$$\sigma_k = 7 \text{ kN} / \text{cm}^2 < 24 \text{ kN} / \text{cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

$$\sigma_k = \frac{M + P_b \cdot \frac{F_b}{F_p} \cdot \frac{h}{2}}{W} = \frac{49065,4 + 12184,4 \cdot \frac{7 \cdot 41,7}{953,4} \cdot \frac{106,8}{2}}{2301094,4} \cdot \left(\frac{180}{2} \right)$$

$$\sigma_k = 10 \text{ kN} / \text{cm}^2 < 24 \text{ kN} / \text{cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

6.8.6.3. Kolon ile taban levhasına bağlayan kaynak dikişlerinin hesabı

$$t_{\min, g} = 39 \text{ mm}$$

$$a = 10 \text{ mm} \leq 0,7 \cdot t_{\min} = 27,3 \text{ mm}$$

$$h = 106,8 \text{ mm} \quad \text{Seçilen Kaynak Boyu} = 100 \text{ mm}$$

$$\tau_k = \frac{1044,193}{2 \cdot 1 \cdot (100 - 2 \cdot 1)} = 5,33 \text{ kN} / \text{cm}^2 < 24 \text{ kN} / \text{cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

6.8.7. Kama hesabı

Kayma elemanı St37 HE800M, boyu 50 cm seçilmiştir. Taban plakası altında 5 cm Groud yapılacağı düşünülmüştür.

Çizelge 6.10: Kama profilinin enkesit özellikleri

ELEMAN	KESİT	ÖLÇÜLER						KESİT	TASARIM
								ALANI	ÖLÇÜLERİ
		G	h	b	t _w	t _f	r	A	d
		kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	mm
Kama	HE 800 M	317	814	303	21	40	30	404,3	674

Çizelge 6.11: Kama profilinin statik özellikleri

STATİK DEĞERLER									
ELEMAN	KESİT	KUVVETLİ EKSEN y-y				ZAYIF EKSEN z-z			
		I _y	W _{el,y}	W _{pl,y}	i _y	I _z	W _{el,z}	W _{pl,z}	i _z
		cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm
Kama	HE 800 M	442600	108700	12490	33,09	18630	1230	1930	6,79

6.8.7.1. Beton gerilmesi

$$p' = \frac{1044,2}{30,3 \cdot (55 - 5)} = 0,689 \text{ kN} / \text{cm}^2 \leq 0,7 \text{ kN} / \text{cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

6.8.7.2. Profilde tahkik

$$M = 0,689 \cdot 30,3 \cdot \frac{(55 - 5)^2}{2} = 26096 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$\sigma = \frac{26096}{10870} = 3 \text{ kN} / \text{cm}^2 < 14,4 \text{ kN} / \text{cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

6.8.7.3. Kamayı taban levhasına bağlayan kaynaklarda tahkik

Profilin Gövdesinde;

$$t_{\min,g} = 21 \text{ mm}$$

$$a = 10 \text{ mm} \leq 0,7 \cdot t_{\min} = 14,7 \text{ mm}$$

$$d = 674 \text{ mm} \quad \text{Seçilen Kaynak Boyu} = 650 \text{ mm}$$

Profilin Başlıklarında;

$$t_{\min,b} = 40 \text{ mm}$$

$$a = 20 \text{ mm} \leq 0,7 \cdot t_{\min} = 28 \text{ mm}$$

$$b = 303 \text{ mm} \quad \text{Seçilen Kaynak Boyu} = 280 \text{ mm}$$

$$I_k = 2 * \left(1 * \frac{(65 - 2 * 1)^3}{12} \right) + 2 * \left(2^3 * \frac{(28 - 2 * 2)}{12} + 2 * (28 - 2 * 2) * \left(\frac{81,4}{2} + \frac{2}{2} \right)^2 \right)$$

$$I_k = 41674,5 + 166965,44 = 208639,94 \text{ cm}^4$$

$$F_{k,g} = 2 * 1 * (65 - 2 * 1) = 126 \text{ cm}^2$$

$$M = 1044,193 * \frac{(50 + 5)}{2} = 28715,31 \text{ kN} * \text{cm}$$

$$\sigma_{k,t} = \frac{28715,31}{208639,94} * \left(\frac{81,4}{2} + \frac{1}{2} \right) = 5,67 \text{ kN} / \text{cm}^2 < 2,4 \text{ kN} / \text{cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

$$\tau_{k,g} = \frac{1044,193}{126} = 8,29 \text{ kN} / \text{cm}^2 < \frac{24}{\sqrt{3}} = 13,9 \text{ kN} / \text{cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

Kıyaslama gerilmesi kontrolü

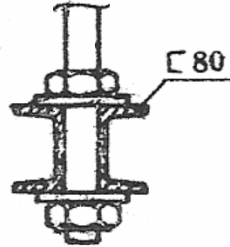
$$\sigma_v = \frac{1}{2} \left(\sigma + \sqrt{\sigma^2 + 4 * \tau^2} \right) = \frac{1}{2} \left(5,67 + \sqrt{5,67^2 + 4 * 13,9^2} \right)$$

$$\sigma_v = 17,0 \text{ kN} / \text{cm}^2 = 24 \text{ kN} / \text{cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

6.8.8. Çekme kuvvetini karşılamak amaçlı kullanılan profillerin hesabı

C1E_37 kombinasyonuna göre 1159,6 kN çekme kuvveti oluşmaktaydı.

Çekme elemanı olarak U80 St37 seçilmiştir. L=110 cm kullanılmıştır.



Şekil 6.37: Çekme elemanlarının gösterimi

Çizelge 6.12: Çekme profilinin enkesit özellikleri

ELEMEN	KESİT	ÖLÇÜLER					KESİT
							ALANI
		G	h	b	t _w	t _f	A
		kg/m	mm	mm	mm	mm	cm ²
Kama	U80	8,64	80	4,5	6	8	404,3

Çizelge 6.13: Çekme profilinin statik özellikleri

STATİK DEĞERLER							
ELEMEN	KESİT	KUVVETLİ EKSEN y-y			ZAYIF EKSEN z-z		
		I _y	W _{el,y}	i _y	I _z	W _{el,z}	i _z
		cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm
Kama	U80	106	26,5	3,1	19,4	6,36	1,33

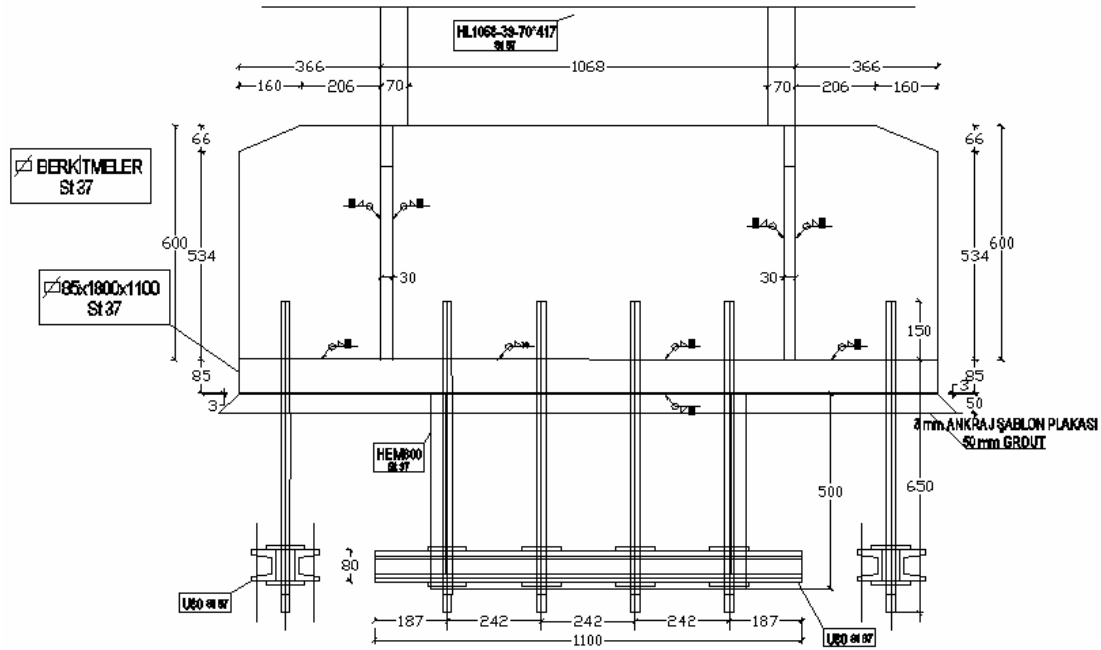
6.8.8.1. Ankraj profillerinin üst başlık yüzeyi ile beton arasında basınç gerilmesi tahkiki

U80 için b=4,5 cm ve l=110 cm seçilmiştir.

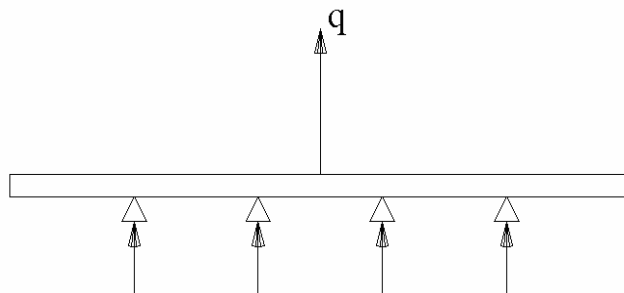
$$p'' = \frac{N_{\text{çekme}}}{2 \cdot b \cdot l} = \frac{1160}{2 \cdot 4,5 \cdot 110} = 0,3 \text{ kN} / \text{cm}^2 \leq 0,7 \text{ kN} / \text{cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

6.8.8.2. Ankraj profillerinin eğilme gerilmesi tahkiki

Burada çekme profillerinin yerleşimi bakımından iki tip detay oluşmaktadır. Birincisi kolon'a paralel yerleştirilecek olan çekme profillerinde tahkik, diğeri ise kolona dik yerleştirilecek olanlardır. İkisinde de oluşan momentler bulunmuş, olumsuz olanına göre aşağıda hesaplanmıştır.



Şekil 6.38: Kolona paralel yerleştirilecek olan U80 ankraj profillerin görünüşü



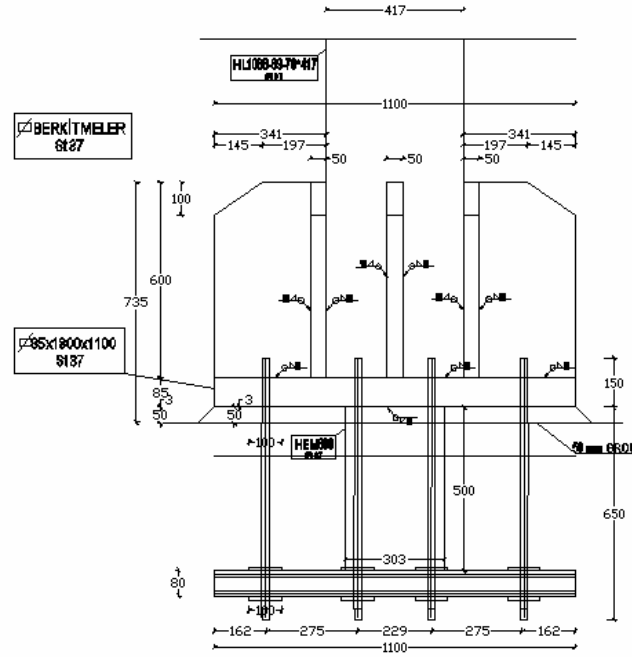
Şekil 6.39: Kolona yerleştirilecek olan U80 ankraj profillerin hesabında yük dağılımının gösterimi

U80 için $b=4,5$ cm, $q=0,3*4,5=1,35$ kN/cm

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{konsol} = 1,35 * \frac{22^2}{2} = 326,7 \text{ kN} * \text{cm} \\ M_{Açıklık} = 1,35 * \frac{22^2}{16} = 41 \text{ kN} * \text{cm} \end{array} \right\} \rightarrow_{Mak} M = 326,7 \text{ kN} * \text{cm}$$

U80 $W_x = 26,5 \text{ cm}^3$

$$\sigma = \frac{326,7}{26,5} = 12,4 \text{ kN} / \text{cm}^2 < 0,6 * 24 = 14,4 \text{ kN} / \text{cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$



Şekil 6.40: Kolona dik yerleştirilecek olan U80 profillerin görünüşü

U80 için $b=4,5$ cm, $q=0,03*4,5=1,35$ kN/cm

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{konsol} = 1,35 * \frac{15,6^2}{2} = 164,3 \text{ kN} * \text{cm} \\ M_{Açıklık} = 1,35 * \frac{28,3^2}{16} = 67,6 \text{ kN} * \text{cm} \end{array} \right\} \rightarrow_{Mak} M = 164,3 \text{ kN} * \text{cm}$$

U80 $W_x = 26,5 \text{ cm}^3$

$$\sigma = \frac{164,3}{26,5} = 6,2 \text{ kN} / \text{cm}^2 < 0,6 * 24 = 14,4 \text{ kN} / \text{cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

6.8.9. Deprem Yönetmeliği 4.9. temel bağlantıları;

6.8.9.1. 4.9.1. Çelik taşıyıcı sistem elemanlarının temel bağlantı detaylarında, düşey yükler ve depremin ortak etkisinden oluşan mesnet tepkileri esas alınarak gerekli gerilmelerin kontrolleri yapılacaktır. Ayrıca, temel bağlantı detaylarının taşıma kapasitesi aşağıda tanımlanan iç kuvvetlerden küçük olanlarını sağlayacaktır.

6.8.9.2. 4.9.1.a. Temele birleşen kolonun eğilme kapasitesinin $1,1 \cdot D_a$ katından oluşan eğilme momenti ile temele birleşen kolon ve çaprazların eksenel yük kapasitelerinin $1,1 \cdot D_a$ katından oluşan toplam düşey ve yatay kuvvetler.

6.8.9.3. 4.9.1.b. Arttırılmış deprem yüklemelerinden meydana gelen iç kuvvetler.

Yukarıda yapılan ankraj hesabı 4.9.1 işlemidir.

6.8.9.4. Bunun dışında 4.9.1.a ve 4.9.1.b den minimum sonucu veren iç kuvvetlere göre de ankraj hesapta yeterliliği sağlanmalıdır.

Yapılan ankraj hesabında kolon ayağına, HE500B diyagonal çapraz kısa doğrultuda, uzun doğrultuda da HE500B bağlanmaktadır. Kolon kesiti HL1000*748'dir.

Kolon

Eğilme Kapasitesi : $D_a=1,2$ seçilir.

$$M_{p,l}=1,1 \cdot 1,2 \cdot W_{p,l} \cdot \sigma_a=1,1 \cdot 1,2 \cdot 37880 \cdot 24=1200038,4 \text{ kN*cm}$$

Eksenel Basınç Kapasitesi

$$N_{p,l}=1,1 \cdot 1,2 \cdot 953,4 \cdot 24=30204 \text{ kN}$$

Dış Merkezli Çapraz

$\alpha=17,53^\circ$ kolon ile dış merkezli çapraz arasındaki açı. HE500B $F=238,6 \text{ cm}^2$

$$N_{p,l}=1,1 \cdot 1,2 \cdot 238,6 \cdot 24=7558,9 \text{ kN}$$

Diyagonal Çapraz

$\alpha=34,16^\circ$ diyagonal çaprazın yatay ile yaptığı açı. HE500B $F=238,6 \text{ cm}^2$

$$N_{p,l}=1,1 \cdot 1,2 \cdot 238,6 \cdot 24=7558,9 \text{ kN}$$

Ankrajda DBYBHY 2007 Madde 4.9.1.a'ya göre oluşan değerler

$$M=1200038,4 \text{ kN*cm}$$

$$N=30203,7+7559 \cdot \cos 17,53+7559 \cdot \sin 34,16=41656,1 \text{ kN}$$

$$V_x=7559 \cdot \sin 17,53=2277 \text{ kN}$$

$$V_y=7559 \cdot \cos 34,16=625,5 \text{ kN}$$

6.8.9.5. Ankrajda oluşan DBYBHY 2007 Madde 4.9.1.b'ye göre değerler

Bu projede, 2E olarak adlandırılan kombinasyonlardır.

Bilgisayar programından alınan en elverişsiz 2E'li yüklemeler;

$$N_{\min} = 7467,6 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad M_{\max} = 138600 \text{ kN} * \text{cm} \quad C2E_58$$

$$V_x = 263,2 \text{ kN} \quad V_y = 26,5 \text{ kN}$$

$$N_{\max} = 17893,81 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad M_{\min} = 130660 \text{ kN} * \text{cm} \quad C2E_58$$

$$V_x = 263,2 \text{ kN} \quad V_y = 26,5 \text{ kN}$$

$$V_{\max} = 1830 \text{ kN} \quad C2E_58$$

DBYBHY 2007 4.9.1'e göre minimum etkiler 4.9.1.b'den oluşan değerlerdir.

Buna göre;

Beton basınç gerilmesi kontrolü (Md. 6.8.9.5'e göre)

Beton sınıfı BS25 olduğu ve kapasite tasarımında malzeme emniyet katsayısının kullanılmayacağı öngörülmüştür.

1.Durum: C2E_58 kombinasyonuna göre normal kuvvetin min. iken momentin mak. olduğu durumda,

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} = \frac{7467,6}{180 * 110} \pm \frac{138600}{\frac{110 * 180^2}{6}}$$

$$\sigma \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Mak = 0,61 \text{ kN} / \text{cm}^2 < 0,85 f_{ck} = 0,85 * 2,5 = 2,13 \text{ kN} / \text{cm}^2 \\ Min = 0,14 \text{ kN} / \text{cm}^2 < 0,85 f_{ck} = 0,85 * 2,5 = 2,13 \text{ kN} / \text{cm}^2 \end{array} \right\}$$

2.Durum: C2E_58 kombinasyonuna göre Normal kuvvetin mak. iken momentin min. olduğu durumda,

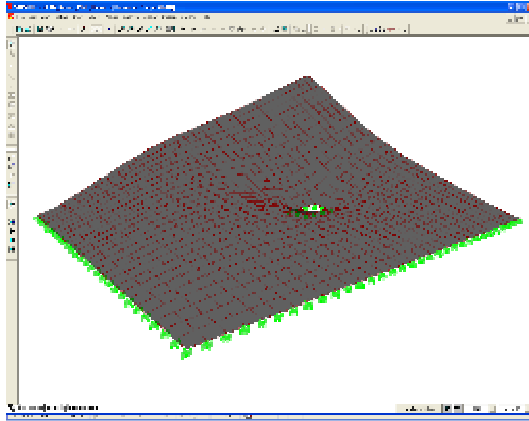
$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} = \frac{17894}{180 * 110} \pm \frac{130660}{\frac{110 * 180^2}{6}}$$

$$\sigma \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Mak = 1,12 \text{ kN} / \text{cm}^2 < 0,85 f_{ck} = 0,85 * 2,5 = 2,13 \text{ kN} / \text{cm}^2 \\ Min = 0,533 \text{ kN} / \text{cm}^2 < 0,85 f_{ck} = 0,85 * 2,5 = 2,13 \text{ kN} / \text{cm}^2 \end{array} \right\}$$

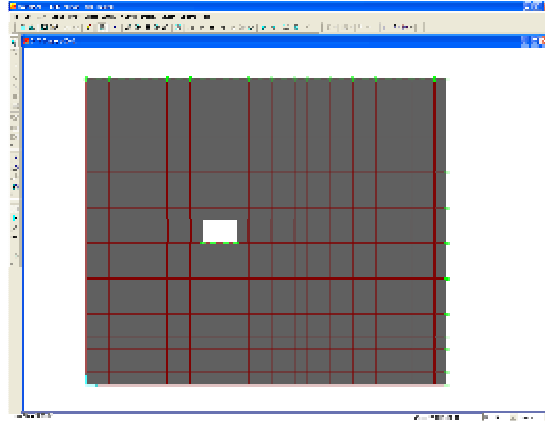
Taban plakası kalınlığının kontrolü (Md. 6.8.9.5'e göre)

En olumsuz durum plak 1 de oluşmaktadır. İki kenarı ankastre, iki kenarı boşta plak sonlu elemanlara bölünerek SAP2000 modeli ile çözümü yapılmıştır. $q=1,12 \text{ kN/cm}^2$
2. durumda C2E_58 kombinasyonuna göre taban plakası altında oluşan basınç

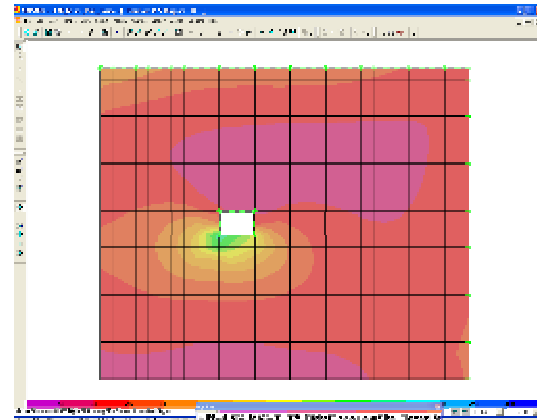
gerilmesidir. 1,12 kN/cm² basınç gerilmesi olarak taban plakasının üzerine yüklenmiştir. Elde edilen momentlere göre taban plakası tahkiki yapılmıştır.



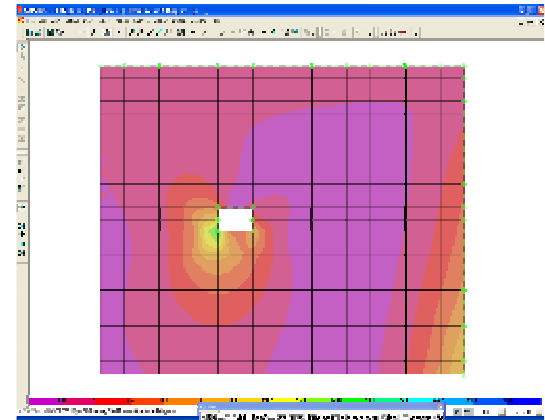
Şekil 6.41: Plak 1 sonlu elemanlarla bölünmüş hali



Şekil 6.42: Plak 1 şekil değiştirmiş hali



Şekil 6.43: M₁₁=M_{xx} Momenti
maksimum = 278,05 kN*cm/ cm



Şekil 6.44: M₂₂=M_{yy} Momenti
maksimum= 318,65 kN*cm/cm

Plak 85 mm St37 Basınç gerilmesi q=0,112 t/cm²

Maksimum moment=318,65 kN*cm/cm seçilir.

$$\sigma = \frac{M_{mak}}{W_{pl}} = \frac{318,65}{\frac{1 \cdot 8,5^2}{4}} = 18 \text{ kN} / \text{cm}^2 < 24 \text{ kN} / \text{cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

$$N_{\min} = 7467,6 \text{ kN} \quad \rightarrow M_{\max} = 138600 \text{ kN} * \text{cm} \quad C2E_58$$

$$V_x = 263,2 \text{ kN} \quad V_y = 26,5 \text{ kN}$$

$$N_{\max} = 17893,81 \text{ kN} \quad \rightarrow M_{\min} = 130660 \text{ kN} * \text{cm} \quad C2E_58$$

$$V_x = 263,2 \text{ kN} \quad V_y = 26,5 \text{ kN}$$

$$V_{\max} = 1830 \text{ kN} \quad C2E_58$$

Ankrajın moment hesabı ve tahkiki (Md. 6.8.9.5'e göre)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{T,1} = 138600 + 7467,6 * \frac{41,7 * 7}{953,4} * \left(\frac{106,8 - 7}{2} \right) = 252690 kN * cm \\ M_{T,2} = 130660 + 17894 * \frac{41,7 * 7}{953,4} * \left(\frac{106,8 - 7}{2} \right) = 404040 kN * cm \end{array} \right\}$$

$$M_{T,2} = 404040 kN * cm$$

$I = 813576,1 \text{ cm}^4$ (bu çalışmanın Md. 6.8.4 'de hesaplanan kısa doğrultuda alınan kesitteki ankrajın atalet momentidir)

$$M = 404040 kN * cm$$

$$\sigma = \frac{M}{I} * h = \frac{404040}{813576,1} (60 + 8,5 - 21,05) = 23 kN / cm^2 < 24 kN / cm^2 \quad (\text{Uygun})$$

Ankrajın kaynak tahkikleri (Md. 6.8.9.5'e göre)

Kolon profilini başlıklarla berkitme levhalarına bağlayan dikişlerde tahkik

$$\left\{ \begin{array}{l} S_1 = 7467,6 * \frac{1}{2} + \frac{138600}{86,8} = 5330,6 kN \\ S_2 = 17894 * \frac{1}{2} + \frac{130660}{86,8} = 10452,3 kN \end{array} \right\} \text{maksimum} = 10452,3 kN$$

$$a = 20 \text{ mm} \leq 0,7 t_{\min} = 0,7 * 70 = 49 \text{ mm}$$

$$F_k = 6 * 2 * (50 - 2 * 2) = 552 \text{ cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{10452,3}{552} = 19 kN / cm^2 < 24 kN / cm^2 \quad (\text{Uygun})$$

Ayak berkitme levhalarını taban levhasına birleştiren dikişlerin tahkiki

$$I_x = 4 * \left[3 * \frac{30^3}{12} + 3 * 30 * \left(\frac{33,6}{2} + \frac{106,8}{2} \right)^2 \right] + 2 * \left[3 * \frac{100^3}{12} \right]$$

$$I_x = 1801094,4 + 500000 = 2301094,4 \text{ cm}^4$$

$$t_{\min, \text{berkitme}} = 5 \text{ cm}$$

$$\text{Kaynak, } a = 3 \text{ cm}$$

$$\sigma_k = \frac{M + P_b * \frac{F_b}{F_p} * \frac{h}{2}}{W} = \frac{138600 + 7467,6 * \frac{7 * 41,7}{953,4} * \frac{106,8}{2}}{2301094,4} * \left(\frac{180}{2} \right)$$

$$\sigma_k = 10,2 kN / cm^2 < 24 kN / cm^2 \quad (\text{Uygun})$$

$$\sigma_k = \frac{M + P_b * \frac{F_b}{F_p} * \frac{h}{2}}{W} = \frac{130660 + 17894 * \frac{7 * 41,7}{953,4} * \frac{106,8}{2}}{2301094,4} * \left(\frac{180}{2} \right)$$

$$\sigma_k = 17 kN / cm^2 < 24 kN / cm^2 \quad (\text{Uygun})$$

Kolon gövdesini taban levhasına bağlayan kaynak dikişlerinin hesabı

$$t_{\min,g} = 39\text{mm}$$

$$a = 10\text{mm} \leq 0,7 * t_{\min} = 27,3\text{mm}$$

$$h = 106,8\text{mm} \quad \text{Seçilen Kaynak Boyu} = 100\text{ mm}$$

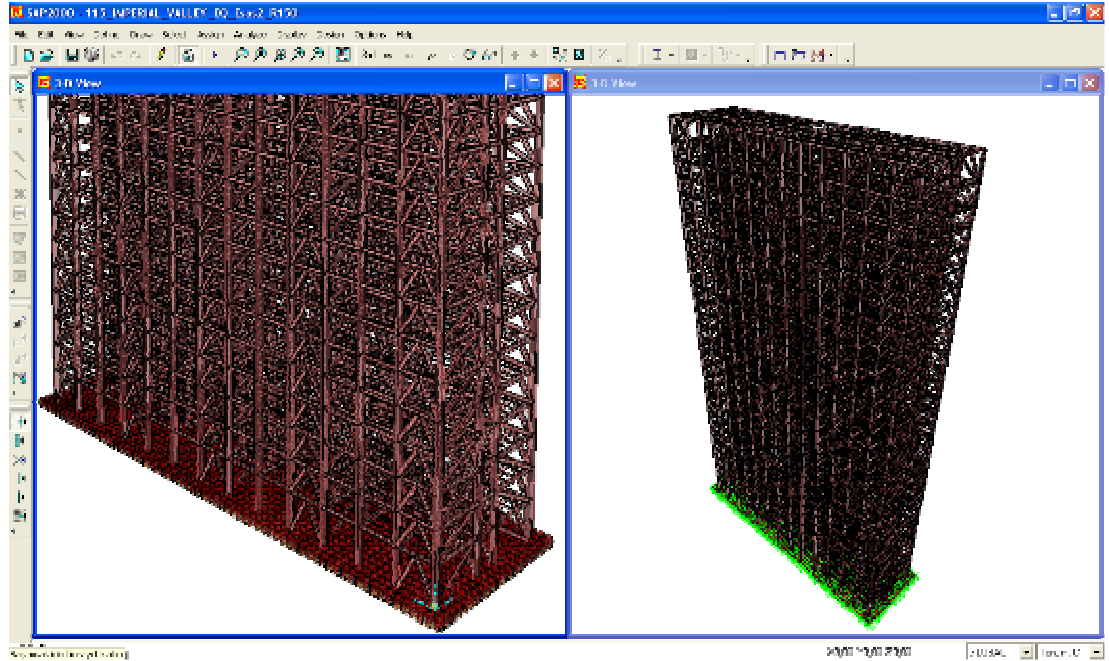
$$\tau_k = \frac{1830}{2 * 1 * (100 - 2 * 1)} = 9,4\text{ kN} / \text{cm}^2 < 24\text{ kN} / \text{cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

7. TEMEL HESABI ve KOMPOZİT DÖŞEME DONATI HESABI

Zemin karmaşık bir ortamdır, bilinmeyişi çoktur. Bir temelin zemini ne kadar araştırılırsa araştırılışın beklenmedik durumla her zaman karşılaşılabılır. Temel hesabı teorisi de çok net değildir. Bu nedenle temel hesaplarında basitleştirici modeller yapılır.

7.1. Temel Hesabının Anlatımı

Yapı temeli radye temel olarak tasarlanmış ve temel yüksekliğı 1,5 m seçilmiştir. Betonarme hesabı için TS 500 dikkate alınmıştır. Temel hesabı, SAP2000 v.8.3. 'de modeli oluşturulmuş bina ile birlikte tanımlanmış ve en büyük zemin gerilmesinin zemin emniyet gerilmesini aşmamasına dikkat edilmiştir.



Şekil 7.1: Radyenin üst yapı ile birlikte modelinin görünüşü

SAP2000 bilgisayar programında Şekil 7.1'de görüldüğü gibi temel, bir döşeme gibi tanımlanmış ve 1 m x 1 m boyutlarında sonlu eleman parçalarına bölünmüştür. Temel basma payları her iki doğrultuda da 2 şer m'lik ampartmana sahip bir temel sistemi oluşturulmuştur. Sonlu eleman parçalarının birleştiğı düğüm noktalarına,

elastik yaylar tanımlanmış ve bu yayların çökmeye karşı yay sabiti değerleri olarak, düşey yatak katsayısı ile ilgili sonlu elemanın etkili yük alanının çarpılmasıyla bulunan değerler girilmiştir. Zemin düşey yatak katsayısı;

$$1 \text{ m}^2 \text{ lik alana denk gelen yay sabiti } k_v = 1 * 50000 = 50000 \text{ kN/m}^3$$

$$0,5 \text{ m}^2 \text{ lik alana denk gelen yay sabiti } k_v = 0,5 * 50000 = 25000 \text{ kN/m}^3$$

$$0,25 \text{ m}^2 \text{ lik alana denk gelen yay sabiti } k_v = 0,25 * 50000 = 12500 \text{ kN/m}^3,$$

BS25 beton için $E = 30000000 \text{ kN/m}^2$ değerleri tanımlanmıştır.

Radye temelin oturacağı zeminin yoğunluğu $= 18 \text{ kN/m}^3$ dir.

$$\sigma_z = k_v * U_{\max} \quad (7.1)$$

$$\sigma_z \leq f_{zu} \quad (7.2)$$

$$f_{zu} = 1,5 * \sigma_{zem} \quad (7.3)$$

σ_z : Zeminde oluşan en büyük gerilme

k_v : Zemin düşey yatak katsayısı

$U_{\max}$: Zeminde oluşan en büyük çökme

Zımbalama olayının ortaya çıkmaması ve bu bölgede güvenli olarak kuvvet geçişinin oluşması için kesme kuvveti kapasitesinin iletilmesi gereken kuvvetten daha büyük olması gerekmektedir.

$$V_{pr} \geq V_{pd} \quad (7.4)$$

Zımbalama dayanımı, zımbalama yüzeyi alanında beton çekme dayanımı ile çarpılmasından bulunmuştur.

$$V_{pr} = \gamma * f_{ctd} * u_p * d \quad (7.5)$$

V_{pr} : Zımbalama dayanımı

V_{pd} : Tasarım zımbalama kuvveti

γ : Eğilme etkisini yansıtan katsayı

f_{ctd} : Beton hesap çekme dayanımı

U_p : Zımbalama çevresi

d : Temel faydalı yüksekliği

$$\gamma = \frac{1}{1 + 1,5 * \frac{e_x + e_y}{\sqrt{b_x + b_y}}} \text{ Dikdörtgen yük alanları için} \quad (7.6)$$

e : Kolonun eğilme düzlemindeki dışmerkezliği

b : Zımbalama çevresinin boyutları

$$e = 0,4 * \frac{M_d}{N_d} \quad (7.7)$$

$$b = b_t + d \quad (7.8)$$

$$V_{pd} = N_d - \sigma_z * A_p \quad (7.9)$$

A_p : Zımbalama alanı

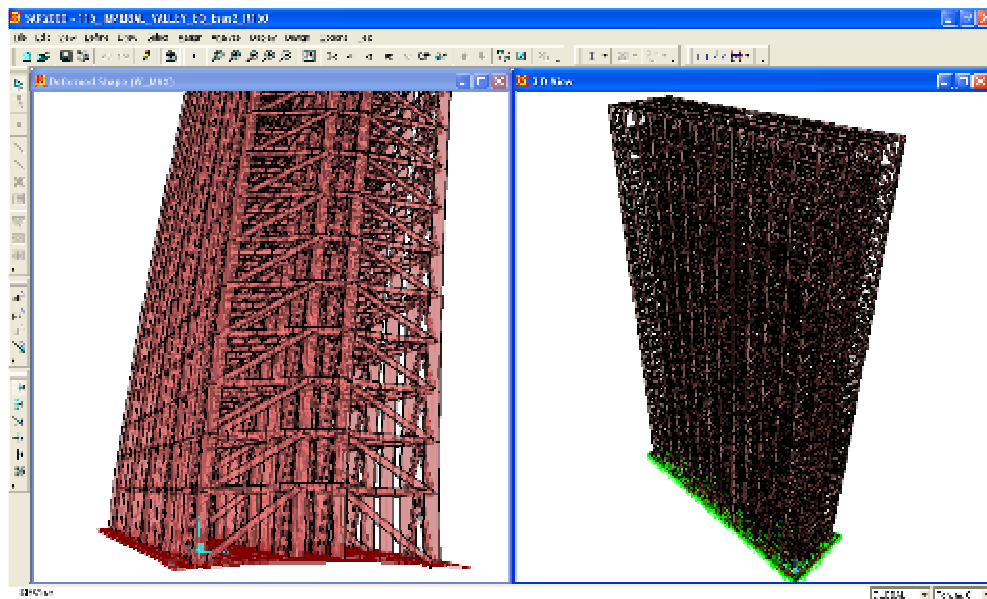
7.2. Yükler ve Yük Kombinasyonları

Betonarme boyutlandırma amaçlı;

Moment değerleri ise, Sap2000 bilgisayar programında tanımlanan maksimum kombinasyon, tüm kombinasyonların envelope değerleri olarak sonucu bulunmuş değerlerdir.

Temel üzeri ölü yük ve hareketli yük değerleri eşit ve 5 kN/m² alınmıştır.

7.3. Zemin Emniyet Gerilmesinin Kontrolü



Şekil 7.2: Zeminin rüzgar yüklemelerinin envelope'lu modelinin görünüş

Radye temelde oluşan en büyük çökme program sonuçlarından rüzgarlı kombinasyonların envelope'nun maksimumundan $U_{\max}=0,011241$ m olarak bulunmuştur. Bilgisayar programından alınan, kolonlardan temel aktarılan en büyük kesit tesirleri;

$$N_d=12184,4 \text{ kN},$$

$$M_d=628,7782 \text{ kN}\cdot\text{m}' \text{ dir.}$$

$$\text{Zemin gerilmesi } \sigma_{\text{zem}}=400 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_z=0,011241*50000=562,05 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{\text{zu}}=1,5*400=600 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_z=562,05 \text{ kN/m}^2 < 600 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Uygun})$$

7.4. Zımbalama Kontrolü

$$\text{Taban Plakası Boyutu X yönü} = 1,80 \text{ m}$$

$$\text{Taban Plakası Boyutu Y yönü} = 1,10 \text{ m}$$

$$\text{Paspayı 5 cm kabul edilirse : } d=1,5-0,05=1,45 \text{ m}$$

$$\text{Zımbalama Kenarı X} = 1,80+1,45=3,25\text{m} = b_x$$

$$\text{Zımbalama Kenarı Y} = 1,10+1,45=2,55\text{m} = b_y$$

$$e = 0,4 * \frac{M_d}{N_d} = 0,4 * \frac{628,7782}{12184,4} = 0,021 \text{ m}$$

Kolonlar HL1000*748 olduğundan $h=1,068$ m ve $b=0,417$ m'dir.

X yönü Dışmerkezlik

$$e_{\min}=0,015+0,03*1,068=0,04704 \text{ m} > e=0,021 \text{ m ise;}$$

$$\text{Seçilen dışmerkezlik } e_x= 0,04704 \text{ m}$$

Y yönü Dışmerkezlik

$$e_{\min}=0,015+0,03*0,417=0,02751 \text{ m} > e=0,021 \text{ m ise;}$$

$$\text{Seçilen dışmerkezlik } e_y= 0,02751 \text{ m}$$

$$\gamma = \frac{1}{1+1,5 * \frac{e_x + e_y}{\sqrt{b_x + b_y}}} = \frac{1}{1+1,5 * \frac{0,04704 + 0,02751}{\sqrt{3,25 + 2,55}}} = 0,956$$

$$\text{BS25 için } f_{ctd}=1200\text{kN/m}^2$$

$$U_p=2*(3,25+2,55)=11,60 \text{ m}$$

$$V_{pr}=0,956*1200*11,60*1,45=19296 \text{ kN}$$

$$A_p=3,25*2,55=8,29 \text{ m}^2$$

$$V_{pd}=12184,4-562,05*8,29=7525 \text{ kN}$$

$$V_{pr}=19296 \text{ kN} > V_{pd}=7525 \text{ kN} \quad (\text{Zımbalama uygun})$$

7.5. Temel Donatı Hesabı

$$A_{smin}=0,002*b_w*d \quad (7.10)$$

$$A_{smin}=0,002*100*145=29 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{bw*(d_t^2)}{M} \quad (7.11)$$

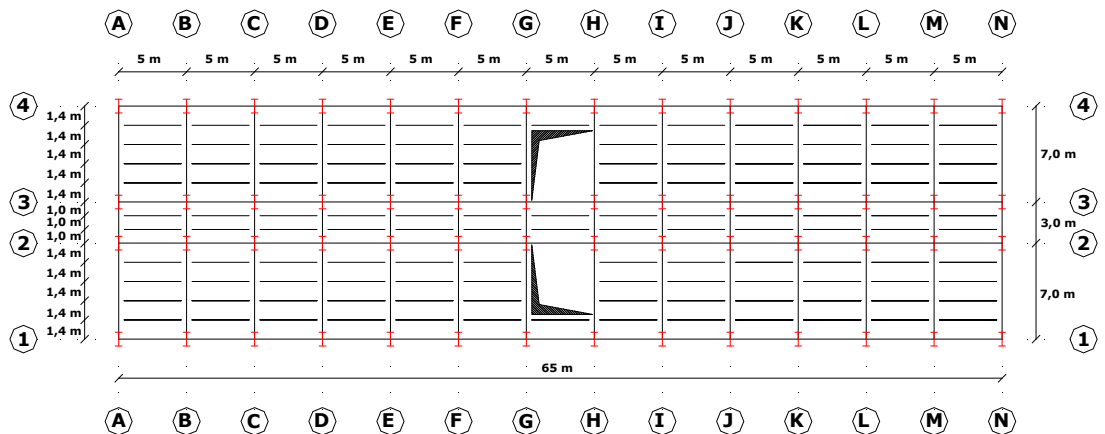
$$K > K_1 \quad (7.12)$$

BS25 BÇIIIa için, $K_1=291$ [8]-(Abaklar, Çizelge B-1)

$$A_s = \frac{M}{f_{yd} * j * d} \quad (7.13)$$

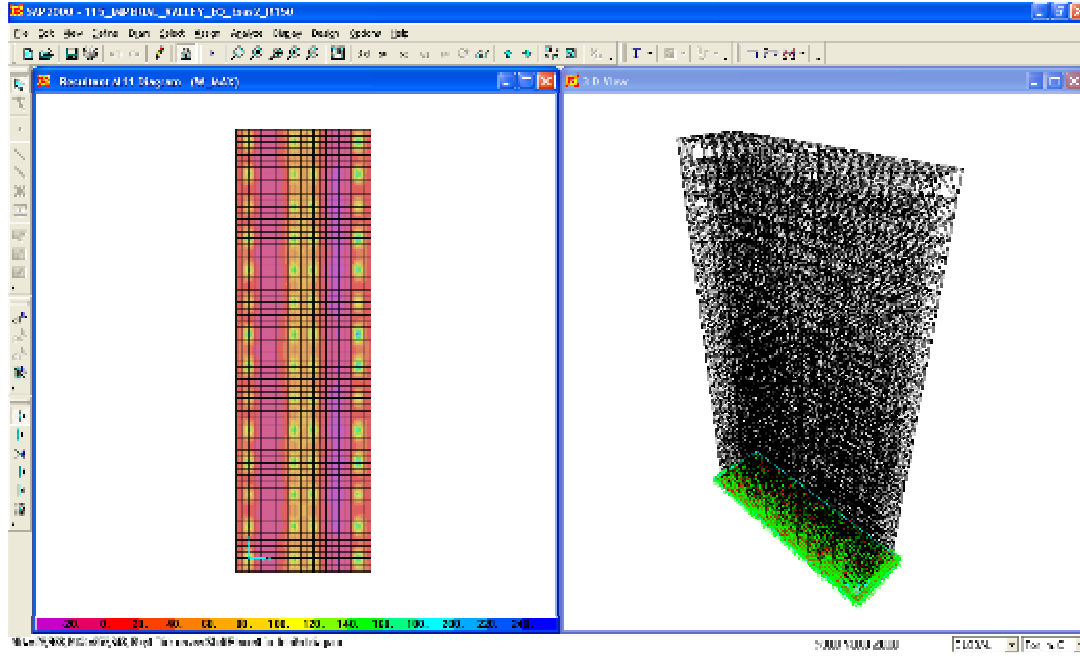
$$f_{yd}=36,5 \text{ kN/cm}^2, j=0,85$$

$$K_{max} = \frac{1*1,45^2}{2962,28} * 10^6 = 709,76 \frac{\text{mm}^2}{\text{kN}} > K_1 = 291$$

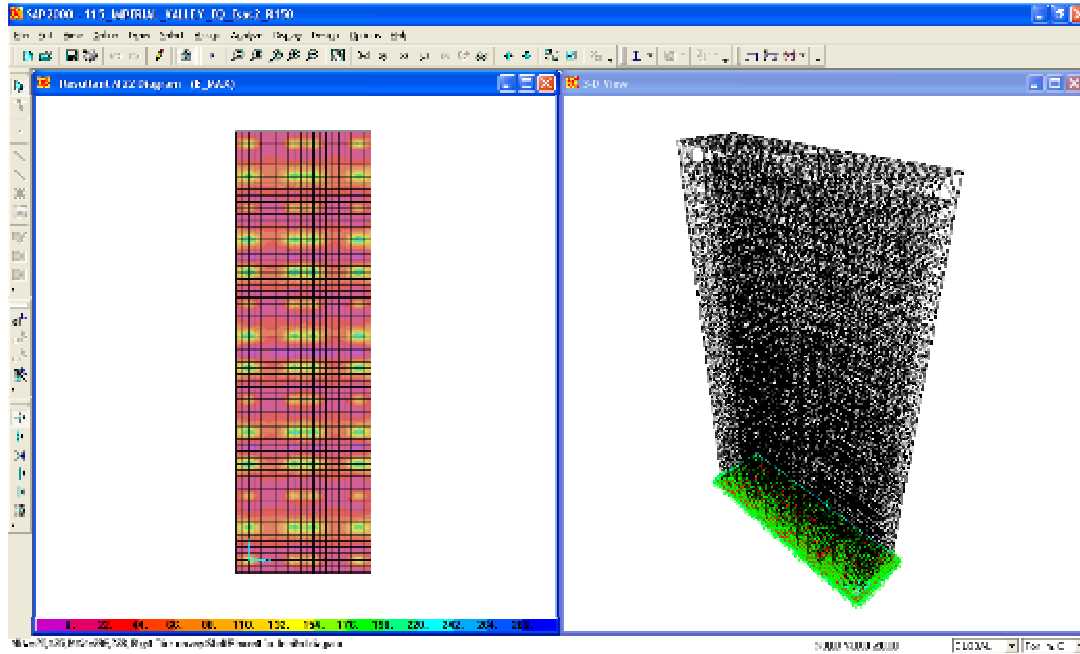


Şekil 7.3: Planda aksların ve yapının görünüşü

Temelde her iki yönde de elverişsiz yüklemelere ait moment değeri



Şekil 7.4: M_{11} - M_{xx} Maksimum moment M_{11} 'de Rüzgarlı kombinasyonların envelope'nda oluşmaktadır.



Şekil 7.5: M_{22} - M_{yy} Maksimum moment M_{22} 'de Depremlı kombinasyonların envelope'nda oluşmaktadır.

Çizelge 7.1: Temel moment değerleri

Aks	Doğrultu	Mesnet	7 m	Mesnet	3 m
		1	Açıklık	2	Açıklık
A-A Mesnet	x	1888,67	-95,09	1587,66	572,93
	y	1973,62	54,18	1632,04	987,11
Açıklık	x	187,07	-100,75	524,83	547,73
	y	101,96	207,77	112,12	139,73
B-B Mesnet	x	1741,43	-129,63	1655,45	508,15
	y	2374,25	609,27	2316,51	1636,5
Açıklık	x	130,97	-129,31	486,06	641,74
	y	249,65	372,14	363,28	345,98
C-C Mesnet	x	1362,66	-178,7	1698,45	515,8
	y	1241,11	5,1	1411,67	828,5
Açıklık	x	127,41	-152,17	505,62	600,74
	y	44,81	71,42	123,24	101,16
D-D Mesnet	x	2536,48	-156,82	1821,81	639,25
	y	2962,28	477,24	2532,39	1798,6
Açıklık	x	241,68	-108,12	572,92	618,69
	y	-27,86	52,98	32,27	31,35
E-E Mesnet	x	1574,35	-167,06	1860,44	610,22
	y	1732,1	501,56	2616,26	1884,75
Açıklık	x	152,88	-144,96	519,33	697,39
	y	82,25	190,74	86,94	127,45
F-F Mesnet	x	1378,23	-173,53	1701,28	533,18
	y	622,67	8,89	1440,38	857,38
Açıklık	x	154,81	-111,91	513,11	560,06
	y	82,23	198,34	86,45	127,45
G-G Mesnet	x	2158,89	-94,95	1699,84	526,59
	y	2794,79	462,77	2350,72	1656,57
Açıklık	x	299,04	-86,35	551,2	487,51
	y	-84,04	16,93	-98,67	-17,12

Birim kN*m'dir

7.6. Gerekli Donatıların Belirlenmesi

Radye temeller iki yönde çalışan betonarme plak gibi düşünülecek olursa minimum donatı oranı 0,0015–0,002 dolaylarında olmalıdır. Güvenli tarafta kalmak amacıyla 0,002 alınacaktır. Temel derinliği 1 m.'den fazla olan derin temellerde minimum donatı oranı 0,002 alınarak hesap yapılacaksa, derinlik 1 m alınarak hesap yapılması daha doğru olacaktır. Bu durumda minimum donatı alanı, $A_{sx}=A_{sy}=0,002*100*100=20 \text{ cm}^2/\text{m}$ olmaktadır.

Çizelge 7.2: Temel donatı miktarları

Aks	Doğrultu	Mesnet	7 m	Mesnet	3 m
		1	Açıklık	2	Açıklık
A-A	x	41,98	-2,11	35,29	12,74
Mesnet	y	43,87	1,20	36,28	21,94
Açıklık	x	4,16	-2,24	11,67	12,18
	y	2,27	4,62	2,49	3,11
B-B	x	38,71	-2,88	36,80	11,30
Mesnet	y	52,78	13,54	51,49	36,38
Açıklık	x	2,91	-2,87	10,80	14,27
	y	5,55	8,27	8,08	7,69
C-C	x	30,29	-3,97	37,75	11,47
Mesnet	y	27,59	0,11	31,38	18,42
Açıklık	x	2,83	-3,38	11,24	13,35
	y	1,00	1,59	2,74	2,25
D-D	x	56,38	-3,49	40,50	14,21
Mesnet	y	65,85	10,61	56,29	39,98
Açıklık	x	5,37	-2,40	12,74	13,75
	y	-0,62	1,18	0,72	0,70
E-E	x	35,00	-3,71	41,36	13,56
Mesnet	y	38,50	11,15	58,16	41,90
Açıklık	x	3,40	-3,22	11,54	15,50
	y	1,83	4,24	1,93	2,83
F-F	x	30,64	-3,86	37,82	11,85
Mesnet	y	13,84	0,20	32,02	19,06
Açıklık	x	3,44	-2,49	11,41	12,45
	y	1,83	4,41	1,92	2,83
G-G	x	47,99	-2,11	37,79	11,71
Mesnet	y	62,13	10,29	52,25	36,82
Açıklık	x	6,65	-1,92	12,25	10,84
	y	-1,87	0,38	-2,19	-0,38

Ana donatı $\Phi 24/15$ ($A_s=31,67 \text{ cm}^2$)'dür .Seçilen donatı alanı, yukarıda hesaplanan minimum donatı alanının üzerinde seçildiği görülmektedir.

7.7. Temel İlave Donatı Miktarları

Ana donatı kullanılması durumunda ek donatının belirlenmesi için gerekli donatı alanı

Tablo 7.3'de hesaplanmıştır.

Eksi (-) değerler, Seçilen ana donatının o bölgede fazla olduğu anlamına gelmektedir.

Artı (+) değerler, Ana donatı alanının çıkarılması durumunda gerekli ek donatı alanı anlamına gelir.

Çizelge 7.3: Ana donatıların gerekli donatılardan çıkarılması sonucu ek donatının belirlenmesi (cm²)

Aks	Doğrultu	Mesnet	7 m	Mesnet	3 m
		1	Açıklık	2	Açıklık
A-A	x	10,31	-29,56	3,62	-18,93
Mesnet	y	12,20	-30,47	4,61	-9,73
Açıklık	x	-27,51	-29,43	-20,00	-19,49
	y	-29,40	-27,05	-29,18	-28,56
B-B	x	7,04	-28,79	5,13	-20,37
Mesnet	y	21,11	-18,13	19,82	4,71
Açıklık	x	-28,76	-28,80	-20,87	-17,40
	y	-26,12	-23,40	-23,59	-23,98
C-C	x	-1,38	-27,70	6,08	-20,20
Mesnet	y	-4,08	-31,56	-0,29	-13,25
Açıklık	x	-28,84	-28,29	-20,43	-18,32
	y	-30,67	-30,08	-28,93	-29,42
D-D	x	24,71	-28,18	8,83	-17,46
Mesnet	y	34,18	-21,06	24,62	8,31
Açıklık	x	-26,30	-29,27	-18,93	-17,92
	y	-31,05	-30,49	-30,95	-30,97
E-E	x	3,33	-27,96	9,69	-18,11
Mesnet	y	6,83	-20,52	26,49	10,23
Açıklık	x	-28,27	-28,45	-20,13	-16,17
	y	-29,84	-27,43	-29,74	-28,84
F-F	x	-1,03	-27,81	6,15	-19,82
Mesnet	y	-17,83	-31,47	0,35	-12,61
Açıklık	x	-28,23	-29,18	-20,26	-19,22
	y	-29,84	-27,26	-29,75	-28,84
G-G	x	16,32	-29,56	6,12	-19,96
Mesnet	y	30,46	-21,38	20,58	5,15
Açıklık	x	-25,02	-29,75	-19,42	-20,83
	y	-29,80	-31,29	-29,48	-31,29

Yukarıda bold olarak yazılı donatı alanları gerekli donatı alanını ifade eder. Gri tonunda yazılan ve “-” olan donatı alanları, o bölgede gerekli donatı alanından, konulan donatı alanını çıkartarak ne kadar gerekli olduğunun gösterilmesidir.

“-” Donatı alanları o bölgede konulan fazla donatıyı sembolize eder.

Φ24/12 ($A_s=36,19 \text{ cm}^2$) konulacak olan ilave donatı 30 cm^2 ’nin üzerinde gerekli olan donatı alanlarına konulacaktır. Φ24/20 ($A_s=27,14 \text{ cm}^2$) konulacak olan ilave donatı $26,49 \text{ cm}^2$ ile $19,82 \text{ cm}^2$ arasındaki gerekli olan donatı alanlarına konulacaktır. Φ24/30 ($A_s=18,10 \text{ cm}^2$) konulacak olan ilave donatı $16,32 \text{ cm}^2$ ’nin altında gerekli olan donatı alanlarına konulacaktır. Diğer ek donatılar hesaplanıp temel çizimlerinde gerekli bölgelere çizilerek temel paftasında sunulmuştur.

7.8. Temelde Donatı Bindirme Boyunun Hesabı [TS500]

$l_b = \max \left[0,12 * \frac{f_{yd}}{f_{ctd}} \phi; 20\phi \right]$ Formülüne göre 12 m.'yi geçen donatılarda gerekli ek

detayı için bindirme boyunun hesaplandığı formüldür. Buna göre;

$$f_{yd}=420 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd}=f_{yl}/\gamma_{ms}$$

$$f_{yd}=f_{yl}/\gamma_{ms}=420/1,15=365,217 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctd}=f_{ctk}/\gamma_{mc}$$

f_{ctk} BS25 için $1,8 \text{ N/mm}^2$ ve yerinde yerinde denetim ve kontrollü dökülen betonlarda

$$\gamma_{mc}=1,5 \text{ 'dir.}$$

$$f_{ctd}=1,8/1,5=1,2 \text{ N/mm}^2$$

$$l_b = \max \left[0,12 * \frac{365,217}{1,2} \phi; 20\phi \right] = \max [37\phi; 20\phi] = 37\phi = 40\phi \text{ alınmıştır. Seçilen}$$

temel ana donatısı 24'lük olduğundan bindirme boyu minimum;

$$1,5*40*2,4=144 \text{ cm}=150 \text{ cm olmalıdır. (Çekme bölgesi tahmin edilmesi zor olması}$$

neticesiyle bindirme boyu her bindirme de 1,5 katı alındı.)

7.9. Kompozit Döşemenin Donatısının Belirlenmesi

7.9.1. Açıklık donatısının belirlenmesi

$$M_d=2 \text{ kNm}$$

Kullanılacak olan donatı hasır çelik S500 ve beton BS25 olduğundan;

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ Mpa}$$

değerlerini alır.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ Mpa}$$

$b_w=100 \text{ cm}$, C25 için $k_1=0,85$ ve döşemede paspayı 1,5 cm kabulü ile,

$$d=10-1,5=8,5 \text{ cm hesaplanır.}$$

(Normalde döşemede kullanılacak beton tabla kalınlığı 12 cm. Fakat trapez levhanın

yüksekliğini de hesaba katarak bir kabul yapılmıştır.)

Donatı denge altı donatılmış kabulü yapılarak hesaba başlanmıştır.

$\rho = 0,016 < \rho_b = 0,0164$, . ρ_b C25 ve S500 aittir.

$$\frac{k_1 * c}{d} = 0,016 \frac{434,78}{0,85 * 16,67} = 0,491$$

$$(j) = \left(1 - \frac{k_1 * c}{d} * \frac{1}{2} \right) = 1 - \frac{0,491}{2} = 0,755$$

$$M_d = M_r = \frac{A_s * 434,78 * 0,755 * 85}{10^6} = 2$$

$$A_s = 0,72 \text{ cm}^2 / m$$

Kompozit döşeme, çelik tali kirişlerle oluşturulması sonucu, tali çelik kirişler

arasındaki döşeme, TS500'e göre hurdi döşeme tipine girmektedir. Bu bakımından

donatı oranı $\rho_{\min} = 0,002$ olmalıdır. Buna göre yapılan hesapta;

7.9.1.1. Kısa açıklıkta belirlenmesi;

$$\rho_k = \frac{A_{sk}}{b_w * d} \rightarrow A_{sk} = \rho_k * b_w * d = 0,002 * 100 * 8,5 = 1,7 \text{ cm}^2 / m$$

7.9.1.2. Uzun açıklıkta belirlenmesi;

$$A_{su} = \frac{A_{sk}}{5} = \frac{1,7}{5} = 0,34 \text{ cm}^2 / m$$

Seçilen Donatı R158 $A_{sk} = 1,88 \text{ cm}^2 / m$, $A_{su} = 0,78 \text{ cm}^2 / m$ 'dir.

Döşeme donatısının donatı çapı 5 mm olduğundan bindirme'de 75φ olduğundan,

75*5=375 mm bindirme 3 göz yapılacaktır.

7.9.2. Mesnette donatı hesabı

$$M_d = M_r = \frac{A_s * 434,78 * 0,755 * 85}{10^6} = 3$$

$$A_s = 1,08 \text{ cm}^2 / m$$

Seçilen Donatı R158 $A_{sk} = 1,88 \text{ cm}^2 / m$ 'dir.

8. SONUÇLAR ve TARTIŞMA

8.1. Adım Adım Taşıyıcı Sistemin Belirlenmesinin Sonuçları;

Taşıyıcı sistemi belirlemek amaçlı yapılan çalışmaların sonucunda, binanın X yönünde (kısa doğrultu) deprem yükünü sadece çerçevelerle karşılanamayacağı Çizelge 2.1’de (Model 1,2,3 ve 4 de) tanımlanan modellerdeki periyotların incelenmesi ve profillerin kesitlerindeki aşırılık sonucu, taşıyıcı sistemde değişiklik yapılmasının gerekliliği görülmektedir (Model 4). Bu yönde, yeni taşıyıcı, deprem yüklerini çerçevelerle birlikte belirli akslarda düzenlenen diyagonal çaprazlarla karşılayacak sistemdir (Şekil 2.5 ve 2.6). Model 4 ‘te görülmektedir ki, yeni taşıyıcı sistemin periyodu **DBYBHY 2007**’de tanımlanan periyot sınırları içinde (Çizelge 4.3 ve 4.4) ve taşıyıcı elemanlar uygulanabilir. Binanın uzun doğrultusunda (Y yönü) kat girişleri mafsallı ve dış merkezli çaprazlar teşkil edilmiştir. Profillerin denenmesi sonucu periyot ve deplasmanı sınırlamak için iki katta mekanik kat düzenlenerek, dış merkezli çaprazlar tüm akslarda tanımlanmıştır (Şekil 2.7). Bu yöndeki periyotta, bu düzenleme ile bu yöndeki periyodun, deprem yönetmeliği ilgili maddesinin sınırları içinde kaldığı görülmektedir (Çizelge 4.2 ve 4.3).

8.2. Deprem Kayıtlarının Seçimi ve DBYBHY 2007’e Uyumu;

Deprem yönetmeliğine göre, dinamik hesabın hangi yöntemle yapılacağı (bu çalışmanın madde. 3.2.1) belirlenmiş olup, seçilen yöntem Zaman Tanım Alanında hesap yöntemidir. Bu yöntemin uygulanması için, yapay yer hareketleri ya da kaydedilmiş yer ivmelerinin nasıl seçileceği **DBYBHY 2007**’nin md. 2.9’da açıkça anlatılmıştır.

Bu çalışmada sunulan yapıda, 1999 İzmit, 1999 Düzce ve 1979 California Imperial Valley depremlerine ait ivme kayıtları kullanılmıştır. **DBYBHY 2007**’nin md. 2.9.1’e uygun ivme kayıtları (bu çalışmanın md. 3.2.1.2’de) ile deprem yükünden oluşan deplasman ve taban kesme kuvvetine göre de, yukarıda belirtilen üç depremin

etkidiği modellerden en olumsuz etkiyi oluşturan 1979 California Imperial Valley depremi ile çözülen model seçilmiştir (bu çalışmanın md. 3.2.1.3).

Sonuç olarak, DBYBHY 2007 md. 2.9.1'e göre;

DBYBHY-2007 2.9.1.a. md.'sine göre, kuvvetli yer hareketi kısmının süresi, binanın birinci doğal titreşim periyodunun, 5 katından ve 15 saniyeden daha kısa olmadığı, Çizelge 3.4, 3.5, 3.6, 3.7 ve 3.8'de görülmektedir.

DBYBHY-2007 2.9.1.b. md.'sine göre, üretilen deprem yer hareketinin sıfır periyoduna karşı gelen spektral ivme değerlerinin ortalaması, $A_0 \cdot g$ 'den daha küçük olmamalıdır. Seçilen ivme kayıtlarında gösterilen elastik spektral ivmelerin $0,4 \cdot 981 = 392,4 \text{ cm/s}^2$ 'den küçük olmadığı (Çizelge 3.9, 3.10, 3.11, 3.12 ve 3.13'de depremin başladığı andaki değer) görülmektedir.

DBYBHY-2007 2.9.1.c. md.'sine göre, ivme kaydına göre %5 sönüm oranı için yeniden bulunacak spektral ivme değerlerinin ortalaması, gözönüne alınan deprem doğrultusundaki birinci (hakim) periyod T_1 'e göre $0,2T_1$ ile $2T_1$ arasındaki periyodlar için, **DBYBHY-2007 2.4** de tanımlanan $S_{ae}(T)$ elastik spektral ivmelerinin % 90'ından daha az olmamalıdır. (Çizelge 3.9, 3.10, 3.11, 3.12 ve 3.13)

Seçilen yer hareketlerinin, SeismoSignal bilgisayar programına tanımlanması ile %5 sönüm değeri için Çizelge 3.9, 3.10, 3.11, 3.12 ve 3.13'deki ilgili yer hareketine ait elastik spektral ivme spektrumları belirlenmiş ve Excel programında DBYBHY 2007 md. 2.4.4'te tanımlanan hedef spektrumla karşılaştırılmıştır. Bu karşılaştırma da, %90 katılım koşulunun kontrolü sağlanmaktadır. Buna göre;

Binanın Y yönündeki periyodu: $T_{1,Y} = 2,84792$ s. iken, X yönündeki periyodu: $T_{2,X} = 2,62561$ s. dir.

Y yönünde, $(0,2 \cdot 2,84792 =) 0,57$ s ile $(2 \cdot 2,84792 =) 5,70$ s. arasında (Çizelge 3.9., 3.10., 3.11., 3.12. ve Çizelge 3.13.) spektral ivme grafiklerinde % 90'ından az olmadığı görülmektedir.

X yönünde, $(0,2 \cdot 2,62561 =) 0,53$ s ile $(2 \cdot 2,62561 =) 5,25$ s arasında da (Çizelge 3.9., 3.10., 3.11., 3.12. ve Çizelge 3.13.) spektral ivme grafiklerinde % 90'ından az olmadığı görülmektedir.

8.3. Yapıda, DBYBHY 2007’de belirtilmiş olan düzensizliklerin sonuçlarının irdelenmesi aşağıdadır;

A – Planda düzensizlikler

A1-Burulma düzensizliği: Birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi biri için, herhangi bir katta en büyük görelî kat ötelemesinin o katta aynı doğrultudaki ortalama görelî ötelemeye oranını ifade eden Burulma Düzensizliği η_{bi} ’nin 1,2’den büyük olması durumudur.

Yapıya etkiyen deprem yüklerinin, artı ve eksi olarak, her iki doğrultuda da %5 kaydırılarak etkitilmesi ile oluşturulan eksantriklikli durumun (DBYBHY 2007 md. 2.3.2.1’de bahsedilen ötelemeler (DBYBHY 2007’nin md. 2.7 Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemine göre) çözümünden elde edilen deplasmanlar (Çizelge 4.5)), yapılan kontrol sonrası (Çizelge 4.6 ve 4.7’de) sadece X yönünde birinci katta A1 burulma düzensizliğine rastlanmıştır. Burada, η_{bi} katsayısı = 1,2182 > 1,2 olması (Çizelge 4.6), ve bu değerin 2’den küçük olması sonucu, DBYBHY 2007 denk. 2.10’da tanımlanan D_i artırma katsayısı ile ek dışmerkezliliği artırılması gerekliydi. $D_i = (1,2181999/1,2)^2 = 1,0306$ olarak hesaplanarak ve ek dışmerkezlik $\pm\%$ 5,153 olarak her iki deprem doğrultusunda sisteme etkitilip gerekli analizler yapılmıştır.

Yapının planda simetrik olması çoğunlukla, A1 tipi burulma düzensizliği ekstra bir durum ya da yapı olmadıkça görülmemektedir. Bu çalışmada, birinci kattaki değerin (1,2181999), sınırda olduğu görülmektedir. Sadece birinci katta olmasının sebebi ise, kat yüksekliğinin kurtaran orta kat yüksekliklerine göre daha fazla olmasıdır.

A2-Döşeme düzensizliği: DBYBHY 2007’e göre döşeme düzensizlikleri üç şekilde kontrol edilmektedir.

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

Toplam döşemedeki boşluk alanı, $A_b = 56 \text{ m}^2$ (Şekil 2.1)

Brüt kat alanı, $A = 1105 \text{ m}^2$ (Şekil 2.1)

$A_b / A = 56 / 1105 = 0,0507 < 1/3 = 0,3333$ olması sonucu A2 düzensizliği I.

Maddeye göre mevcut değildir.

II- Deprem yüklerinin düşey taşıyıcı sistem elemanlarına güvenle aktarabilmesini güçleştiren yerel döşeme boşluklarının bulunması durumu;

Yapının planı incelenecek olursa (Şekil 2.1 ve 2.2), düşey taşıyıcılara yük aktarımında problem oluşturan bir boşluk olmadı görülmektedir.

III- Döşemenin düzlem içi rijitlik ve dayanımında ani azalmaların olması durumu;

Taşıyıcı sistem'e bakılırsa, düzlem içi rijitlik ve dayanımda ani rijitlik kaybının olduğu döşeme olmadığı görülmektedir.

A3- Planda çıkıntıların bulunması:

Bina kat planlarında çıkıntı yapan kısımların birbirine dik iki doğrultudaki boyutlarının her ikisinin de, binanın o katının aynı doğrultudaki toplam plan boyutlarının %20'sinden daha büyük olması durumudur. (Şekil 2.1) Planda herhangi bir yönde çıkıntı olmadığından A3 düzensizliği yapıda mevcut değildir.

B – Düşeyde düzensizlikler

B1- Komşu katlar arası dayanım düzensizliği (Zayıf kat): Zayıf kat durumu, B.A. binalarda, birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi birinde, herhangi bir kattaki etkili kesme alanı'nın, bir üst kattaki etkili kesme alanı'na oranı olarak tanımlanan, Dayanım Düzensizliği Katsayısı η_{ci} ' nin 0,80 'den küçük olması durumudur. (DBYBHY 2007 md 2.3.2.3)

Bu çalışmada çözülen sistem çelik yapı elemanlarından oluşmasından B1 düzensizliği (Zayıf kat durumu) söz konusu değildir.

B2- Komşu katlar arası rijitlik düzensizliği (Yumuşak kat):

Birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi biri için, herhangi bir i'nci kattaki ortalama görelî kat öteleme oranının, bir üst veya bir alt kattaki ortalama görelî kat öteleme oranına bölünmesi ile tanımlanan Rijitlik Düzensizliği Katsayısı η_{ki} ' nin 2,0'den büyük olması durumudur. A1 düzensizliği neticesiyle arttırılan ($\pm\% 5,153$) ek dışmerkezlilikle çözüm sonrası bulunan deplasmanlar (Çizelge 4.8), kullanılarak yukarıda bahsi geçen kontrolün ayrı ayrı her iki yön yapılması sonucu, X yönünde (bina kısa doğrultusunda) B2 Yumuşak Kat düzensizliği yoktur (Çizelge 4.9). Fakat,

diğer doğrultuda, yapının rijitlik ihtiyacını karşılamak için (**DBYBHY 2007** 2.7.4.1 Periyot sınırları içinde) tanımlanan mekanik katlarda bu düzensizlik açıkça görülmektedir (Çizelge 4.10).

B3- Taşıyıcı sistemin düşey elemanlarının süreksizliği:

Taşıyıcı sistemin düşey elemanlarının (kolon veya perdelerin) bazı katlarda kaldırılarak kirişlerin veya guseli kolon veya ucuna oturtulması, ya da üst kattaki perdelerin altta kolonlara oturtulması durumudur. (**DBYBHY 2007** Şekil 2.4)

Tanımlanan taşıyıcı sistemde (Bu çalışmada Bölüm 2’de) kolonlar, çatı katından başlamak üzere, tüm kolonlar aynı düşey aksında temele kadar inmektedir. Hiçbir kolon kiriş üzerine tanımlanmamıştır. Ayrıca, tanımlanan çelik çaprazlarda da süreklilik korunarak zeminden çatıya kadar, aynı şekilde teşkil edilmiştir.(Şekil 2.5, 2.6 ve 2.7) Bu çalışmada bölüm 2 incelendiğine B3 düzensizliği binanın taşıyıcı sisteminde mevcut değildir.

8.4. DBYBHY 2007 Yüksek sünek yapılara ait kontroller;

Türkiye, dört bölge şeklinde deprem bölgelerine bölünmüştür. Deprem her bölgede az da olsa var olduğu kabul edilmiştir (**DBYBHY 2007**).

Binanın Türkiye de yapılacak olması, **DBYBHY 2007** esaslarına göre çözüleceği anlamına gelmektedir. Bu zorunluluktan yola çıkılacak olursak, binada ikinci mertebe kontrolü, periyot kontrolü, devrilme, deplasman, dinamik hesap türleri ve Süneklik düzeyine göre gerekli kontrollerin yapılması zorunludur. Çelik olarak yapılacak binalar, TS 648 (Emniyet Gerilmeleri Yöntemi) ve **DBYBHY 2007**’i esaslarını temel alınarak, boyutlandırılmalıdır. Buna göre;

Bu çalışmanın, Yapı Kontrolleri başlığı altında sunulan çelik yapılara ait kontrollerin sonuçları aşağıdaki sırayla incelenmiştir.

Binanın birinci doğal titreşim periyodunun belirlenmesi;

DBYBHY 2007 md. 2.7.4 (Binanın birinci doğal titreşim periyodunun belirlenmesine) göre, periyodu kısıtlayan iki durum vardır. Birinci, binanın 1. doğal titreşim periyodu, **DBYBHY 2007** denk. 2.11’den hesaplan periyot değerinden büyük alınmayacak olmasıdır. İkincisi ise, **DBYBHY 2007** denk. 2.11 ile hesaplanan

değerden bağımsız olarak, bodrum kat(lar) hariç kat sayısı $N > 13$ olan binalarda doğal periyod, $0.1N$ 'den daha büyük alınmayacaktır. Buna göre;

Denklem 2.11'in Kontrolü; Çizelge 4.2 ve 4.3 de yapılan karşılaştırma ile bu denklemin elle çözümünden çıkan periyod değerinden, bilgisayar programından hesaplanan periyod değerinin her iki yön içinde küçük bir değerde olduğu görülmektedir.

İkinci durumda ise, bodrum kat olmaması ve kat sayısı 30 olması neticesiyle, periyot 3 s'den büyük alınmayacaktır. Binanın her iki yönünde bu değer aşılmasına dikkat edilerek taşıyıcı sistem oluşturulmuştur (Çizelge 2.1).

İkinci mertebe etkileri;

Taşıyıcı sistem elemanlarının doğrusal elastik olmayan davranışını esas alan daha kesin bir hesap yapılmadıkça, ikinci mertebe etkileri yaklaşık olarak **DBYBHY 2007** denklem 2.20 'ye göre yapılacaktır. Denklemin ilgili kat için hesaplanan değeri sağlaması sonucunda (**DBYBHY 2007** md. 2.10.2.1'e göre), çelik yapı yönetmeliğine (TS 648) göre boyutlandırması yapılabilmektedir.

Sistemin Taban kesme kuvvetleri ve fiktif yükleri (Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemine uygun olarak) her iki yönde de eşit olması bakımından (Çizelge 4.11) her iki yönde de aynı deprem yükleri uygulanmıştır. Ayrıca, A1 düzensizliğinin birinci katta çıkması sonucu artan dış merkezlik etkisini de göz önüne alarak (Çizelge 4.12), her iki deprem yönü içinde ikinci mertebe hesabı yapılmıştır (Çizelge 4.13 ve 4.14).

İlgili kata ait değerlerin hesaplanıp, formülde yerine konulması sonucunda TS 648'e uygun olarak boyutlandırma yapılabileceğinin uygunluğu ilgili yönergelere kontrol edilmiş olur.

Yüksek sünek taşıyıcı sistemlerde güçlü kolon kontrolü;

Deprem Yönetmeliği 4.3.2'te tanımlanan, çerçeve türü sistemlerde veya perdeli çerçeveli sistemlerin çerçevelerinde, göz önüne alınan deprem doğrultusunda her bir kolon-kiriş düğüm noktasına birleşen kolonların eğilme momenti kapasitelerinin toplamı, o düğüm noktasına birleşen kiriş kolon yüzündeki eğilme moment kapasitelerinin toplamının $1,1D_a$ katından daha büyük olacaktır. (**DBYBHY 2007** denk. 4.3)

Bu çalışmada, X yönünde (bina kısa doğrultusunda) tanımlanan rijit bağlı kat kirişleriyle birlikte çalışan diyagonal çaprazların bağlandığı, bir dış (1 ya da 4 aksı) ve bir orta (2 ya da 3) aks için çözüm yapılmıştır. (Çizelge 4.15 ve 4.16) Kolonların dış aks ile orta aksta farklılık göstermesi sonucu iki farklı aks çözümü yapılmış ve ilgili tabloların incelenmesi sonucu profiller uygun bulunmuştur. Çözümde, yönetmelik 4.3.2.2 eksenel kuvvetin elverişsiz etkisinde hesaba katılması maddesinin gereği yapılmıştır.

Yüksek sünek taşıyıcı sistemlerde rijit bağlı kolon-kiriş birleşimleri için kontroller; (DBYBHY 2007 md. 4.3.4)

Bu başlık altındaki tüm hesaplar, bina X yönünde rijit kolon-kiriş birleşimleri için geçerlidir. Y yönünde rijit bağlı kolon-kiriş birleşiminin olmayışı sebebiyle, bu başlık altında hesap yapılmasına gerek yoktur.

- Birleşim en az 0.04 radyan Görelî Kat Ötelemesi Açısı'nı (görelî kat ötelemesi / kat yüksekliği) sağlayabilecek kapasitede olacaktır. Çizelge 4.17'de sağlanmıştır.
- Birleşimin kolon yüzündeki gerekli eğilme dayanımı, birleşen kirişin kolon yüzündeki eğilme momenti kapasitesinin $0.80 \times 1.1D_a$ katından daha az olmayacaktır. Ancak bu dayanımın üst limiti, düğüm noktasına birleşen kolonlar tarafından söz konusu birleşime aktarılan en büyük eğilme momenti ile uyumlu olacaktır. Ayrıca, birleşimde kullanılacak kesme kuvveti DBYBHY 2007 denk. 4.5'den hesaplanacaktır. Bu çalışmanın, md. 6.1.4.'de yapılan hesaplar ile birleşimin boyutlandırılması sağlanmıştır.

Kayma bölgesinin kontrolleri; (DBYBHY 2007 md. 4.3.4.3)

Kiriş – kolon birleşim detayında, kolon ve kiriş başlıklarının sınırladığı kayma bölgesi aşağıdaki koşulları sağlayacak şekilde boyutlandırılacaktır:

- Kayma bölgesinin gerekli V_{ke} kesme kuvveti dayanımı, düğüm noktasına birleşen kirişlerin kolon yüzündeki eğilme momenti kapasiteleri toplamının 0.80 katından meydana gelen kesme kuvvetine eşit olarak alındı (Bu çalışmanın Çizelge 4.18 ve 4.20'de tanımlandı.)(DBYBHY 2007 denk. 4.6). Kayma bölgesinin V_p kesme kuvveti kapasitesi de DBYBHY 2007 denk. 4.7'e göre (bu çalışmanın Çizelge 4.19 ve 4.21 de) hesaplandı ve kayma

bölgesinin yeterli kesme dayanımına sahip olması için $V_p \geq V_{ke}$ şartının uygunluğu (bu çalışmada Çizelge 4.19 ve 4.21’de) sunulmuştur.

Sonuç olarak, hesap sonucunda (bu çalışmanın Çizelge 4.19 ve 4.21’de) uygun görünen birleşim bölgelerinde, ek levha eklemeye gerek görülmemiştir.

- Kolon gövde levhasının yeterliliğinin kontrolü için $t_{min} \geq u / 180$ formülünden yararlanıldı ve yapılan hesaplar sonucunda (Çizelge 4.22 ve 4.23’e göre) kolon gövdesini takviye etmeye gerek olmadığı sonucuna varıldı.

Moment aktaran kolon-kiriş birleşim detaylarında, kolonda süreklilik levhasının gerekliliğinin hesabı; (DBYBHY 2007 md. 4.3.4.4)

DBYBHY 2007 denk. 4.10a ve 4.10b’ye göre kolon ve kirişler için hesaplar yapıldı (Bu çalışmanın Çizelge 4.24 ve 4.25). Hesapların sonucu, 20. katta sonra her moment aktaran kolon-kiriş düğüm noktasına süreklilik levhaları (DBYBHY 4.3.4.4.a ve 4.3.4.4.b koşullarını sağlayan süreklilik levhaları) eklenmelidir.

Yapı devrilme tahkikleri

Yapının devrilme tahkikleri, deprem ve rüzgar yükleri için (bu çalışmanın md. 4.7’de) yapılmıştır. Buna göre;

Depremden oluşan devirici momentin etkisi; X yönündeki güvenlik (bina kısa doğrultusunda) $2,5 > 2,0$, Y yönündeki güvenlik (bina uzun doğrultusunda) $9,55 > 2,0$ şeklindedir. Kısa yöne ait güvenliğin sınıra yakın olmasının tek nedenini, moment kolunun (yapının plandaki geometrisi) olduğu açıkça görülmektedir. Çünkü, Eşdeğer deprem yükünde yapıya etkiyen deprem yükleri eşit bulunmuştu.

Rüzgardan oluşan devirici momentin etkisi ise; Bu çalışma da (Çizelge 4.28 ve Çizelge 4.29’da) hesaplanan TS 498 rüzgar yükü hesabına uygun, kule tipi yapılara ait rüzgar katsayıları yardımıyla bulunan momentler sunulmuştur. Buna göre;

Bina X yönü $3,2 > 2,0$ ve Y yönü $46,73 > 2,0$ ’dır. Rüzgarda da depremdeki varılan sonuca varılarak devrilme tahkiklerinin uygunluğu tahkik edilmiş oldu.

Deplasman tahkikleri

California Imperial Valley Depremine ait modeldeki deplasmanlar; Çizelge 4.31, 4.32, 4.33 ve 4.34’de sunulmuş ve her katta görelî kat ötelemesi yeterli olduğu görölmektedir.

Eşdeğer Deprem Yüğü Yönteminde, $\pm 0,05153$ ek dış merkezlik gözönüne alınmış hal için deplasmanlar; Çizelge 4.35 ve 4.36’de sunulmuş ve her katta görelî kat ötelemesi yeterli olduğu görölmektedir.

TS 498’e göre belirlenen, X yönü ve Y yönü için yapılan deplasman tahkiki, Çizelge 4.37 ve 4.38’de kontrol edilmiştir. Bina uzun doğrultusundaki rüzgardan oluşan deplasman değeri çok etkili değildir. Fakat, ciddi rüzgar yüklerine maruz kalan kısım bina kısa doğrultusundadır. X yönüne ait rüzgardan oluşan deplasman 0,118024 m.’dir. Yapı yüksekliğinin 115 metre olması neticesiyle, $115 / 0,1180926 = 975$ gibi bir değerdir. Bu değerde projenin başında belirlenen $H_N/500$ değerinin altında kalmaktadır.

8.5. Döşeme kirişlerinin araştırılması ve sonuçları;

Çalışmanın, bölüm 5.2.1.6. Karşılaştırması Yapılan Döşeme Kirişlerinin Sunumunda görüleceği üzere, döşeme kirişlerinin analizi yapılmıştır. Yapılan hesaplar sonucunda, kompozit döşeme tipi ağırlık, ekonomi, uygulama kolaylığı ve kesit yüksekliği açısından uygun bulunmuştur. (Çizelge 5.6, 5.7, 5.8, 5.9, 5.10, 5.11, 5.12 ve 5.13)

8.6. Yapının kolon ayağının teşkili hakkında;

Yapının kolonları temele ankastre mesnetli teşkil edilmiştir. Yapının çözümü sonunda elde edilen mesnet etkilerinde elverişsiz etkilere göre çekme kuvveti ankrajda oluşmamaktadır. Ankraj basınca göre boyutlandırmak amaçlı, taban plakasının iki tip olumsuz olan kısmı bilgisayar programında modellere hesap yapılmıştır. Fakat, elverişsiz yüklemelerin dışında kolon mesnetlerinde çekme kuvveti meydana geldiği tespit edildi. Aynı plakalar bu çekme kuvvetine göre de boyutlandırılarak taban plakası tahkik edilmiştir.

8.7. Boyutlandırmada kullanılan yönetmelikler hakkında;

TS 648 ve DBYBHY 2007 yönetmelikleri hakkında;

- TS 648 de yük kombinasyonlarına ait bir bölüm bulunmamaktadır. Kombinasyonlar yabancı yönetmeliklerin emniyet gerilmeleri esasına göre yapılan hesaplarında kullanılan kombinasyonlara belirlendi.
- Ek olarak TS 648'in ısı yüklemesi ve ısıнын yük kombinasyonlarında alacağı katsayının ne olacağı yine yabancı kaynaklara göre belirlenmek zorundadır. Bu çalışmada ısı yüklemesine göre hesap göz önüne alınmamıştır.
- **DBYBHY 2007'e** göre, kaydedilmiş ivme kaydının bulunması deprem yönetmeliğine göre, kaydedilmiş doğru ivme kaydını bulmak ve yapı için bir çok kez analiz yapılması proje aşamasında çok büyük bir sorundur. Bu aynı şekilde, benzeştirilmiş yer ivmeleri içinde geçerlidir. Herhangi bir depreme ait ivme kaydını benzeştirmek için bir çok kez fourlier açılımları kullanılarak hesap yapmak gerekmektedir.
- **DBYBHY 2007'e** göre, mod birleştirme yönteminin, zaman tanım alanında hesaba göre bir çok avantajı vardır. Mesela, çözüm kolaylığı açısından, yönetmelikte belirlenen spektral grafiğinin bilgisayar modeline tanımlanıp, gerekli kontrollerin yapılması ile zaman tanım alanında hesaba göre daha kısa bir sürede ve araştırma ya da bir dizi işlem yapmadan analiz yapılabilir. Bir diğer konuda, günümüzde kullanılan bilgisayar programlarında, zaman tanım alanında hesap için dış merkezliğin göz önüne alınamamasıdır. Bu etkinin alınması ve gerekli kontroller içinde bir başka yöntemle göre bilgisayar modelinin çözülmesi gerekmektedir.

8.8. Yapının uygulaması

Çalışmada sunulan yapı, kısa doğrultuda modül modül atölyede kaynaklarak 5 katta bir kolon ve çaprazlarda eklerle birleştirilerek kısa doğrultuda montajı yapılacaktır. Uzun doğrultuda ise, mafsallı kat kirişleri ve dış merkezli çaprazların yine parça parça atölyede kaynaklanarak, sahada montajı kolaylıkla yapılacaktır. Bu şekilde bir montajın seçilmesi ve sadece atölyede kaynak işlerini yapılması, şantiyede bulonlu

birleşimlerde oluşabilecek hataları minimuma indirmek ve şantiye ortamında yapılan kaynaklamanın yetersiz olmasıdır.

8.9. Günümüzde yapının çelik olmasının avantajları

- Dünya da günümüzde bir çok yapı çelik yapılarak, betonarmeye göre daha ekonomik ve daha kolaylıkla inşa edilmektedir. Çelik yapının önemli bir kısmı olan imalat bölümü atölye koşullarında gerçekleştiğinden, çelik yapı yapılması durumunda betonarme yapıya oranla olumsuz hava koşullarından daha az etkilenilecektir. Ayrıca, betonarme yapı inşaatında ortaya çıkan toz, çamur, gürültü, uygulamayı yapan kişilerin yetersizliği ve uygulama hatalarının önüne geçmek için çelik yapı yapmak her zaman daha avantajlıdır.
- Bu tarz çok katlı yüksek yapılarda, bina kısa yönünde yerleştirilecek kalın B.A. perdeler, mimari ihtiyaçlarla uyumlu olmayacaktır. Çelik yapıda bu elemanlar olamaması, mimari detayların daha kolay çözülmesi, hatta istenildiğinde bölme duvarların değiştirilmesi çok daha kolay olacaktır.
- İhtiyaçların değişmesi ve binanın olduğu alana daha farklı bir yapı yapılması ve binanın yıkılması gerekmesi durumunda, çelik yapı elemanlarının sökülmesi, betonarme yapının yıkılması ve oluşan enkazın araziden uzaklaştırılmasına oranla çok daha kolay olacak ve hatta bakım yapıldıktan sonra bu elemanlar belki de yeniden kullanılabilir.
- Çelik yapı dışmerkez çelik çaprazlı tasarlanmış ve olası deprem etkisinde plastik deformasyonların bağ kirişlerinde oluşması öngörülmüştür. Bu sayede deprem hasarları yapının küçük bir kesiminde oluşacak ve hasarlı kirişlerin sökülüp yenilenmesiyle bina kolaylıkla tekrar kullanıma geçirilebilecektir. Aynı durum, B.A. yapıda hasar oluşması halinde, yapının yeniden kullanıma geçirilebilmesi çelik yapı kadar pratik olmayacaktır, daha uzun süreçli, mimaride kayıpların oluşması ve pahalı çözümler gerektirecektir.

KAYNAKLAR

Celep, Z. 2008: Kişisel görüşme.

Çağatay, Y. E., Kasım 2006: Çok Katlı Çelik Yapıların Tasarımı, *Yüksek Lisans Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

DBYBHE Yönetmeliği, 2007.

Yayın Tarihi : 06.03.2007 Resmi Gazete No.:26454

Değişiklik : 03.05.2007 Resmi Gazete No.:26511

İMO 2. Baskı Haziran 2007, İstanbul

Deren, H., 1995: Çelik Yapılar. İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi Matbaası, İstanbul.

Ersoy, U., 2004: Betonarme.Evrin Yayınevi, Ankara.

Ersoy, U., 2004: Betonarme 2, Döşeme ve Temeller. Evrim Matbaacılık, İstanbul.

Fahjan, Y. M. Türkiye Deprem Yönetmeliği (DBYBHY, 2007) Tasarım İvme Spektrumuna Uygun Gerçek Deprem Kayıtlarının Seçilmesi ve Ölçeklenmesi, İMO Teknik Dergi, 2008 4423-4444, Yazı 292

Güçlü, G. Aralık 2003: Çok Katlı Bir Çelik Toplu Konut Binasının Karşılaştırmalı Tasarımı, *Yüksek Lisans Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Hasgür, Z., 2008. Kişisel görüşme.

Kumbasar, N. ve Celep, Z. 2004: Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı, Beta Dağıtım, İstanbul.

Odabaşı, Y. 2000: Ahşap ve Çelik Yapı Elemanları. Beta Basım A.Ş. İstanbul.

Özgen, A. ve Bayramoğlu G.: Mart 2002. Çok Katlı Çelik Yapılar, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası Gebze Temsilciliği, Çelik Yapılar Seminerleri. İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi Matbaası, İstanbul.

Özgen, A. ve Bayramoğlu G.: Özel Kirişler, İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi Matbaası, İstanbul.

Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center, PEER Strong Motion Database, URL-2 <<http://peer.berkeley.edu/smcat/>> 2006.

5. İvme Kaydı: 952-15 Kasım 1979 Imperial Valley- El Centro Array #5, California_USA

Tama, Y. 2003: Çelik Yapılarda Bayrak Levhalarının Sismik Davranışının Araştırılması, 10.01.2003. Osmangazi Üniversitesi Müh. Mim. Fak. Dergisi C.XVI, S.I.

T.C. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik Örnekler Kitabı, Kasım 2006., İnkansa Matbacılık, Ankara.

TS 648, Aralık 1980. Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.

TS 498, Kasım 1987. Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.

TS 500, Şubat 2000. Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.

T.C. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı Afet İşleri Genel Müdürlüğü, Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, Deprem Araştırma Dairesi, URL-1 <<http://www.deprem.gov.tr>> 2007.

1. İvme Kaydı: 17 Ağustos 1999 İzmit Depremi, Düzce Meteoroloji İstasyonu Kaydı.

2. İvme Kaydı: 17 Ağustos 1999 İzmit Depremi, İzmit Meteoroloji İstasyonu Kaydı.

3. İvme Kaydı: 12 Kasım 1999 Düzce Depremi, Bolu Bayındırlık ve İskan Md.'lüğü Kaydı.

4. İvme Kaydı: 12 Kasım 1999 Düzce Depremi, Düzce Meteoroloji İstasyonu Kaydı.

EKLER

EK A

C_b Katsayılarının Seçilmesine Yardımcı Çizelgeler

Konum	1	2	3	4
Moment Diyagramı şekli				
C_b	$1.75 + 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)$	$1.75 - 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)$	1.75	1.00

— C_m katsayısının değerleri ise şöyledir:

- Çubuk uçlarında yanal deplasman söz konusu ise,
 $C_m = 0.85$

- Çubuk uçlarında herhangi bir ötelenme olmuyor ve moment düzlemi içinde çubuğa etkiyen herhangi bir yük bulunmuyorsa,

$$C_m = 0.6 \pm 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$$

M_1 ve M_2 tanımları (TABLO-9.6) da verildiği gibi olup, tablodaki (Konum-1) için (-), (Konum-2) için ise (+) işareti kullanılmalıdır.

- Çubuk uçlarında herhangi bir ötelenme olmuyor ve moment düzlemi içinde çubuğa etkiyen bir yük bulunuyorsa,

$$C_m = 1 + \Psi \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_c}$$

Burada $\left[\Psi = \frac{\pi^2 EI_x}{M_{max} s^2} - 1 \right]$ dir. (M_{max}) çubuktaki en büyük açıklık eğilme momenti, (δ) eğilme nedeniyle çubukta oluşan en büyük sehim, (s) çubuk boyudur. (TABLO-9.7) de çeşitli konumlara göre hesaplanmış (Ψ) değerleri verilmiştir.

TABLO-9.7					
Ψ	-0.5	-0.4	-0.2	-0.4	-0.8

İki eksende eğilmeli burkulma ($S+M_x+M_y$) durumunda, örneğin (x) ekseninin kuvvetli, (y) ekseninin de zayıf eksen oldukları varsayılırsa, (x) eksenine göre olan (C_{my} , σ_{by} , σ'_{ey}) değerleri de aynen (x) eksen için uygulandığı biçimde bulunur. (σ_{By}) nin ise, sadece (4) no'lu bağıntıyla ($\sigma_{By} = 0.6 \cdot \sigma_a$) biçiminde hesaplanması yeterlidir.

EK B

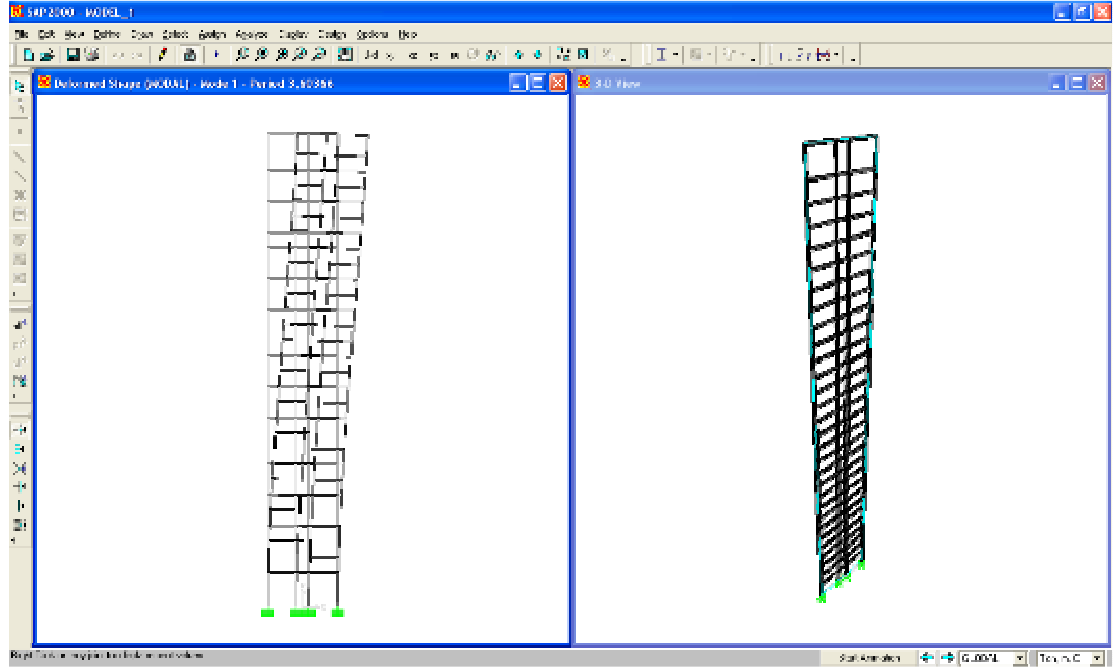
DBYBHY 2007 Tablo 4.3 Enkesit Koşulları

Eleman Tanımı	Narinlik Oranları	Sınır Değerler	
		Süneklik Düzeyi Yüksek Sistem	Süneklik Düzeyi Normal Sistem
Eğilme ve Eksenel basınç etkisindeki I Kesitlerinde U Kesitlerinde	$b/2t$ b/t	$0.3\sqrt{E_s/\sigma_s}$	$0.5\sqrt{E_s/\sigma_s}$
Eğilme etkisindeki I Kesitleri U Kesitleri	h/t_w	$3.2\sqrt{E_s/\sigma_s}$	$5.0\sqrt{E_s/\sigma_s}$
Basınç etkisindeki T Kesitleri L Kesitleri	h/t_w	$0.3\sqrt{E_s/\sigma_s}$	$0.5\sqrt{E_s/\sigma_s}$
Eğilme ve eksenel basınç etkisindeki I Kesitleri U Kesitleri	h/t_w	$ N_d/\sigma_s A \leq 0.10$ için $3.2\sqrt{E_s/\sigma_s} \left(1 - 1.7 \left \frac{N_d}{\sigma_s A} \right \right)$	$ N_d/\sigma_s A \leq 0.10$ için $5.0\sqrt{E_s/\sigma_s} \left(1 - 1.7 \left \frac{N_d}{\sigma_s A} \right \right)$
		$ N_d/\sigma_s A > 0.10$ için $1.33\sqrt{E_s/\sigma_s} \left(2.1 - \left \frac{N_d}{\sigma_s A} \right \right)$	$ N_d/\sigma_s A > 0.10$ için $2.08\sqrt{E_s/\sigma_s} \left(2.1 - \left \frac{N_d}{\sigma_s A} \right \right)$
Eğilme veya eksenel basınç etkisindeki dairesel halka kesitler (borular)	D/t	$0.05 \frac{E_s}{\sigma_s}$	$0.08 \frac{E_s}{\sigma_s}$
Eğilme veya eksenel basınç etkisindeki dikdörtgen kutu kesitler	b/t veya h/t_w	$0.7\sqrt{E_s/\sigma_s}$	$1.2\sqrt{E_s/\sigma_s}$
Tanımlar b : I , U kesitleri ve dikdörtgen kutu kesitlerde başlık genişliği h : I , U , T kesitleri ve dikdörtgen kutu kesitlerde gövde yüksekliği L kesitlerinde büyük kenar uzunluğu D : dairesel halka kesitlerde (borularda) dış çap t : I , U , T kesitleri ve dikdörtgen kutu kesitlerde başlık kalınlığı halka kesitlerde (borularda) kalınlık t_w : I , U , T , L kesitleri ve dikdörtgen kutu kesitlerde gövde kalınlığı			

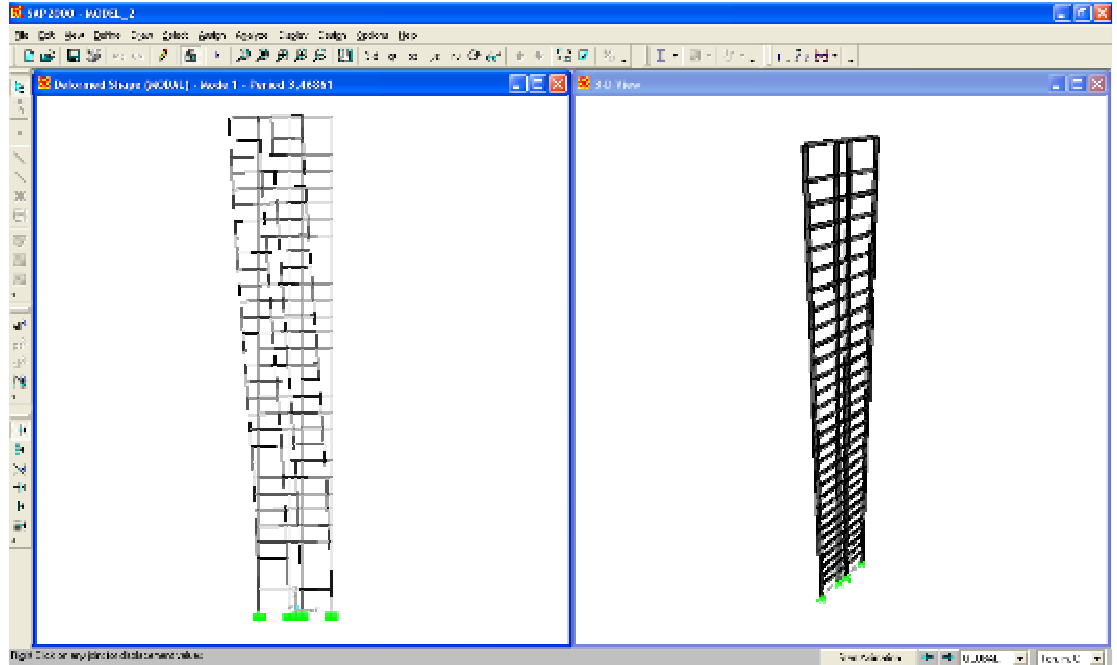
EK C

Taşıyıcı Sistemin Belirlenmesine (Çizelge 2.1) Ait Modellerin Gösterimi

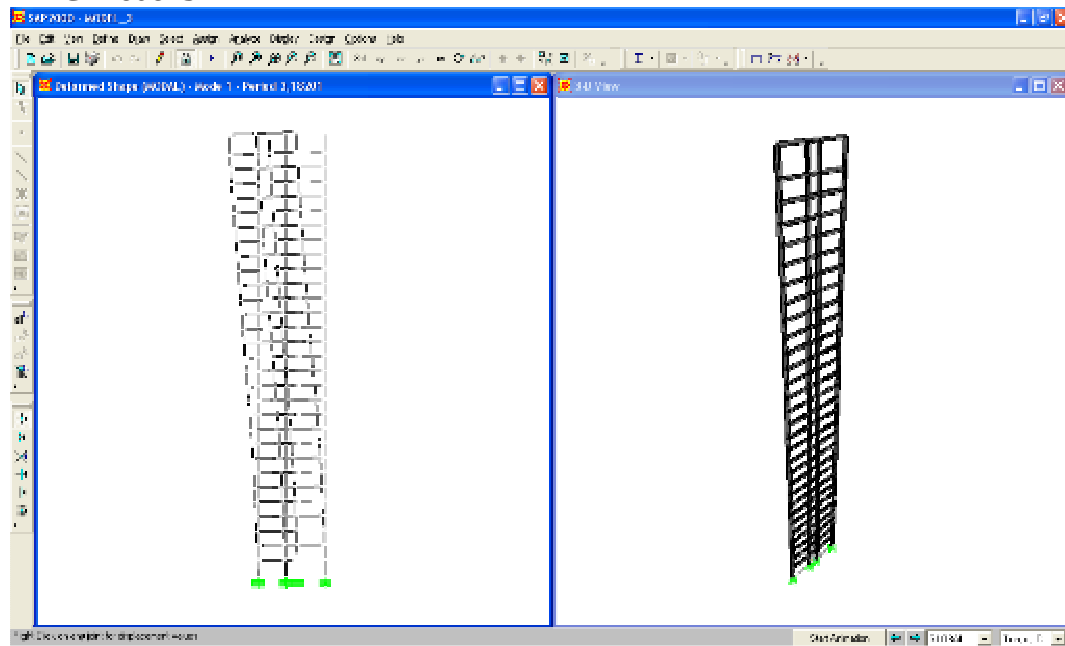
EK C Model 1



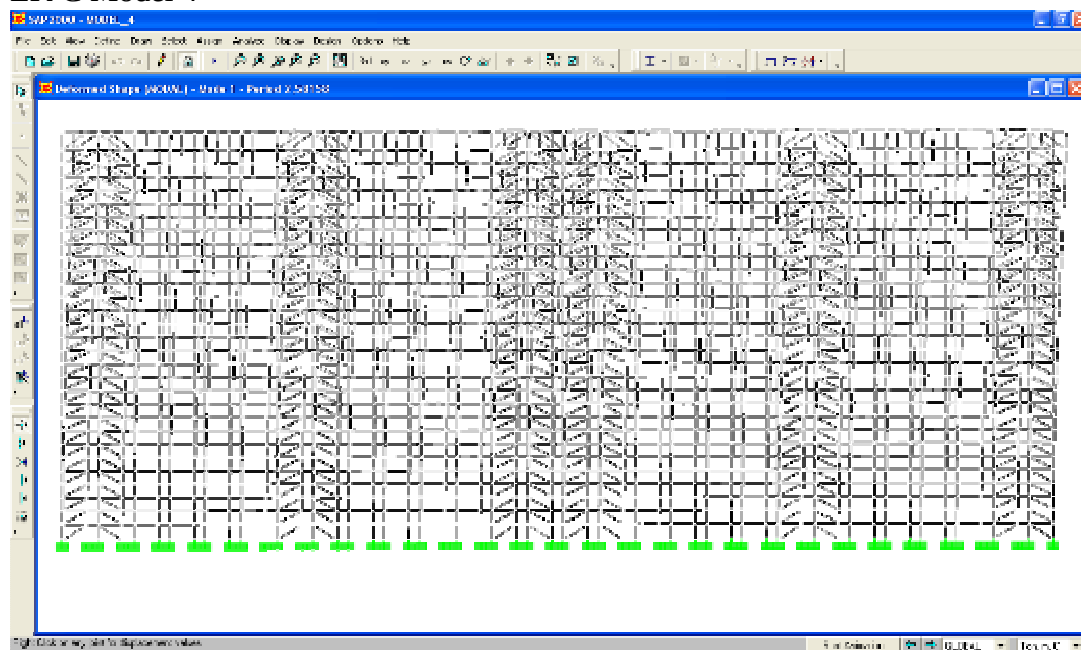
EK C Model 2



EK C Model 3



EK C Model 4



EK D

SL ve SLP Tipi Bulonlu Birleşimler İçin Tablolar

EK D Çizelge 1 : SL ve SLP Birleşimlerinde σ_{Lem} Ezilme Gerilmeleri (kg/cm²)

Birleşim Çeşidi	Birleştirilen yapı elemanlarının malzemesi					
	St_37		St_44		St_52	
	Yükleme Hali					
	H	HZ	H	HZ	H	HZ
SL	2800	3200	3250	3700	4200	4700
SLP	3200	3600	3730	4200	4800	5400

EK D Çizelge 2 : SL ve SLP Birleşimlerinde Makaslama Gerilmeleri (kg/cm²)

Birleşim	SL		SLP	
Yükleme Hali	H	HZ	H	HZ
$\tau_{Sem}(8.8)$	1920	2160	2240	2560
$\tau_{Sem}(10.9)$	2400	2700	2800	3200

EK E

Öngermeli Bulonlu Birleşimler İçin Tablolar (Ek D Çizelge 1,2 ve 3)

$$N_{GV,em} = \frac{\mu}{\nu} \cdot P_v \quad (9.1.)$$

Ek E Çizelge 1

GV tipi birleşimde bir yüksek mukavemetli bulonun Çeşitli Temas Yüzeylerine Ait Sürtünme Katsayıları, μ

Satır No.	1	2	3
	Temas yüzeyinin hazırlanması (bkz. Bölüm 7.2.4.5)	Çelik Cinsi	
		WT St 37 ¹⁾ St 37	WT St 52 ¹⁾ St 52
1	Dökme çelik kumu püskürtme	0,50	0,55
2	2 x alev püskürtme		
3	Kum püskürtme		0,50
4	Bölüm 4.3.4.4 uyarınca sürtünmeyi artırıcı boya sürme		
¹⁾ WT : hava etkilerine dayanıklı çelik cinsi			

Ek E Çizelge 2

GV tipi birleşimde bir yüksek mukavemetli bulonun Kaymaya Karşı Emniyet Katsayısı, v

Satır No.	1	2	3
	Etkiyen Yükler	Yükleme Durumu	
		H/EY	HZ/EİY
1	Ağırlıklı olarak hareketsiz yükler (örneğin, çok katlı çelik yapılar)	1,25	1,10
2	Ağırlıklı olarak hareketli yükler (örneğin, köprüler, krenler, kren kirişleri)	1,40	1,25

Ek E Çizelge 3

GV tipi birleşimde bir yüksek mukavemetli bulonun, eksenine dik yönde bir makaslama yüzeyinden emniyetle aktarabileceği $N_{GV,em}$ -kuvveti [ton veya (kN)] (10.9 kalitesinde yüksek mukavemetli bulonlar için)

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Bulon Çapı	Öngerilme Kuvveti P _v (bkz. Tablo 7.20 – Kolon 2)	Ağırlıklı olarak hareketsiz yükler (örneğin : çok katlı çelik yapılar)				Ağırlıklı olarak hareketli yükler (örneğin : köprüler, krenler, kren kirişleri)				
		taşıyıcı yapı kısmında kullanılan Çelik Cinsi								
		St 37 (Fe 37), St 52 ¹⁾ WT St 37, WT St 52 ¹⁾		St 52 ²⁾ (Fe 52 ²⁾)		St 37 (Fe 37), St 52 ¹⁾ WT St 37, WT St 52 ¹⁾⁴⁾		St 52 ²⁾ (Fe 52 ²⁾)		
		Yükleme Durumu				Yükleme Durumu				
		[ton : (kN)]	EY	EİY	EY	EİY	EY	EİY	EY	EİY
1	M12	5,0 (50,00)	2,00 (20,0)	2,25 (22,50)	2,20 (22,00)	2,50 (25,00)	1,80 (18,00)	2,00 (20,00)	1,95 (19,50)	2,20 (22,00)
2	M16	10,0 (100,00)	4,00 (40,0)	4,55 (45,50)	4,40 (44,00)	5,00 (50,00)	3,55 (35,50)	4,00 (40,00)	3,95 (39,50)	4,40 (44,00)
3	M20	16,0 (160,00)	6,40 (64,0)	7,25 (72,50)	7,05 (70,50)	8,00 (80,00)	5,70 (57,00)	6,40 (64,00)	6,30 (63,00)	7,05 (70,50)
4	M22	19,0 (190,00)	7,60 (76,0)	8,65 (86,50)	8,35 (83,50)	9,50 (95,00)	6,80 (68,00)	7,60 (76,00)	7,45 (74,50)	8,35 (83,50)
5	M24	22,0 (220,00)	8,80 (88,0)	10,00 (100,0)	9,70 (97,00)	11,00 (110,0)	7,85 (78,50)	8,80 (88,00)	8,65 (86,50)	9,70 (97,00)
6	M27	29,0 (290,00)	11,60 (116,0)	13,20 (132,0)	12,75 (127,5)	14,50 (145,0)	10,35 (103,5)	11,60 (116,0)	11,40 (114,0)	12,75 (127,5)
7	M30	35,0 (350,00)	14,00 (140)	15,90 (159,0)	15,40 (154,0)	17,50 (175,0)	12,50 (125,0)	14,00 (140,0)	13,75 (137,5)	15,40 (154,0)
8	M36	51,0 (510,0)	20,4 (204)	23,18 (231,8)	22,44 (224,4)	25,50 (255,0)	18,21 (182,1)	20,40 (204,0)	20,04 (200,4)	22,44 (224,4)
1) Sürtünme yüzeyinin hazırlanması için bkz. Tablo 7.12 - Satır 4										
2) Sürtünme yüzeyinin hazırlanması için bkz. Tablo 7.12 - Satır 1 – 3										
Ağırlıklı olarak hareketsiz yüklerin etkin olduğu yapı kısımlarında $1\text{ mm} < \Delta d^3 < 3\text{ mm}$ olan sürtünme kuvvetli birleşimler de kullanılabilir.										
Bunun için bu tablonun Kolon 3 - 6'da verilen değerleri % 80 miktarında azaltılır.										
3) $\Delta d = d - d_g$ d : delik çapı d _g : bulon gövde çapı										
4) WT : Hava etkilerine dayanıklı çelik cinsi										
EY : Esas Yükler										
EİY : Esas ve İlave Yükler										

EKLERİN İÇERİĞİ

Ek olarak, 13 tane çizim paftası teze eklenmiştir. İçerikleri aşağıda açıklanmıştır.

Çizim Paftaları

1. Kat Planları (3 Pafta)
2. Bina Kısa Doğrultuda (X yönü) Kesiti (1 Pafta)
3. Bina Uzun Doğrultuda (Y yönü) Kesiti (2 Pafta)
4. Kiriş Detayları (1 Pafta)
5. Ankraj Detay Paftası (1 Pafta)
6. Rijit Bağlı Diyagonal Çapraz Detayları (1 Pafta)
7. Dış Merkezli Çapraz Detayları (1 Pafta)
8. Kolon Eklerine Ait Detatlar (1 Pafta)
9. Temel Aplikasyon Planı (1 Pafta)
10. Ankraj Yerleşim Planı (1 Pafta)

ÖZGEÇMİŞ

1983 yılında Iğdır’da doğan Hakan ORAKOĞLU ilk öğretimini, Hatay/YaylaDağı ve Trabzon illerinde, Lise öğrenimini Eskişehir’de tamamladı. 2005 yılında Eskişehir Osmangazi Üniversitesi Mühendislik-Mimarlık Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümünü başarıyla tamamladı. Aynı sene İstanbul Teknik Üniversitesi yüksek lisans programına kabul edilerek “Yapı Analizi ve Boyutlandırma Programında” yüksek lisans öğrenimine devam etmektedir. Nufusa kayıtlı olduğu il ve ikametgah Eskişehir olup, medeni hali bekardır.