

**T.C.
GEBZE TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**ÇELİK YAPILARDA DİYAFRAM VE YÜK AKTARMA
ELEMANLARININ TASARIMI**

**OZAN DURSUN ERDEM
YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI
DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ PROGRAMI**

**GEBZE
2019**

T.C.
GEBZE TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**ÇELİK YAPILARDA DİYA FRAM VE YÜK
AKTARMA ELEMANLARININ TASARIMI**

OZAN DURSUN ERDEM

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI
DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ PROGRAMI

DANIŞMANI
PROF. DR. BÜLENT AKBAŞ

GEBZE

2019

T.R.
GEBZE TECHNICAL UNIVERSITY
GRADUATE SCHOOL OF NATURAL AND APPLIED SCIENCES

**DESIGN OF DIAPHRAGM AND LOAD
TRANSFER ELEMENTS IN STEEL
STRUCTURES**

OZAN DURSUN ERDEM
**A THESIS SUBMITTED FOR THE DEGREE OF
MASTER OF SCIENCE**
DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
EARTHQUAKE AND STRUCTURAL ENGINEERING

THESIS SUPERVISOR
PROF. DR. BÜLENT AKBAŞ

GEBZE
2019

GTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulu'nun 03/07/2019 tarih ve 2019/30 sayılı kararıyla oluşturulan jüri tarafından 17/07/2019 tarihinde tez savunma sınavı yapılan Ozan Dursun ERDEM'in tez çalışması İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında YÜKSEK LİSANS tezi olarak kabul edilmiştir.

JÜRİ

ÜYE

(TEZ DANIŞMANI) : Prof. Dr. Bülent AKBAŞ (GTÜ)

Bülent Akbaş

ÜYE

: Prof. Dr. Bilge DORAN (YTÜ)

Bilge Doran

ÜYE

: Dr. Öğr. Üyesi Ülgen MERT TUĞSAL (GTÜ)

Ülgen Mert Tuğsal

ONAY

Gebze Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulu'nun

...../...../..... tarih ve/..... sayılı kararı.

ÖZET

Bu çalışma kapsamında 9 katlı rijit diyaframa sahip bir yapının ASCE 7-16 hükümlerince belirlenmiş diyafram tasarım kuvvetleriyle, katlara tatbik edilen eşdeğer deprem yükleri mukayese edilmiş ve diyafram analizi yapılmıştır. Diyafram analizinin sonuçlarından diyafram gövdesinin maruz kaldığı kesme gerilmeleri, diyafram başlıklarının ve dikmelerin maruz kaldığı aksel yükler belirlenmiştir. Belirlenen bu aksel yüklere göre dikme tasarımını yöneten etki belirlenmiş ve bu etkiye göre bir kesit seçilmiş ve bağlantıları yapılmıştır. Seçilen kesitin P-M kapasite diyagramı ve kesit tasarımını yöneten etkileşim diyagramı tüm katlar ve tüm dikmeleri kapsayacak şekilde çizilmiştir.

Anahtar Kelimeler: diyafram, dikme, başlık, kat diyaframı, döşeme, sismik yükler.

SUMMARY

In this study, diaphragm design forces determined by the provisions of ASCE 7-16 and the equivalent earthquake load applied to the floors of a nine-storey building with a rigid diaphragm were compared and diaphragm analysis was performed. Shear stresses that subject to diaphragm web and axial load that subject to chord and collector were determined from results of the diaphragm analysis. According to the determined axial loads, the effect that govern the design of collector was obtained and according this effect the cross-section and connections were obtained. The P-M capacity of the selected section and the interaction diagram that govern the section design were created.

Keywords: diaphragm, collector, chord, floor diaphragm, slab, seismic loads.

TEŞEKKÜR

BaŐta uzmanlıđı, bu uzmanlıđını aktarmadaki başarısı ve yaptıđı alıŐmalarla dűŐnce dűnyamı etkileyip tez konunun elik yapılarla ilgili olmasını sađlayan danıŐmanım Prof. Dr. Bűlent AKBAŐ Hocama, İnaŐat Műhendisliđi ve Deprem Műhendisliđi alanında lisans dűneminde merakımı arttırarak yűksek lisans programına baŐvurmamı sađlayan Prof. Dr. Zekai CELEP Hocam ve Prof. İbrahim EKİZ Hocama, maddi manevi desteđini esirgemeyen babam Őnal ERDEM' e ve annem Kadife ERDEM' e, son olarak tez dűneminde bana sabır gűsteren ve tez çalıŐmam konusunda kendi tecrűbeleriyle bana yardımcı olan Fatma Feyza Nur DEMİR' e teŐekkűrlerimi sunarım.

İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa</u>
ÖZET	v
SUMMARY	vi
TEŞEKKÜR	vii
İÇİNDEKİLER	viii
SİMGELER ve KISALTMALAR DİZİNİ	xi
ŞEKİLLER DİZİNİ	xiii
TABLolar DİZİNİ	xvii
1. GİRİŞ	1
2. BİNA TASARIMI VE DİYAFRAMLARIN ROLÜ	2
2.1. Diyaframın Görevleri	4
2.1.1. Doğrudan Olan Etkiler	4
2.1.2. Dolaylı Etkiler	5
2.2. Diyafram Sınıflandırması	6
2.2.1. Esnek Diyaframlar	7
2.2.2. Rijit Diyaframlar	8
2.2.3. Hesaplanmış Esnek Diyafram	8
2.2.4. Yarı Rijit Diyaframlar	9
3. DİYAFRAMLARIN BİLEŞENLERİ	11
3.1. Diyafram Gövdesi	11
3.2. Diyafram Başlığı	12
3.2.1. Diyafram Yırtıklarının Başlık Kuvvetine Olan Etkisi ve Diyafram Yırtığının Başlık Kuvveti	14
3.2.2. Birincil Başlık Kuvvetleri ile İkincil Başlık Kuvvetlerinin Birleştirilmesi	14
3.2.3. Diyafram Başlık Kuvvetlerinin Donatıyla Karşlanması	15
3.3. Dikmeler	17
4. DİYAFRAM TASARIM KUVVETLERİ	18
4.1. Diyafram ve Bileşenlerinin Tasarımı için Geleneksel Tasarım Kuvvetleri	20

4.2. Diyafram Dikmesi Tasarım Yük Kombinasyonları	21
4.3. Geleneksel Diyafram Tasarım Yaklaşımında Transfer Kuvvetleri	21
5. DİYAFRAM ANALİZİ	23
5.1. Kiriş Modelleri	23
5.1.1. Basit Eşdeğer Kiriş Modeli	23
5.1.2. Eşdeğer Kiriş Yay Modeli	24
5.1.3. Düzeltilmiş Eşdeğer Kiriş Modeli	25
5.1.4. Sonradan Düzeltilmiş Eşdeğer Kiriş Modeli	27
5.2. Sonlu Eleman Modelleri	28
6. SAYISAL YAPI ÖRNEĞİ	30
6.1. Yapı Planı	31
6.2. XZ Düzlemi Taşıyıcı Sistem Kesitleri	31
6.3. YZ Düzlemi Taşıyıcı Sistem Kesitleri	39
6.4. YKTS Elemanları Sismik Tasarım Kuvvetleri (F_x)'in Belirlenmesi	47
6.4.1. Yapı Sismik Kütlesi ve Diyafram Tasarım Kütlesi	47
6.4.2. Deprem Yer Hareketi Spektrumu	47
6.4.3. Yapının Doğal Titreşim Periyodu	49
6.4.4. Yapı Taban Kesme Kuvveti ve Katla Etkiyen Eşdeğer Deprem Yükünün Belirlenmesi	49
6.5. Diyafram Tasarım Kuvveti (F_p)'nin Belirlenmesi	52
6.6. YKTS'in Rijitliği	53
6.6.1. Moment Aktaran Çerçevenin Rijitliği	53
6.6.2. Merkezi Çaprazlı Çerçevenin Rijitliği	54
6.7. Yapının Kütle ve Rijitlik Merkezlerinin Belirlenmesi	56
6.8. YKTS Elemanlarına Kuvvet Dağılımı	58
6.8.1. Kat Kesmesinin YKTS Elemanlarına Dağılımı	58
6.8.2. Burulma Etkileri Nedeniyle Düşey Elemanlarda Oluşan Kesme Kuvvetleri	60
6.8.3. Kesme Etkileriyle Burulma Etkilerinin Birleştirilmesi	62
6.9. Düzeltilmiş Eşdeğer Kiriş Modeli için Diyafram Kuvvetinin Hesabı	65
6.10. Diyafram Kesme Kuvveti ve Moment Diyagramları	67
6.11. Diyafram Gövde Tasarımı	71
6.12. Başlık Tasarımı	73

6.12.1. X Doğrultusu	74
6.12.2. Y Doğrultusu	82
6.12.3. Başlık Kesitleri	88
6.13. Dikme Tasarımı	89
6.13.1. Dikme Analizi	89
6.13.2. Dikme Kesit Hesabı	102
7. SONUÇLAR	120
KAYNAKLAR	123
ÖZGEÇMİŞ	125



SİMGELER ve KISALTMALAR DİZİNİ

<u>Simgeler ve Kısaltmalar</u>	<u>Açıklamalar</u>
A	: Dikme kesit alanı.
A_c	: Etkin genişlikteki beton alanı.
A_{nett}	: Çekmeye maruz doğrultudaki net alan.
A_{netv}	: Kesmeye maruz doğrultudaki net alan.
A_s	: Donatı alanı.
A_{sa}	: Başlıklı çelik ankraj kesit alanı.
A_g	: Azaltılmamış kesit alanı.
b	: Dikme kesiti başlık genişliği
b_{eff}	: Etkin tabla genişliği.
C_c	: Etkin genişlik bölgesi basınç dayanımı.
C_s	: Çelik eleman azami basınç dayanımı.
D	: Diyafram derinliği.
d	: Dikme yüksekliği.
d_h	: Bulon delik çapı.
E_c	: Beton elastisite modülü.
E	: Elastisite modülü.
f_{ck}	: Beton karakteristik basınç dayanımı.
F_{cr}	: Kritik burkulma gerilmesi.
F_y	: Akma dayanımı.
F_u	: Nihai dayanım.
F_u	: Nihai dayanım.
h_c	: Dikmenin üstündeki toplam beton kalınlığı.
h'_c	: Hadvenin üstündeki beton kalınlığı.
h_t	: Hadvenin altındaki beton kalınlığı.
h_0	: Dikme gövdesi temiz yüksekliği.
I_x	: X eksenine göre atalet momenti.
I_y	: Y eksenine göre atalet momenti.
J	: Kutupsal atalet momenti.
k_x	: X doğrultusundaki dikmelerin burkulma katsayısı.
k_y	: Y doğrultusundaki dikmelerin burkulma katsayısı.

L_a	:	Dikme enkesitinin düşey ekseninden komşu dikme enkesitine olan mesafe.
L_n	:	Dikme uzunluğu.
$M_{d,i}(A - B)$:	$i - i$ aksı düzleminde $A - B$ aksları arasındaki dikmenin tasarım moment kapasitesi.
$M_{n,i}(A - B)$:	$i - i$ aksı düzleminde $A - B$ aksları arasındaki dikmenin moment kapasitesi.
$M_{r,i}(A - B)$:	$i - i$ aksı düzleminde $A - B$ aksları arasındaki dikmenin maruz kaldığı moment.
N	:	Sadece dikme veya başlık etkileri nedeniyle oluşan aksel yükler.
$P_{d,i}(A - B)$:	$i - i$ aksı düzleminde $A - B$ aksları arasındaki dikmenin tasarım aksel yük kapasitesi.
$P_{n,i}(A - B)$:	$i - i$ aksı düzleminde $A - B$ aksları arasındaki dikmenin aksel yük kapasitesi.
$P_{r,i}(A - B)$:	$i - i$ aksı düzleminde $A - B$ aksları arasındaki dikmenin maruz kaldığı aksel yük.
r_i	:	i eksenini etrafındaki atalet yarıçapı.
R_n	:	Bulon dayanımı.
$T_{2(1-6)u}$:	2 numaralı yırtığın 1 – 6 aksları arasındaki eşdeğer kirişte uç moment nedeniyle oluşan çekme kuvveti.
t_f	:	Dikme başlık kalınlığı.
t_w	:	Dikme gövde kalınlığı.
V_c	:	Kesme kuvveti kapasitesi.
$V_{d,i}(A - B)$:	$i - i$ aksı düzleminde $A - B$ aksları arasındaki dikmenin tasarım kesme kuvveti kapasitesi.
$V_{n,i}(A - B)$:	$i - i$ aksı düzleminde $A - B$ aksları arasındaki dikmenin kesme kuvveti kapasitesi.
$V_{r,i}(A - B)$:	$i - i$ aksı düzleminde $A - B$ aksları arasındaki dikmenin maruz kaldığı kesme kuvveti.
W_{ex}	:	X eksenini etrafındaki elastik mukavemet momenti.
W_{px}	:	X eksenini etrafındaki plastik mukavemet momenti.
y_G	:	Kesit ağırlık merkezi.
ÇYTHYE	:	Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapım Esaslarına Dair Yönetmelik 2016
EDYY	:	Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi.
TBDY	:	Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği 2018
YKTS	:	Yatay Kuvvet Taşıyıcı Sistem.

ŞEKİLLER DİZİNİ

<u>Sekil No:</u>	<u>Sayfa</u>
2.1: Sismik kuvvet yük akış zinciri.	2
2.2: Diyaframın rolleri.	4
2.3: Aynı doğrultuda düşük ve yüksek yatay rijitliğe sahip elemanların kullanımıyla teşkil edilmiş YKTS sistemine sahip sistem davranışı (a) Esnek diyafram veya diyafram olmama durumu (b) Rijit diyafram durumu.	6
2.4: Farklı diyafram idealleştirmeleriyle modellenmiş bir betonarme yapının kat ötelenmeleri	7
2.5: Yatay yükler altında yapıdaki ve diyaframdaki yer değiştirme.	8
3.1: Diyaframın bileşenleri.	11
3.2: Çekme ve basınç başlık kuvvetlerinin gösterimi.	13
3.3: Birincil ve ikincil başlık kuvvetleri.	15
3.4: Başlık kuvvetlerinin donatıyla karşılanması için diyafram gövdesinin başlık bölgesi genişlikleri.	15
3.5: Yırtık etrafındaki başlık donatısında sargı donatısı.	16
4.1: Yatay elastik tepki spektrumu.	18
4.2: Diyafram ve düşey elemanların tasarımı için kuvvetler (a) Yapı, (b) Sismik tasarım modeli, (c) Düşey eleman tasarımı için kuvvetler, (d) Diyafram tasarımı için kuvvetler.	19
5.1: Basit kiriş analogisine sahip diyafram.	23
5.2: Diyafram dikmeleri.	24
5.3: Eşdeğer kiriş yay modeli.	25
5.4: Diyafram ve duvar arasında transfer edilen RA kuvvetinin belirlenmesi.	26
5.5: Düzletilmiş eşdeğer kiriş modeli.	26
5.6: Diyafram için moment diyagramları.	28
5.7: Yatay kuvvet direnç sisteminin düşey elemanlarındaki düzensizliklerde diyafram transfer kuvvetleri.	29
6.1: Yapının 3 boyutlu görünüşü.	30

6.2:	Yapı planı.	31
6.3:	A – A aksı.	32
6.4:	B – B aksı.	33
6.5:	C – C aksı.	34
6.6:	D – D aksı.	35
6.7:	E – E aksı.	36
6.8:	F – F aksı.	37
6.9:	G – G aksı.	38
6.10:	1 – 1 aksı.	39
6.11:	2 – 2 aksı.	40
6.12:	3 – 3 aksı.	41
6.13:	4 – 4 aksı.	42
6.14:	5 – 5 aksı.	43
6.15:	6 – 6 aksı.	44
6.16:	7 – 7 aksı.	45
6.17:	8 – 8 aksı.	46
6.18:	Deprem yer hareketi verileri.	48
6.19:	Elastik tasarım spektrumu.	48
6.20:	1. katı 1000 mm itilmiş çerçevenin ETABS modeli.	54
6.21:	Merkezi çaprazlı çerçeve ötelenme davranışı.	55
6.22:	Kütle merkezi ve rijitlik merkezinin planda gösterimi.	57
6.23:	YKTS eleman numaraları.	63
6.24:	1. kat X doğrultusundaki sismik etkiler nedeniyle diyaframda oluşan düzgün yayılı trapez yük ve mesnet reaksiyonları.	65
6.25:	1. kat Y doğrultusundaki sismik etkiler nedeniyle diyaframda oluşan düzgün yayılı trapez yük ve mesnet reaksiyonları.	66
6.26:	1. kat X doğrultusundaki sismik etkiler nedeniyle diyaframda oluşan kesme ve eğilme momenti diyagramları.	68
6.27:	1. kat Y doğrultusundaki sismik etkiler nedeniyle diyaframda oluşan kesme ve eğilme momenti diyagramları.	69
6.28:	Pozitif X doğrultusundaki sismik etkiler nedeniyle diyaframda oluşacak başlık kuvvetleri.	74

6.29:	X doğrultusundaki yükleme nedeniyle 1 numaralı yırtık hizasına düşen trapez yayılı yükün kenarları.	76
6.30:	X doğrultusundaki yükleme nedeniyle 1 numaralı yırtığın eşdeğer kirişindeki düzgün yayılı yamuk kuvvet ve maksimum moment değerleri.	77
6.31:	X doğrultusundaki yükleme nedeniyle 2 numaralı yırtık hizasına düşen trapez yayılı yükün kenarları.	78
6.32:	X doğrultusundaki yükleme nedeniyle 2 numaralı yırtığın eşdeğer kirişindeki düzgün yayılı yamuk kuvvet ve maksimum moment değerleri.	78
6.33:	X doğrultusundaki yükleme nedeniyle 3 numaralı yırtık hizasına düşen trapez yayılı yükün kenarları.	79
6.34:	X doğrultusundaki yükleme nedeniyle 3 numaralı yırtığın eşdeğer kirişindeki düzgün yayılı yamuk kuvvet ve maksimum moment değerleri.	80
6.35:	Pozitif Y doğrultusundaki sismik etkiler nedeniyle diyaframda oluşacak başlık kuvvetleri.	83
6.36:	Y doğrultusundaki yükleme nedeniyle 1 numaralı yırtık hizasına düşen trapez yayılı yükün kenarları.	84
6.37:	Y doğrultusundaki yükleme nedeniyle 1 numaralı yırtığın eşdeğer kirişindeki düzgün yayılı yamuk kuvvet ve maksimum moment değerleri.	85
6.38:	Y doğrultusundaki yükleme nedeniyle 2 numaralı yırtık hizasına düşen trapez yayılı yükün kenarları.	86
6.39:	Y doğrultusundaki yükleme nedeniyle 2 numaralı yırtığın eşdeğer kirişindeki düzgün yayılı yamuk kuvvet ve maksimum moment değerleri.	86
6.40:	X yüklemesi nedeniyle G – G aksında yayılı diyafram kuvvetleri ve dikme eksenel yük diyagramı.	91
6.41:	X yüklemesi nedeniyle E – E aksında yayılı diyafram kuvvetleri ve dikme eksenel yük diyagramı.	91
6.42:	X yüklemesi nedeniyle B – B aksında yayılı diyafram kuvvetleri ve dikme eksenel yük diyagramı.	92

6.43:	X yüklemesi nedeniyle 1 – 1 aksında yayılı diyafram kuvvetleri ve dikme aksenal yük diyagramı.	93
6.44:	X yüklemesi nedeniyle 4 – 4 aksında yayılı diyafram kuvvetleri ve dikme aksenal yük diyagramı.	93
6.45:	X yüklemesi nedeniyle 7 – 7 aksında yayılı diyafram kuvvetleri ve dikme aksenal yük diyagramı.	94
6.46:	Y yüklemesi nedeniyle 1 – 1 aksında yayılı diyafram kuvvetleri ve dikme aksenal yük diyagramı.	95
6.47:	Y yüklemesi nedeniyle 4 – 4 aksında yayılı diyafram kuvvetleri ve dikme aksenal yük diyagramı.	96
6.48:	Y yüklemesi nedeniyle 7 – 7 aksında yayılı diyafram kuvvetleri ve dikme aksenal yük diyagramı.	96
6.49:	X doğrultusundaki yükleme nedeniyle E – E aksında oluşacak başlık kuvveti.	98
6.50:	Y doğrultusundaki yükleme nedeniyle 4 – 4 aksında oluşacak başlık kuvveti.	99
6.51:	1 – 1 aksında E – D ve D – E aksları arasında bulunan dikmelerinin maruz kaldığı yükler ve kesme ile eğilme momenti diyagramları.	103
6.52:	1 – 1 aksı Y doğrultusunda kompozit dikme kesiti.	104
6.53:	Dikmelerin P – M etkileşimi.	110
6.54:	Birleşim detayı.	111
6.55:	Tüm katlar için dikme gövdesinin P – V etkileşimi.	116

TABLolar DİZİNİ

<u>Tablo No:</u>	<u>Sayfa</u>
6.1: YKTS elemanlarının bir kattaki yaklaşık ağırlığı.	47
6.2: Yapı yükleri – sismik ağırlık – sismik diyafram ağırlığı.	47
6.3: İlk 2 modun doğal titreşim periyotları ve kütle katılımları.	49
6.4: X doğrultusu yapı taban kesme kuvvetleri ve katlara etkiyen yatay yükler.	51
6.5: Y doğrultusu yapı taban kesme kuvvetleri ve katlara etkiyen yatay yükler.	52
6.6: X doğrultusu diyafram tasarım kuvvetleri.	53
6.7: Y doğrultusu diyafram tasarım kuvvetleri.	53
6.8: Moment aktaran çerçeve elemanları ve rijitlikleri.	54
6.9: Tek bir çapraz elemanın çerçeve rijitliğine olan katkısı.	56
6.10: X ve Y doğrultularındaki yükleme nedeniyle her iki dış merkezlik durumu için diyafram burulmaları.	58
6.11: X doğrultusunda kat kesme kuvvetlerinin YKTS elemanlarına aktarımı.	59
6.12: Y doğrultusunda kat kesme kuvvetlerinin YKTS elemanlarına aktarımı.	60
6.13: Burulma etkilerinin paylaşımı için YKTS elemanlarının kutupsal atalet momentine bağlı katsayıların hesaplanması.	60
6.14: Burulma etkileri nedeniyle X doğrultusundaki elemanlarda oluşacak kesme kuvvetleri.	61
6.15: Burulma etkileri nedeniyle Y doğrultusundaki elemanlarda oluşacak kesme kuvvetleri.	61
6.16: X doğrultusundaki yükleme nedeniyle oluşan büyütülmüş mesnet reaksiyonları.	64
6.17: Y doğrultusundaki yükleme nedeniyle oluşan büyütülmüş mesnet reaksiyonları.	64
6.18: X ve Y doğrultusunda diyaframın maruz kaldığı düzgün yayılı trapez yükün kenarları.	67
6.19: X doğrultusundaki sismik etkiler nedeniyle tüm katlardaki diyaframlarda oluşan kesme kuvvetleri, eğilme momenti diyagramları değerleri ve maksimum eğilme momenti noktaları.	70

Y doğrultusundaki sismik etkiler nedeniyle tüm katlardaki	
6.20: diyaframlarda oluşan kesme kuvvetleri, eğilme momenti diyagramları değerleri ve maksimum eğilme momenti noktaları.	70
6.21: X doğrultusundaki sismik etkiler nedeniyle diyafram birim uzunluğunda oluşan kesme kuvvetleri.	72
6.22: Y doğrultusundaki sismik etkiler nedeniyle diyafram birim uzunluğunda oluşan kesme kuvvetleri.	73
6.23: X doğrultusundaki sismik etkiler nedeniyle yırtık tasarımında esas alınacak başlık kuvvetleri.	80
6.24: X doğrultusundaki sismik etkiler nedeniyle oluşan başlık kuvvetleri.	82
6.25: Y doğrultusundaki sismik etkiler nedeniyle yırtık tasarımda esas alınacak başlık kuvvetleri.	87
6.26: Y doğrultusundaki sismik etkiler nedeniyle oluşan başlık kuvvetleri.	88
6.27: X doğrultusundaki dikmelerin maruz kaldığı kuvvetler.	101
6.28: Y doğrultusundaki dikmelerin maruz kaldığı kuvvetler.	101
6.29: Dikme elemanlarının tasarımında esas alınacak eksenel kuvvetler.	102
6.30: Profil kesit özellikleri.	103
6.31: Dikme elemanlarının maruz kaldığı eğilme momentleri.	109
6.32: Dikme elemanlarının maruz kaldığı kesme kuvvetleri.	115

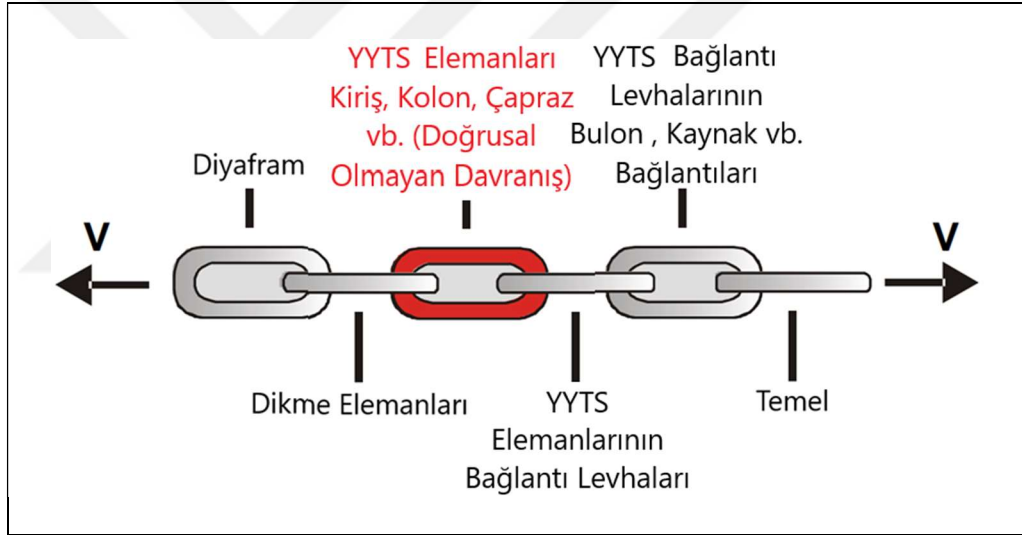
1. GİRİŞ

Yapılar düşey taşıyıcı olmanın yanı sıra yatay taşıyıcı sistemlerdir. Yatay taşıyıcı sistemler için özel elemanlar belirlenip bir Yatay Kuvvet Taşıyıcı Sistem (YKTS) oluşturulur. Yapı tasarımında YKTS elemanlarının hesabının kontrollerinden önce, ilk aşama diyafram vasıtasıyla yatay yüklerin bu elemanlara aktarım yollarının belirlenmesidir. Yük aktarım yollarında oluşabilecek göz önüne alınmamış bir davranış, aktarımın öngörülemeyen bir şekilde farklı YKTS elemanlarına yapılmasıyla sonuçlanabilir. Bu durum elemanlarda konsantre iç kuvvetlerin oluşmasına neden olabilir, yapının dinamik karakterini değiştirebilir, stabilite problemlerine sebep olabilir, veya yapıda ön görülemeyen başka etkiler oluşturup yapı tasarımını en baştan hatalı hale getirebilir. Bu nedenle diyafram tasarımı yapı tasarımının ilk adımlarından ve kritik adımlarından biridir. Yük aktarımının öngörüldüğü şekilde yapılabilmesi amacıyla, diyafram gövdesinin, diyafram başlığının, diyafram dikmelerinin ve bağlantı elemanlarının detaylı bir şekilde tasarlanması gerekmektedir. Bu amaçla Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapım Esaslarına Dair Yönetmelik-2016 Ek 3'te diyafram tasarımının uygun bir şekilde yapılması gerekliliği belirtilmekteyken TBDY-2018'de ise, ASCE 7-16 hükümleriyle birçok noktada uyumlu bir şekilde diyafram tasarımı için özel hükümler vermektedir.

Bu çalışma çelik yapılarda diyafram tasarımı için örnek oluşturmak ve ön tasarımı için önerilerde bulunmak amacıyla yapılmıştır. Bu amaç doğrultusunda 8 normal kat ve 1 çatı katına sahip YKTS'i bir yönde merkezi çaprazlı çerçevelerden diğer yönde moment aktaran çerçevelerden teşkil edilmiş çelik bir yapının, rijit diyafram ve yük aktarma elemanlarının tasarımı ASCE 7-16 hükümlerine uygun bir şekilde detaylı olarak yapılmıştır.

2. BİNA TASARIMI VE DİYAFRAMLARIN ROLÜ

Tipik bir bina yapısı yatay bir açıklık boyunca uzanan kiriş, döşeme, çatı tabliyesi gibi elemanlardan; düşey doğrultuda uzanan kolon, duvar gibi elemanlardan ve üçüncü bir grup olarak temelden oluşmaktadır. Bu elemanların birlikte kullanılması yatay ve düşey yüklere dayanım gösterebilecek bir yapıyı ortaya çıkarır. Bina sistemlerinin sismik tasarımı, tipik olarak yapı kütlelerinin ivmelenmesi nedeniyle meydana gelmiş atalet kuvvetlerinin oluşturduğu kesit tesirlerinin ve bu atalet kuvvetleri nedeniyle oluşacak yer değiştirmelerin kontrol edilmesine dayanır. Genellikle yükün büyük miktarı çatı ve döşeme sistemlerinin kendi ölü yüklerinden oluşmaktadır.



Şekil 2.1: Sismik kuvvet yük akış zinciri.

Yapının yatay yükler altındaki tasarımı yapılırken yük aktarımı Şekil 2.1’de verilmiş olan akış diyagramındaki gibi yatay açıklık elemanlarından, yatay yük dayanımlı sistemin düşey elemanlarına oradan da temele giden bir zincire benzer, zincirin en zayıf halkası yapının dayanımını sınırlayacaktır. Günümüz sismik ve rüzgara karşı dayanım yaklaşımlarının bir ürünü olarak yapılarda ekonomikliği arttırmak için sünek bir tasarım sağlanmaktadır. Bu süneklik, yatay yük dayanımlı sistemin beklenen etkilerle karşılaştığında Şekil 1’de kırmızı zincir halkasıyla temsil edilen kapasite tasarımı temel alınarak seçilmiş ve bilimsel bir alt yapıyla

detaylandırılmış sigorta elemanlarının doğrusal olmayan davranış gösterip büyük plastik şekil değiştirmeler yapmasıyla sağlanır.

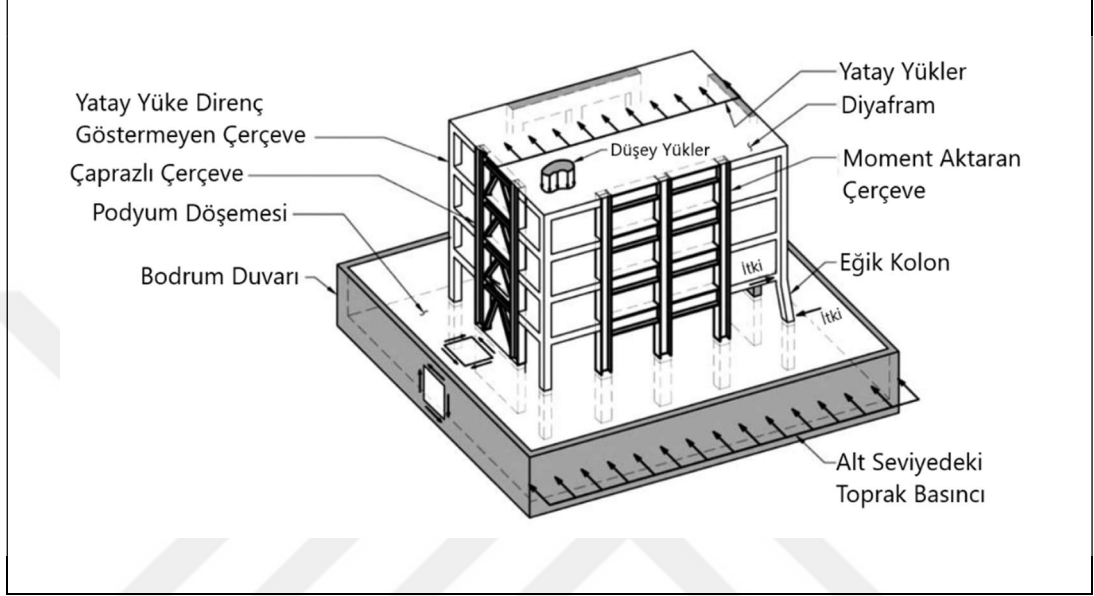
Yapı Tasarımının ilk halkasını diyaframlar oluşturmaktadır. Diyafram yapı analizi yaklaşımının belirlenmesinde kritik bir rol üstlenmektedir ve yapının rijitliği, doğal titreşim periyodu gibi temel özelliklerini doğrudan değiştirebilecek kadar etkili bir elemandır.

Çelik yapıların elastisite modülü $200000 N/mm^2$, günümüzde sıklıkla kullanılan bir beton sınıfı olan C35/45 tipi betonun elastisite modülü $33000 N/mm^2$ 'dir. Bir kıyas yapılırsa çeliğin elastisite modülü betonun elastisite modülünün 6 katıdır. Betonarme elemanların etkin kesit rijitlikleri de göz önüne alınırsa betonarme kesitlerin rijitlikleri, çelik elemanlara göre oldukça düşük kalmaktadır. Çelik elemanların yüksek rijitlikleri ve çelik yapıların birleşim imalatlarında uzman personel ihtiyacı nedeniyle sismik kuvvet direnç sistemi elemanlarında yatay yük rijitliği belirli açıklıklar arasındadır. Betonarme yapılarda ise özel olarak moment aktarmayan bir bağlantı tasarlanmadığı müddetçe; geleneksel yapıım metotlarıyla inşa edilmiş bir betonarme yapının monolitik yapısı nedeniyle tüm çerçeve, perde ve kirişler yatay yükler altında moment aktarmaktadır. Çelik yapılarda yatay yük direnç sisteminin elemanın belirli bir bölgesine yoğunlaşp, geleneksel betonarme elemanlarda yatay yük direnç sisteminin yapının tümüne yayılması; betonarme yapılarda rijit diyafram kabulünün çok daha kolay yapılmasına olanak vermektedir.

Şekil 2.1'de verilmiş olan yük akış zincirinde görülmektedir ki diyaframlar yük akışının ilk halkasıdır ve bu ilk halkada olası bir hasar diğer tüm elemanlara yük akışını ön görülemez bir duruma getirebilecek ve zincirin kopmasına neden olabilecektir. Bu nedenle diyaframın yeterli performans gösterebilmesi çok önemlidir. Bunun için diyafram sistemlerinin, kuvvet aktarım yollarının belirlenmesi, aktarım yollarının tasarlanması oldukça önemlidir ve bu nedenle günümüzde çeşitli ülke bina yapıım yönetmelikleri diyafram tasarımını ele alan hükümler hazırlamaktadır. Türkiye özelinde bina tasarımına bakılırsa, TBDY-2018'de yapı sisteminde düzensizlikler olmadığı takdirde betonarme diyaframın yük aktarıp aktarmadığıyla ve rijit bir diyafram olup olmadığıyla ilgilenilmemektedir. Çelik ve hafif çelik yapı tasarımı hakkındaki hükümlerde ise yönetmeliklerde diyaframın ve bileşenlerinin tasarımıyla alakalı bilgi vermemesine rağmen mühendisin diyaframın ve bileşenlerini tasarlaması gerektiğini belirtmektedir.

2.1. Diyaframın Görevleri

Diyaframlar doğrudan ve dolaylı olarak yapıda birçok görevi üstlenmektedir. Bu görevleri anlayabilmek için Şekil 2.2’de diyaframın görevlerinden birkaçını göstermektedir. [NEHRP, 2011]



Şekil 2.2: Diyaframın rolleri.

2.1.1. Doğrudan Olan Etkiler

- Yatay Atalet Kuvvetlerinin, Sismik Kuvvet Direnç Sisteminin Elemanlarına İletilmesi

Yapı kütlelerinin çoğunluğu döşemelerden gelmektedir. Bu nedenle önemli atalet kuvvetleri diyafram düzleminde gelişmektedir ve diyaframın depremdeki öncelikli rollerinden birisi bu yatay atalet kuvvetlerini sismik kuvvet direnç sisteminin yük alma alanlarına iletmektir.

- Düşey Yüklere Dayanım Gösterilmesi

Diyaframlar genel olarak döşeme ve çatı çerçevesinin bir parçasıdır ve bu nedenle düzlem dışı düşey yüklere dayanım göstermektedirler. Diyaframlar ayrıca deprem boyunca düşey davranış nedeniyle oluşan atalet yüklerinin dağılımına yardım etmektedir.

- Düşey Elemanlara Yatay Destek Sağlanması

Diyaframlar sismik kuvvetlere direnç gösteren sistemin düşey elemanlarına her katta bağlıdır, böylece burkulmaya dayanım göstermekle beraber yatay yer değiştirmelerle hareket eden aksenal kuvvetlerle ilişkili ikinci mertebe etkilere de yatay desteklik sağlar. Ayrıca diyaframlar yatay yük direnç sisteminin düşey elemanlarıyla birlikte bağlanarak, üç boyutlu yatay yük direnç çerçevesini tamamlar.

- Düzlem Dışı Kuvvetlere Direnç Gösterilmesi

Binanın depreme bir tepkisi olarak, dış duvarlar ve cephe kaplamalarında düzlem dışı yatay atalet kuvvetleri gelişir. Düzlem dışı kuvvetler ayrıca duvar dış yüzeyine etki eden rüzgar basıncıyla oluşur. Diyafram duvar bağlantıları bu düzlem dışı kuvvetlere dayanım göstermelidir.

- Kuvvetleri Diyafram Vasıtasıyla Transfer Etmek

Binanın deprem yüklemesine bir tepkisi olan yatay kesmeler genellikle sismik yük direnç sisteminin düşey elemanlarının birinden bir diğerine transfer olur. En büyük transferler genellikle düşey elemanlardaki süreksizliklerde meydana gelir. Şekil 2 podyum döşemedeki yaygın süreksizlikleri tasvir etmektedir. Üst seviyede bulunan düşey elemanlardaki kesme kuvvetinin büyük bir kısmı, podyum döşemesi vasıtasıyla bodrum duvarlarına aktarılma eğilimindedir. Bu durumda büyük diyafram transfer kuvvetleri oluşabilmektedir.

- Alt Seviyede Toprak Yüklerini Desteklemek

Toprak altı seviyeli binalarda, toprak düzlem dışı bodrum duvarlarına basınç uygulamaktadır. Diyaframlar arasındaki veya diyafram ve temel arasındaki bodrum duvarları diyaframların kenarlarında basınç reaksiyonları oluşturmaktadır.

2.1.2. Dolaylı Etkiler

- Açıklıklar Etrafında Yüklerin Yeniden Dağıtımı

Mekanik şaft, asansör şaftı, merdiven açıklığı ve avlu gibi diğer büyük açıklıklara sahip binalarda diyafram, yatay kuvvetlerin bu elemanların etrafından yatay yük direnç elemanlarına yeniden dağılmasına yardımcı olur.

- Burulma Nedeniyle Oluşacak Kuvvetleri Yeniden Dağıtmak

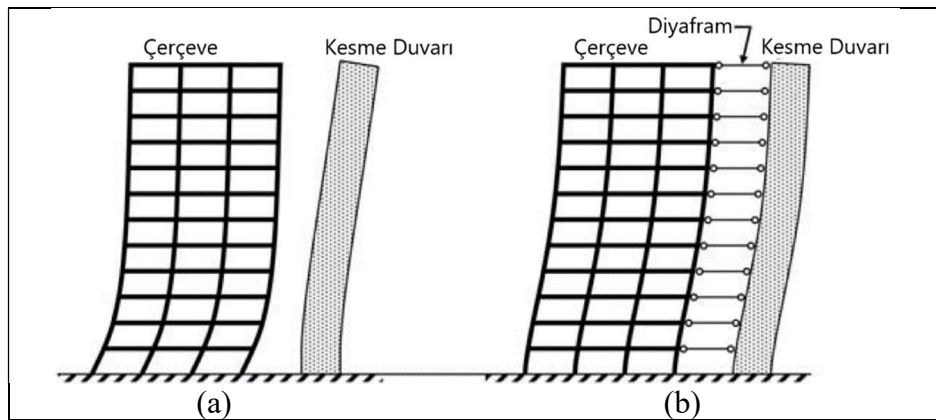
Bazı mimari tasarımlar yatay yük etkileri nedeniyle yapıda burulma davranışına neden olmaktadır. Yeterli dayanım ve rijitlikteki diyafram, kuvvetleri yatay yük direnç sisteminin elemanlarına aktarabilir. Esnek diyaframlar burulma nedeniyle oluşan kuvvetleri aktarmazlar.

- Eğik Kolonlardan Dolayı Oluşacak İtkiye Dayanım Göstermek

Mimari konfigürasyonlar bazen diyafram düzleminin içinde büyük yatay itkilere yol açan eğik kolonlar gerektirmektedir. Ayrıca yapı yatay yükler altında yer değiştirdiğinde kolonlar eğik hale gelmektedir ve bu eğiklik diyaframda çevrimsel yüklemeye esnasında basınç ve çekme itkilerine neden olmaktadır. Diyafram ve bileşenleri bu itkilere dayanım gösterecek şekilde tasarlanmalıdır.

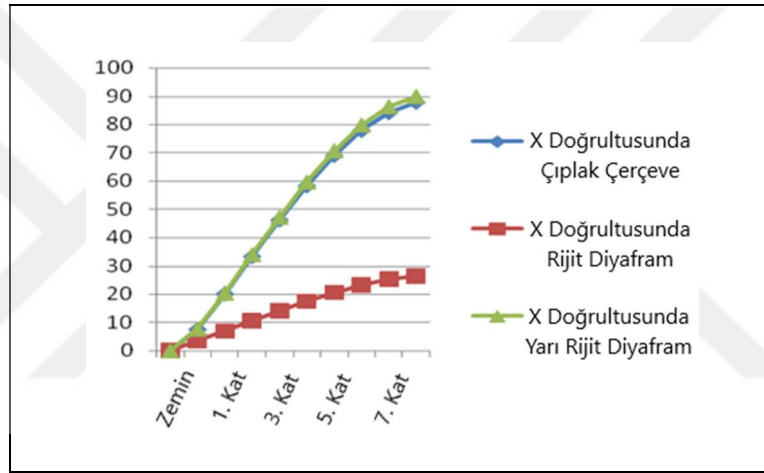
2.2. Diyafram Sınıflandırması

Yatay sistemin uygun analizi, yatay yük direnç sisteminin düşey elemanlarına kıyasla diyaframın rijitliklerinin doğru değerlendirilmesine gereksinim duymaktadır. Özellikle Şekil 2.3’de gösterilmiş rijitlikleri arasında büyük farklar olan çerçeve – perde karma sistem gibi veya moment aktaran çerçeve – çaprazlı çerçeve gibi düşük rijitliğe sahip elemanlarla nispeten büyük rijitliğe sahip elemanlardan oluşan karma sistemlerin tasarımında yapının bir bütün olarak çalışmasında diyaframlar çok büyük görev üstlenmektedir [NEHRP, 2016]. Bu görev, yapı analiz şekline, sismik yüklerin dağılımına hatta sismik yüklerin belirlenmesine kadar yapı tasarımının her adımını etkilemektedir.



Şekil 2.3: Aynı doğrultuda düşük ve yüksek yatay rijitliğe sahip elemanların kullanımıyla teşkil edilmiş YKTS sistemine sahip sistem davranışı (a) Esnek diyafram veya diyafram olmama durumu (b) Rijit diyafram durumu.

Farklı kat ötelenmelerini gösteren Şekil 2.4’de verilmiş grafiğe göre esnek diyafram idealleştirmesiyle modellenmiş betonarme binanın tepesi, rijit diyafram idealleştirmesiyle modellenmiş binaya göre %320 civarında daha fazla yer değiştirmiştir [Rahul Chourasiya ve Rashmi Sakalle, 2015]. Bu bilginin ışığında anlaşılmaktadır ki kabulün iyi veya kötüsü değil doğrusu vardır ve diyafram için doğru bir kabul yapılması oldukça önemlidir. Geleneksel olarak diyaframlar esnek, rijit veya yarı rijit olarak idealize edilir. Bu tanımlamalar tasarımcının yatay yük direnç sisteminin muhtelif düşey elemanlarına yatay yük dağıtımının ve burulma yoluyla yük dağıtılmasının mümkün olup olmadığını etkiler. Diyaframlar rijit veya yarı rijit iken üç boyutlu analiz yatay kuvvet dağıtımının belirlenmesini gerektirir.



Şekil 2.4: Farklı diyafram idealleştirmeleriyle modellenmiş bir betonarme yapının kat ötelenmeleri.

Diyafram rijitliği sismik kuvvet direnç sisteminin düşey elemanlarının rijitliğinin, diyaframın rijitliğine oranıyla belirlenir. Diyaframlar esnek, rijit, veya yarı rijit olmak üzere 3 kategoride tanımlanırlar.

2.2.1. Esnek Diyaframlar

Esnek diyaframlı yapıda, yatay kuvvet direnç sistemindeki düşey elemanlara sismik talebin dağıtımını genellikle düşey elemanlarla desteklenmiş diyaframın yük akış alanına bağlıdır. Yük akış alanında, yatay yük akış alanı göz önüne alınır. Esnek durumda, düşey elemanlar diyaframdan önemli oranda daha rijit olmalıdır. Betonla kaplanmamış çelik tabliyeyle inşa edilmiş diyaframlar düşey elemanları çelik çaprazlı çerçevelerden, çelik ve beton kompozit çaprazlı çerçevelerden, beton, yığma ve

çelikten teşkil edilmiş düşey taşıyıcı sistemden veya çelik ve beton kompozit kesme duvarlarından oluşan yapıların bulunma durumundan birini içermeye durumunda esnek olarak idealize edilir.

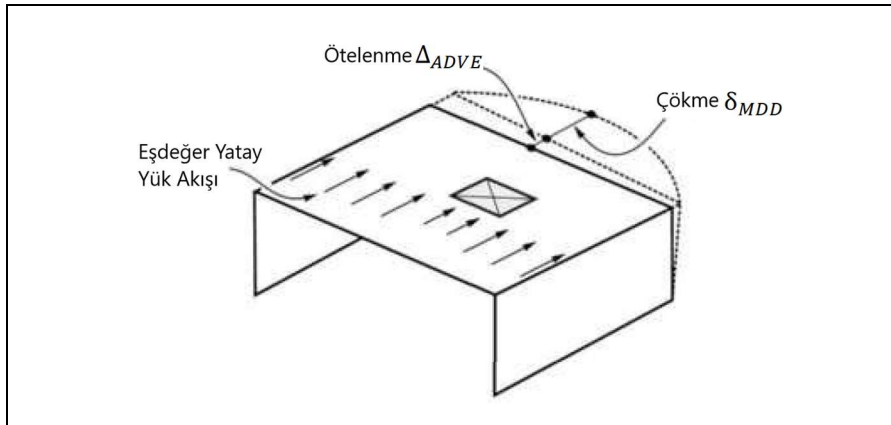
2.2.2. Rijit Diyaframlar

Rijit diyaframlı yapıda, sismik talebin verilen katta duvarlara ve çerçeveye dağılımı genellikle bu elemanların göreceli rijitliklerine bağlıdır. Beton döşemeler veya açıklık/derinlik oranı 3 veya daha az olan yatay düzensizlikleri bulunmayan yapılardaki betonla doldurulmuş çelik tabliye diyaframların rijit olarak idealize edilmesine izin verilmiştir [ASCE-7, 2016]. Rijit bir diyafram dinamik tepki nedeniyle küçük düzlem için deformasyonlar oluşturur ve tüm düğüm noktaları diyaframın bu davranışı nedeniyle aynı miktarda yer değiştirir. Burulma tepkisi, rijit diyaframın bazı kenarlarının yer değiştirmesini artırır. Rijit diyafram tanımı nispeten çok büyük sismik taleplerin diyafram vasıtasıyla aktarılması gerektiğinde uygulanamaması mümkündür.

2.2.3. Hesaplanmış Esnek Diyafram

Yukarıda rijit diyaframlar ve esnek diyaframlar için verilmiş olan koşulları yerine getirmeyen diyaframlar Şekil 2.5’de gösterilmiş ifadeler Denklem 2.1’de verilmiş şartı sağlıyorsa esnek olarak idealize edilebilir [ASCE-7, 2016].

$$\frac{\delta_{MDD}}{\Delta_{ADVE}} > 2 \quad (2.1)$$



Şekil 2.5: Yatay yükler altında yapıdaki ve diyaframdaki yer değiştirme.

2.2.4. Yarı Rijit Diyaframlar

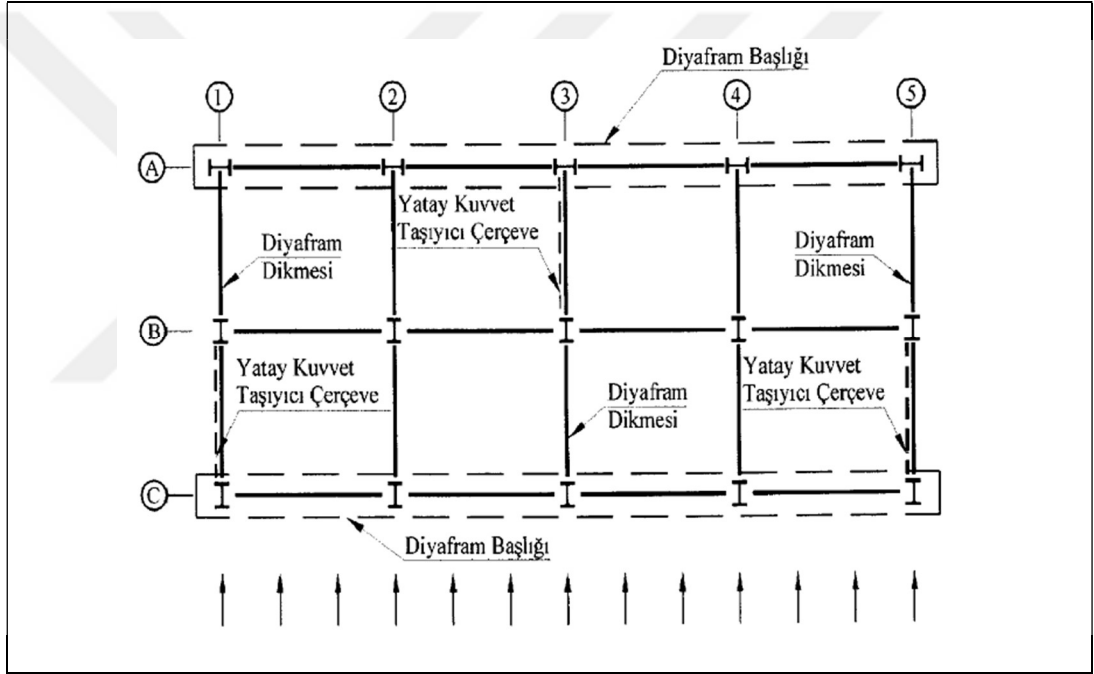
Yarı rijit kavramı bir idealleştirme değildir. Bu kavram rijit veya esnek diyaframa sahip olan yapıların her ikisi içinde uygulanabilir. Temel prensibi yapı analizinde diyaframın rijitliğini göz önüne almaktır. Genellikle yapılarda, diyaframlar birden fazla açıklığa sahiptir ve birbirine dik doğrultularda çok farklı oranlara sahip olabilirler ayrıca her iki doğrultuda da birbirinden farklı yatay kuvvet direnç sistemine sahip olabilmektedirler. Bir yönde esnek diyafram, kendisine dik açıklıkta rijit veya yarı rijit olsa dahi birbirine dik sistemler arasındaki burulma paylaşımında etkili olmayacaktır. Özetle, bir diyaframın rijit olarak idealize edilmesi için her iki doğrultuda kriterleri karşılaması gerekir aksi halde yarı rijit model gereklidir. Yukarıda verilmiş olan mühendislerin genel yaklaşımına rağmen bu gibi durumlarda yarı rijit diyafram kullanılması kaçınılmazdır. Ayrıca esnek diyaframlar için kriterleri karşılayan açıklıkların hepsinde değil ama bazılarında yarı rijit modelleme bu açıklıkların ve yapının davranışını anlayabilmek için gereklidir.

Yarı rijit diyaframlara en temel örnek moment çerçeveler arasındaki açıklıklarda bulunan çelik tabliye diyaframlardır [ASCE-7, 2016]

3. DİYAFRAMLARIN BİLEŞENLERİ

Diyafram yapı olarak derin bir kirişe benzemektedir, Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapım Esasları 2016 [ÇYTHYE, 2016] yönetmeliğinde verildiği şekliyle diyaframın bileşenleri Şekil 3.1’de gösterilmiştir [ÇYTHYE, 2016].

Diyafram sistemindeki elemanların herhangi birinin yetersiz performansta olması, diyafram sisteminin kendi içindeki çalışma zinciri koparır diyaframın performansını sınırlayacaktır; bu durumda yapı performansı da sınırlanacaktır. Bu nedenle diyafram sistemindeki her eleman sistemdeki rollerine göre ayrı ayrı bir bütünü oluşturacak şekilde tasarlanmalıdır.



Şekil 3.1: Diyaframın bileşenleri.

3.1. Diyafram Gövdesi

Kullanım amaçlarına, mimari ihtiyaçlara, tasarım kuvvetlerine, yapının bulunduğu bölgenin sosyo kültürel durumuna, ekonomik durumuna, rezervlerine, nitelikli iş gücüne bağlı olarak diyafram gövdesi farklı formlarda olabilmektedir. Ülkemizde sık kullanılan diyafram gövdelerinin çeşitleri aşağıda sıralanmıştır.

- Betonarme Diyafram

Bu diyafram tipik olarak betonarme yapılarda kullanılmaktadır.

- Çelik Tabliye Diyafram

Yaya viyadüklerinde, bazı az katlı yapılarda, yapıların çatılarında kullanılmaktadır.

- Betonla Kaplı Çelik Tabliye Diyafram

Çelik binaların kat diyaframlarında genellikle tercih edilmektedir.

Türkiye’de inşa edilen çelik yapıların kat diyaframlarında sıklıkla betonla kaplı çelik tabliye diyafram kullanılmaktadır. Bu tabliye cinsi çelik tabliye ve betonarme kısımdan oluşsa da çelik tabliyenin diyafram davranışına olan katkısı çok küçük olduğundan tabliyenin üzerinde bulunan betonarme kısım diyafram gövdesi olarak dikkate alınacaktır.

Diyaframın her kesiti birim kesme dayanımı katsayılarla büyütülmüş birim kesmeden az olmayacak şekilde tasarlanmalıdır. Tasarım kesme gerilmesi dayanımı τ_r olarak ifade edilmektedir. Gövdenin tasarım kesme gerilmesi dayanımı için ifadeler Denklem 3.1 ve 3.2’de verilmiştir [TBDY, 2018].

$$\tau_r = 0,65 \cdot f_{ctd} + \rho \cdot f_{yd} \quad (3.1)$$

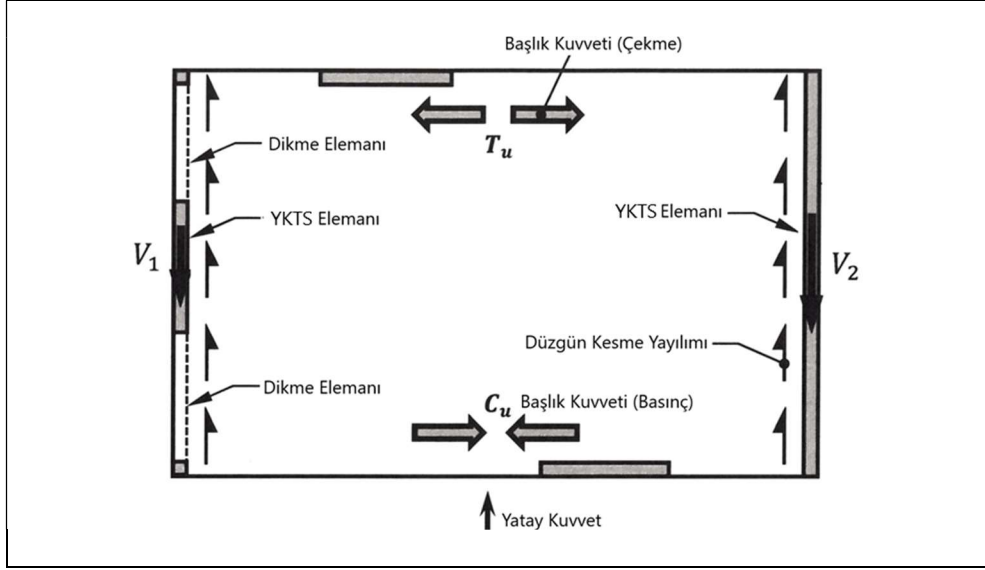
Diyafram gövdesinin kesme dayanımı kesme doğrultusuna paralel donatıyla arttırılabilse de aşağıda verilen bağıntıyla sınırlanmıştır.

$$\tau_r \leq 0,65\sqrt{f_{ck}} \quad (3.2)$$

Kesme donatısı döşeme kalınlığının herhangi bir noktasında olabilir bu nedenle döşemede düşey yükler nedeniyle oluşan momentin yanı sıra diyafram etkisi nedeniyle oluşan kesme kuvvetleri de hasır donatı belirlenirken göz önüne alınmalıdır.

3.2. Diyafram Başlığı

Başlık elemanları “derin kiriş” modelinin momentinden doğan çekme ve basınç kuvvetlerini toplamaktadır. Aşağıdaki şekilde diyafram başlığının çalışma mekanizması gösterilmiştir [Web 1, 2018].



Şekil 3.2: Çekme ve basınç başlık kuvvetlerinin gösterimi.

Başlık kuvvetleri hesaplanırken yaklaşık iç kuvvetler basit kiriş modeliyle belirlenmektedir. Çekme kuvveti aşağıda verildiği gibi moment değerinin derinliğe bölünmesiyle elde edilir. Başlıkların eksenindeki kuvvetlerin hesaplanması gerektiğinden güvenli bir yaklaşımla derinliğin %95'i kullanılarak çekme ve basınç başlık kuvvetleri hesaplanmalıdır.

$$C_M = T_u = C_u = \frac{M_r}{D} \quad (3.3)$$

Başlık tasarımı yapılırken, diyafram önce yırtıksız olarak düşünülüp birincil çekme ve basınç kuvvet çifti hesap edilip ardından yırtıkların iç kuvvetlere olan etkileri göz önüne alınmıştır. Yırtıksız olarak göz önüne alınan diyaframda 0 kesme noktasına karşılık gelen noktalarda maksimum moment nedeniyle oluşan çekme ve basınç kuvvet çifti diyaframların birincil başlık kuvvetini oluşturmaktadır.

Diyafram ana başlık kuvvetleri $C_{M(Aks-Aks)}$ şeklinde gösterilmektedir, “C” ifadesi başlık ifadesini temsilen “Chord” kelimesinin baş harfinden, alt indis olan M, “Main” ifadesinin baş harfinden parantez içindeki akslar ise hangi aks aralığındaki maksimum başlık kuvvetinin verildiğini göstermektedir.

3.2.1. Diyafram Yırtıklarının Başlık Kuvvetine Olan Etkisi ve Diyafram Yırtığının Başlık Kuvveti

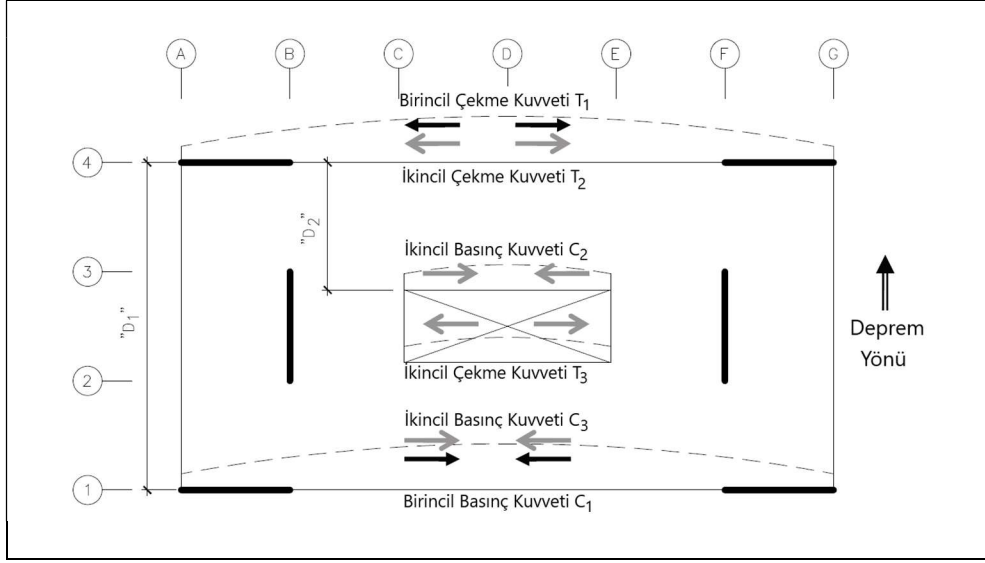
Yırtık kenarlarında yatay yükler nedeniyle çekme ve basınç başlık kuvvetleri oluşmaktadır. Bu başlık kuvvetlerinin hesaplanmasında aşağıdaki adımlar uygulanacaktır:

- i) Rijit diyafram nedeniyle oluşan düzgün yayılı trapez yükün yırtığa karşılık gelen kısmı geometrik yöntemlerle belirlenecektir
- ii) Yırtığın altında veya üstündeki diyafram parçası bir kiriş olarak tasvir edilecektir ve diyaframın devam ettiği uçlar ankastre bağlı olarak göz önüne alınacak diyaframın devam etmediği uç basit mesnetli olarak göz önüne alınacaktır.
- iii) 1. Adımdan belirlenmiş trapez yük bu kirişin derinliğine uygun olarak yüklenecek ve başlık kuvveti Denklem 3.3'e uygun olarak hesap edilir.
- iv) Yırtığın üst kısmındaki kirişte işlem yapıldığı farzedilirse yırtığın altında kalan eşdeğer kirişte oluşan pozitif açıklık momenti ikincil başlık kuvvetini oluştururken yırtığın üstünde kalan eşdeğer kirişteki maksimum negatif uç moment yırtığın başlık kuvvetini oluşturmaktadır.
- v) Deprem tersinir bir etki olduğundan madde 4'de verilmiş ideal durum göz ardı edilecek ve diyafram ana başlık kuvvetlerinin hesaplanmasında ve yırtık başlıklarının tasarım kuvvetlerinin hesaplanmasında ikincil başlık kuvveti olarak maksimum moment kullanılacaktır.

Başlıklardaki tasarım kuvveti $C_{on,i}$ olarak gösterilecektir. Bu ifadede "C" başlık kuvvetinin İngilizcesi olan "Chord" kelimesinin baş harfinden alt indis olan "O" yırtığı temsilen opening ifadesinden gelmekte, "n" yırtık numarasını; "i" ise doğrultuyu temsil etmektedir.

3.2.2. Birincil Başlık Kuvvetleri ile İkincil Başlık Kuvvetlerinin Birleştirilmesi

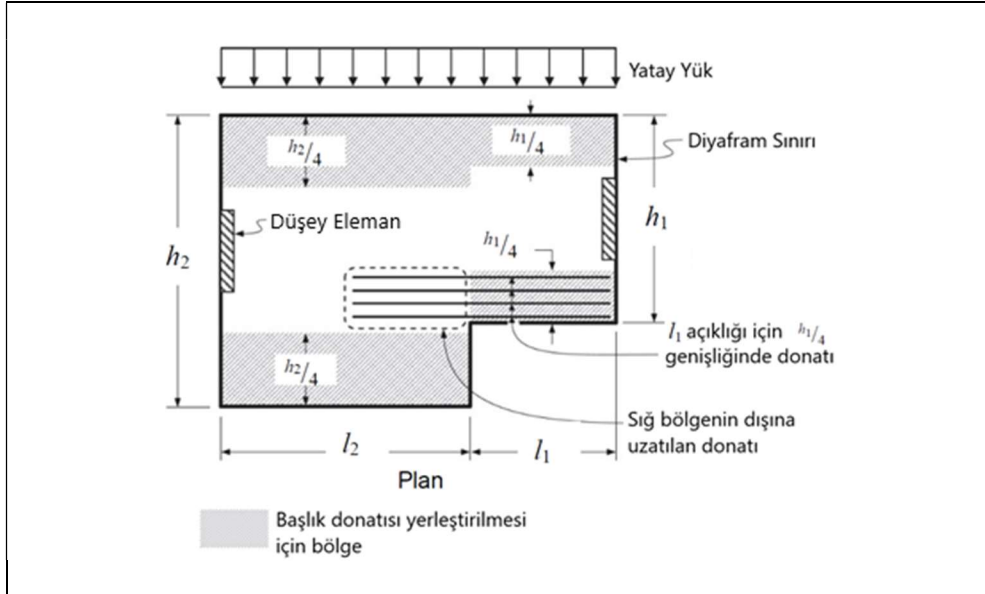
Birincil ve ikincil başlık kuvvetleri Şekil 3.3'de gösterildiği gibi birleştirilmesine rağmen deprem tersinir bir hareket olduğundan ikincil kuvvetler en büyük moment değeri kullanılarak hesap edilir [National Council of Structural Engineers Association, 2009].



Şekil 3.3: Birincil ve ikincil başlık kuvvetleri.

3.2.3. Diyafram Başlık Kuvvetlerinin Donatıyla Karşlanması

Basit kiriş modelinin kullanıldığı yerlerde ACI-318 o bölgede diyafram derinliğinin 4'te 1'i kadar genişlikte ön germeye maruz kalmamış donatının başlık için kullanılmasını gerektirmektedir. Diyafram derinliğinin Şekil 3.4'deki gösterildiği gibi değiştiği diyaframlarda başlık genişliği de değişmektedir [ACI-318, 2014].

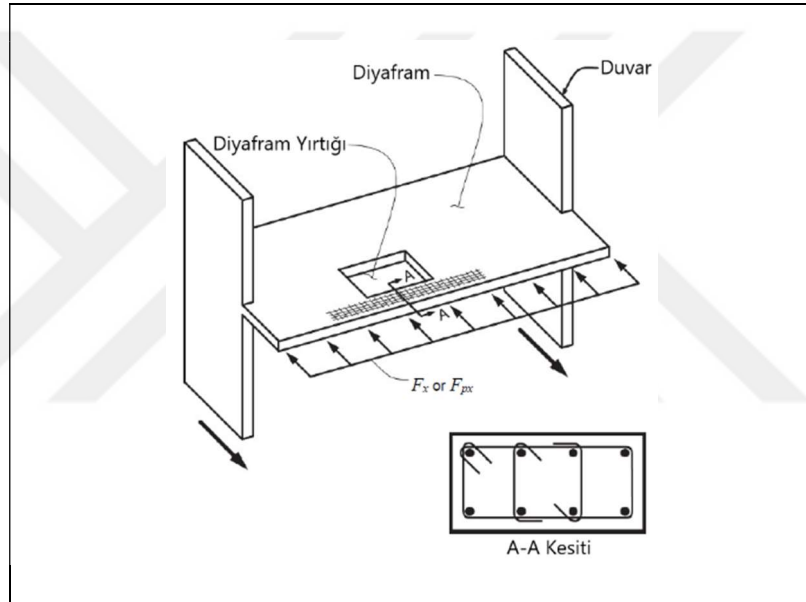


Şekil 3.4: Başlık kuvvetlerinin donatıyla karşılanması için diyafram gövdesinin başlık bölgesi genişlikleri.

Başlık kuvvetleri hesaplanırken yaklaşık iç kuvvetler Denklem 3.3'e göre belirlenmektedir. Çekme donatısı aşağıdaki gibi hesap edilir.

$$A_s = \frac{T_u}{\phi F_y} \quad (3.4)$$

Şekil 3.5'de gösterildiği gibi yırtık veya diğer süreksizlikler boyunca yerleştirilmiş bir başlıkla diyafram düzlem içi momente dayanım gösteren eğilme basınç kuvveti C_u 'dur [ACI-318, 2014].



Şekil 3.5: Yırtık etrafındaki başlık donatısında sargı donatısı.

Eğer başlıkta veya dikmede hesaplanan basınç gerilmesi $0,2f_{ck}$ 'yi aşarsa veya tasarım kuvvetleri sismik kuvvet direnç sisteminin düşey elemanlarının dayanım fazlalığı için büyütülmesinin hesaba katıldığı yerde $0,5f_{ck}$ 'yi aşarsa sargılı donatı gerekmektedir. Bu durumda gereken sargı donatısı sismik tasarım için gereken kancalı sargıdır ve bu sargı donatısını döşeme derinliğine yerleştirmek zor olabileceğinden döşeme kalınlığı arttırılmalıdır.

3.3. Dikmeler

Diyafram sisteminin elemanları olan dikmeler diyafram sisteminin gövde elemanı kuvvetlerini yatay çerçeve elemanlarına aktarma aracı olarak işlev görür. Dikmeler, YKTS kirişlerinin, diyaframın tüm uzunluğu boyunca uzanmadığı durumlarda diyafram gövdesinin kuvvetlerini transfer etmek için kullanılır.

Dikmeler bir yönde deprem yüklemesi için çekmeye diğer yöndeki yükleme için basınca çalıştığından eğer bir betonarme dikme ele alınıyor olsaydı basınç yüklemesinin dikme kesitini nadiren belirlediği görülürdü. Çelik elemanlarda ise basınç kuvveti burkulma sınır durumu nedeniyle kesit tasarımında belirleyici olmaktadır.

Dikme kuvvetleri, ilk aşamada analizi yapılan doğrultudaki Bölüm 4'de verilmiş olan sismik yükler ile hesaplanmış dikme kuvvetlerinin %100'ü ile ortogonal yöndeki yükleme nedeniyle burulma etkilerinin kutupsal atalet momentine bağlı olarak paylaştırılmasıyla oluşan dikme kuvvetlerinin %30'unun toplamına ikinci aşamada birinci aşamadan elde edilen kuvvetle yine ortogonal yöndeki sismik yükleme nedeniyle oluşan başlık kuvvetinin %30'unun toplamına eşittir [National Council of Structural Engineers Association, 2009].

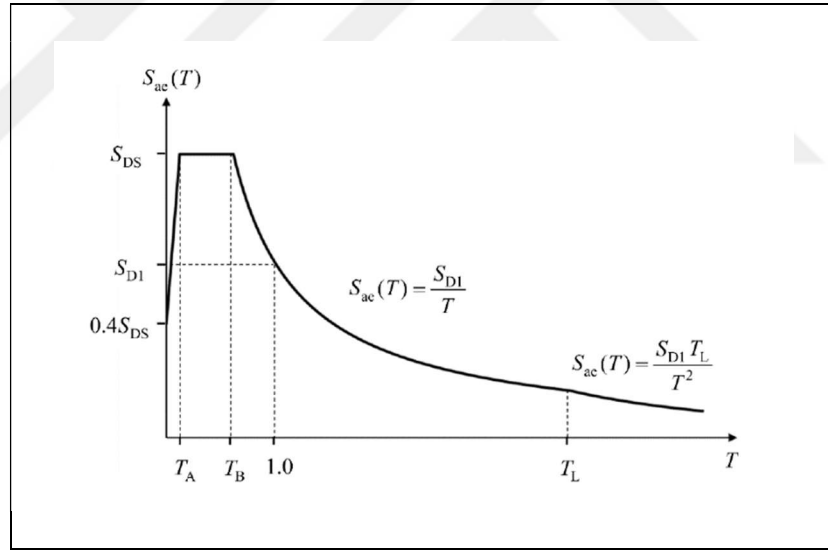
$$T = C = N_{dikme} + 0,3.N_{dikme} + 0,3.N_{başlık} \quad (3.5)$$

Dikme tasarımı, aksenal basınç, eğilme momenti ve kesme etkisi altındaki bir basit kiriş gibi yapılmaktadır. Yüksek aksenal kuvvetler taşıyan dikme elemanı kesitlerinin belirlenmesinde dikme gövdesinin basınç dayanımı belirleyici olmaktadır.

Dikme elemanlarını kolonlara bağlayan kesme levhalarının tasarımında aksenal kuvvet ve yine aksenal kuvvetin levha ekseni ve dikme ekseni arasındaki mesafe nedeniyle oluşturduğu moment tasarımı çok büyük bir oranda belirleyecektir. Bu nedenle bağlantı elemanlarının ön tasarımı esnasında büyük kesitler kullanılması gerçek kesitlerin belirlenmesinde kolaylık sağlayacaktır.

4. DİYAFRAM TASARIM KUVVETLERİ

Yapıların dinamik davranışı, serbestlik derecesine, kütesine, rijitiğine, sönümüne ve bunların zaman tanım alanındaki değişimlerine bağlıdır. Bu nedenle deprem yer hareketi altında bir yapının tasarımı yapılırken yapının öncelikle dinamik karakteri incelenir. Ayrıca sismik yükün karakteri de oldukça önemlidir. Basitçe yapının dinamik karakterini zaman tanım alanında değişen bir grafikte gösterir, yapıya etkileyen dinamik hareketi zaman tanım alanında değişen bir grafikte gösterirsek. Yapının bu dış etki altındaki dinamik davranışı, yapının dinamik hareket süresince ki her t anına karşılık gelen doğal titreşim periyodu için, dinamik davranışın aynı t anında o periyot değeri için verdiği tepe ivme değeriyle belirlenir. Şekil 4.1’de gösterilen Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği 2018’de verilmiş olan yatay elastik tasarım spektrumu yapının bu bağımlılığına göre olan değişkenliği ifade etmektedir [TBDY, 2018].

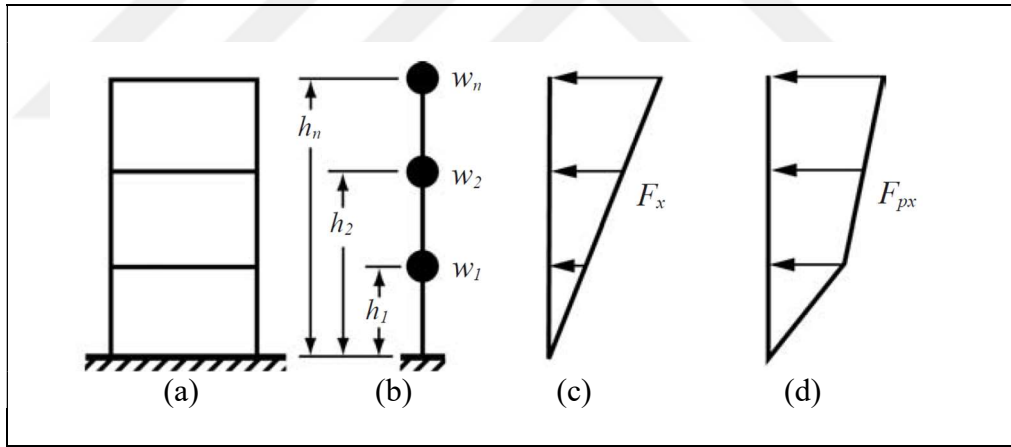


Şekil 4.1: Yatay elastik tepki spektrumu.

Çok katlı binalarda sismik kuvvet direnç sisteminin düşey elemanları tasarlanırken, farklı katlardaki farklı tepe ivmelenme değerleri nedeniyle oluşan atalet kuvvetlerinin doğrudan tasarımda kullanılması oldukça muhafazakar bir yaklaşım olmaktadır. Bunun temel sebebi bu tepe ivme değerlerinin yapının dinamik hareketinin farklı anlarında oluşmasıdır, bu nedenle doğrudan lineer bir şekilde toplanamazlar. Bunun yerine mod birleştirme metodu kullanılmakta ve yapıya etkileyen taban kesme kuvveti, kat seviyelerine ve kütlelerine bağlı olarak dağıtılmaktadır.

Diyaframlar, YKTS elemanlarının karakterinden etkilense de düşey elemanlarla aynı yüke maruz kalmazlar, düşey elemanlara etkiyen tasarım kuvvetleri atalet kuvvetleriyle ilişkililikten diyaframlara etkiyen tasarım kuvvetleri, hem atalet kuvvetlerinden hem transfer kuvvetlerinden oluşmaktadır. [NEHRP, 2011] Diyaframın atalet kuvvetleri, sismik kuvvet direnç sisteminin atalet kuvvetlerinden farklı bir şekilde hesaplanır. Temelde her diyaframın kendisine özgü farklı ötelenme serbestlik dereceleri için hesaplanmış etkin ağırlığı w_{px} bulunmaktadır ve tasarımı yapılan diyaframa kadar olan kümülatif YKTS tasarım sismik kuvvetinin diyafram kütlesine göre paylaşılmasıyla diyafram tasarım kuvveti elde edilmektedir. Bu bilgilerin ışığında anlaşılmaktadır ki yapı analizinde aşağıdaki maddelerce belirtilmiş ve Şekil 4.2’de gösterilmiş iki farklı sismik yükleme seti vardır [FEMA, 2015]:

- Yatay yük direnç sisteminin düşey elemanlarının tasarımında kullanılacak tasarım kuvvetleri F_x
- Diyaframın tasarımında kullanılacak tasarım kuvveti F_{px}



Şekil 4.2: Diyafram ve düşey elemanların tasarımı için kuvvetler (a) Yapı, (b) Sismik tasarım modeli, (c) Düşey eleman tasarımı için kuvvetler, (d) Diyafram tasarımı için kuvvetler.

Diyafram tasarım kuvveti, kata etkiyen eşdeğer deprem yükünden küçük olamaz bu nedenle kata etkiyen deprem yükü ve diyafram tasarım kuvveti Denklem 4.1’de verildiği gibi mukayese edilerek γ sayısı belirlenmelidir. $\gamma \geq 1,0$ ise F_{px} veya F_{py} , $\gamma < 1,0$ ise F_x veya F_y diyafram tasarımında kullanılacaktır.

$$\gamma = \frac{F_{px}}{F_x} \text{ ve } \frac{F_{py}}{F_y} \quad (4.1)$$

4.1. Diyafram ve Bileşenlerinin Tasarımı için Geleneksel Atalet Kuvvetleri

Diyaframlar, geleneksel tasarım anlayışında yapılardaki elastik olmayan deformasyonun ana kaynağı olmak için planlanmazlar. Sismik kuvvet direnç sistemindeki önemli, elastik olmayan tepkiler düşey elemanlarla sınırlandırılmalıdır. Bu nedenle depreme dayanıklı tasarımın prensiplerinden biri, sismik kuvvete dirençli sistemin düşey elemanlarını birbirine bağlayabilen görelî olarak rijit ve hasar görmeyen diyaframı oluşturmaktır. Bu amaç kesin bir gereklilik olmasa da Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği 2018 bunu amaçlamaktadır. Bu amaca ulaşmak için bir diyaframın sismik tasarımında, düşey elemanlara aktarılacak yük yolları açıkça tanımlanmalı ve yük yolu boyunca düşey elemanlar tarafından oluşturulabilecek maksimum kuvvete en az eşit diyafram dayanımı sağlanmalıdır.

Diyafram tasarımında kullanılan kuvvetler iki türdür. İlki diyafram transfer kuvveti ikincisi ise atalet kuvvetidir.

Diyafram tasarımı için Amerikan Şartnamesi olan ASCE 7-16'da iki farklı metot verilmiştir bu iki metottan geleneksel tasarım yaklaşımı bu tez kapsamında değerlendirilecektir.

Kat ve çatı diyaframları yapısal analizden belirlenecek sismik kuvvetlere dayanım gösterecek şekilde tasarlanmalıdır ama diyafram dayanımı aşağıda verilen denklemden belirlenmiş değerden daha az olmamalıdır.

$$F_{px} = \frac{\sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n w_i} w_{px} \quad (4.2)$$

Diyafram tasarım kuvveti için üst ve alt sınır aşağıda verilmiştir.

$$0,2S_{DS}I_e w_{px} \leq F_{px} \leq 0,4S_{DS}I_e w_{px} \quad (4.3)$$

4.2. Diyafram Dikmesi Tasarım Yük Kombinasyonları

Dikme elemanları ve bu dikme elemanlarını düşey elemanlara bağlayacak bağlantı elemanlarının tasarımı Denklem 4.4 ve 4.5’de verilen kombinasyonlardan uygun olanı kullanılarak yapılacaktır.

Denklem 4.4’de verilmiş olan kombinasyon yapının sünek tasarımı çerçevesinde yapı davranış katsayısı R ’yi içeren mod birleştirme metodu veya eşdeğer deprem yükü yönteminden belirlenmiş YKTS tasarım kuvvetlerinden veya Denklem 4.2’de verilmiş olan diyafram tasarım kuvvetlerinden elde edilmiş yatay yükler için kullanılmaktadır. Bu kombinasyonda yatay kuvvet ifadesi olan E_{mh} , Denklem 4.5’de verildiği gibi dayanım fazlalığı katsayısını içermektedir.

$$1,2D + E_v + E_{mh} + L + 0,2S \quad (4.4)$$

$$E_{mh} = \Omega_0 Q_E \quad (4.5)$$

E_{mh} ifadesinin kapasite sınırlı tasarım kuvveti E_{cl} ’den büyük olmasına gerek yoktur.

Denklem 4.6’de verilmiş olan kombinasyon ise Denklem 4.3’de belirtilmiş olan minimum maksimum sınırların yatay tasarım kuvvetleri için kullanıldığı durumlarda kullanılmaktadır. Denklem 4.6’da verilmiş olan yatay deprem yükü azaltma katsayısını içermesine rağmen ASCE 7-16 Bölüm 12.3.4’de bu ifadenin diyafram tasarımı için 1,0’a eşit olarak alınması gerektiğini bildirmiştir.

$$1,2D + E_v + E_h + L + 0,2S \quad (4.6)$$

$$E_h = \rho Q_E \quad (4.7)$$

4.3. Geleneksel Diyafram Tasarım Yaklaşımında Transfer Kuvvetleri

Düzlem dışı yatay yapısal düzensizliğe sahip yapılar için diyaframın üstündeki yatay yük direnç sisteminin düşey elemanlarından diyaframın altındaki düşey elemanlara aktarılan kuvvetler diyafram atalet kuvvetlerine eklenmeden önce dayanım fazlalığı katsayısıyla büyütülmelidir.

Diyaframlar, tasarım kuvvetlerinin bir sonucu olan kesme ve eğilme gerilmelerinin her ikisi için tasarlanmalıdır. Yırtık, planda düzensizlikler olma durumu gibi diyafram süreksizliklerinde tasarım, bu düzensizlikler nedeniyle oluşan transfer kuvvetleri ile atalet kuvvetlerinin kombinasyonundan oluşan gerilmelerin diyafram çekme ve eğilme kapasitesi içinde kalması sağlanarak yapılır.



5. DİYAFRAM ANALİZİ

Diyafram analiz ve modellenmesinde, genelde aşağıdaki 2 model kullanılmaktadır.

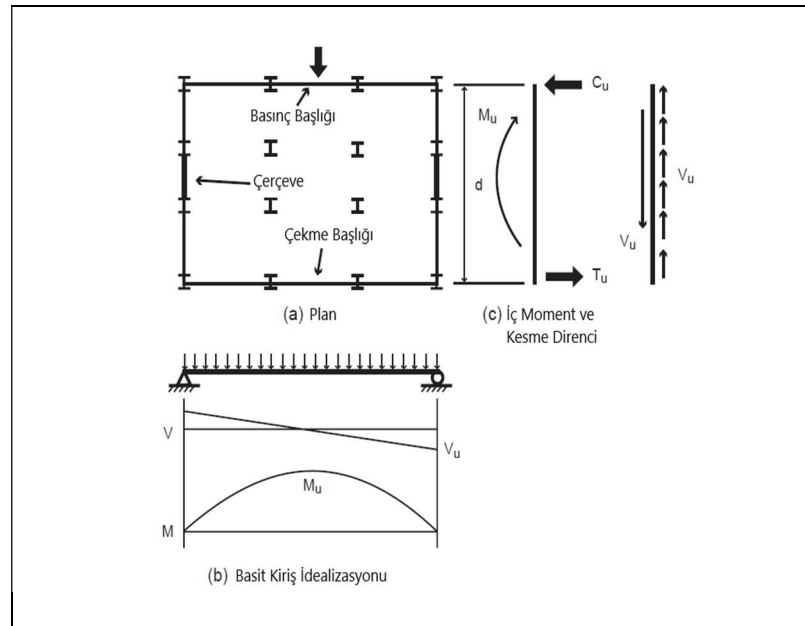
- Kiriş Modeli
- Sonlu Eleman Modeli

5.1. Kiriş Modelleri

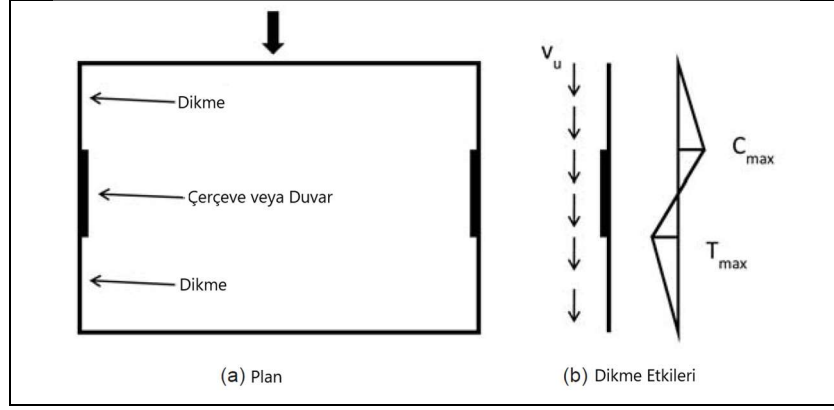
Literatürde 4 farklı kiriş modeli bulunmaktadır.

5.1.1. Basit Eşdeğer Kiriş Modeli

Bu yaklaşımda diyaframlar, yatay destekler olarak hareket eden yatay yük direnç sisteminin düşey elemanları arasındaki açıklık olarak düşünülebileceği nedeniyle tek açıklıklı diyaframlar da kullanılır ve bu modelde kesme duvarları diyaframın genel olarak en ucunda bulunduğundan basit kirişler olarak analiz edilir. Şekil 5.1 basit açıklıklı diyaframı ve kiriş modelini göstermektedir [NEHRP, 2016]. Kesme ve moment diyagramları maksimum diyafram kesme ve başlık kuvvetlerini hesaplamak için kullanılır.



Şekil 5.1: Basit kiriş analojisine sahip diyafram.



Şekil 5.2: Diyafram dikmeleri.

Basit kiriş analojisi göz önüne alınırsa:

Diyafram dikmelerinde oluşacak kuvvet V_u aşağıda belirtildiği gibidir.

$$V_u = \frac{wL}{2} \quad (5.1)$$

Diyafram başlıklarında oluşacak kuvvet C aşağıda belirtildiği gibidir.

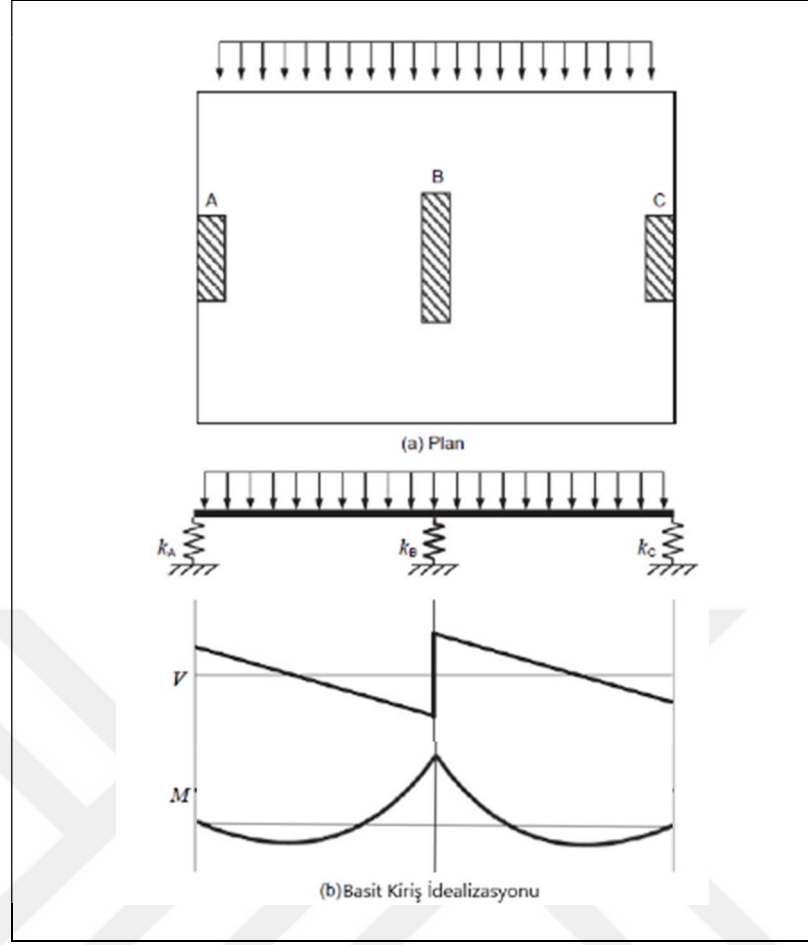
$$C = C_u = T_u = \frac{wL^2}{8d} \quad (5.2)$$

Diyaframın tüm boyu kesmeye dayanacak şekilde kullanıldığında birim uzunluktaki ortalama kesme şöyle hesaplanır:

$$v_u = \frac{V_u}{d} \quad (5.3)$$

5.1.2. Eşdeğer Kiriş Yay Modeli

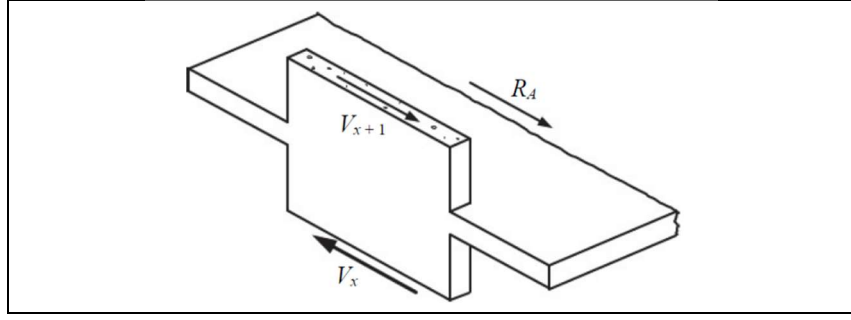
Eşdeğer kiriş yay modeli Şekil 5.3'de gösterildiği gibi diyaframın esnek destekler tarafından desteklendiği bir kiriş olarak düşünülmesiyle oluşturulur [NEHRP, 2016]. Bu yöntem en çok yay katsayıları kolaylıkla belirlenebilecek tek katlı yapılar için uygundur. Diyafram eğilme ve kesme rijitliği özellikleriyle rijit bir kiriş olarak kabul edilebilir veya düzlem içi rijitlik özellikleriyle bir levha olarak modellenebilir.



Şekil 5.3: Eşdeğer kiriş yay modeli.

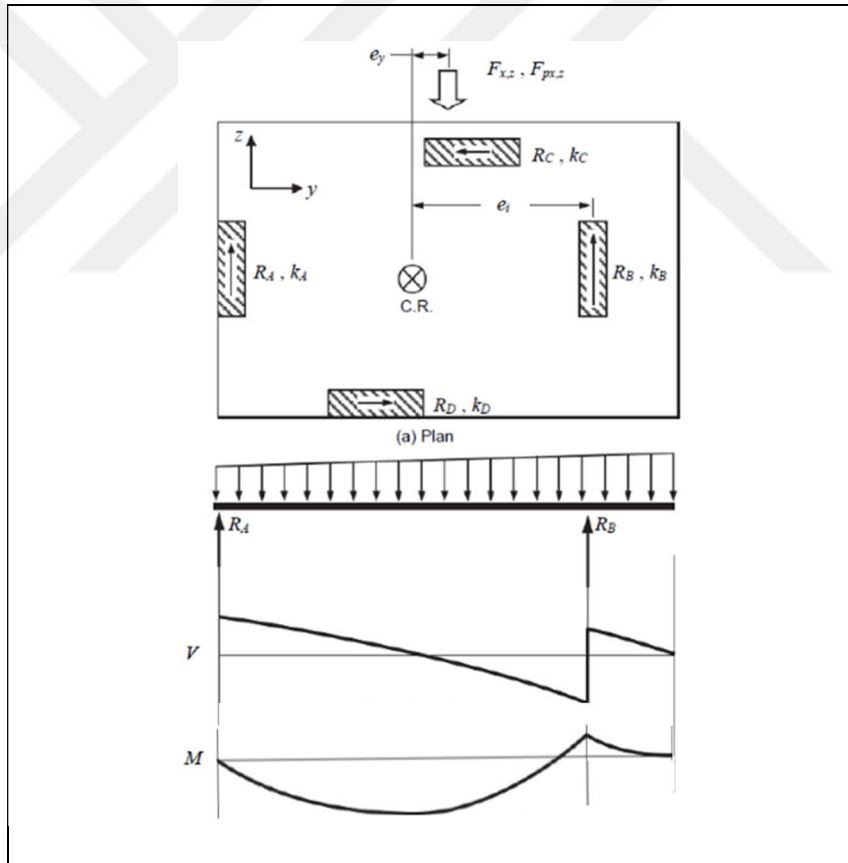
5.1.3. Düzeltilmiş Eşdeğer Kiriş Modeli

Düzeltilmiş eşdeğer kiriş modeli sismik kuvvet direnç sisteminin düşey elemanları arasında güçlü etkileşim olduğu zaman diyafram davranışını yansıtmak için kullanılabilir. Temel olarak bu yaklaşımda diyafram ve her bir düşey eleman arasında transfer edilen kuvvetler tanımlandıktan sonra, bu kuvvetlerle dengede olan bir diyafram yatay yükü tanımlanır ve daha sonra bu yatay yük ile diyafram analiz edilir. Diyafram esnekliğinin bir bilgisayar analizinde modellenmesi durumunda, düşey bir elemandan diyaframa aktarılan kuvvetler düşey elemanlar etrafındaki diyaframın kesilmesiyle belirlenir. Diyaframın rijit olarak modellendiği bir durumda, diyaframa aktarılan kuvvetler Şekil 5.4’de gösterildiği gibi diyaframın üstünde ve altındaki düşey elemandaki kuvvetin farkı olarak hesaplanır [ACI-318, 2014].



Şekil 5.4: Diyafram ve duvar arasında transfer edilen R_A kuvvetinin belirlenmesi.

Düzensizliği olmayan ve etkin rijit diyaframlı binalarda kütle merkezi ve rijitlik merkezinin farkı nedeniyle oluşacak burulmayı hesaba katmak amacıyla Şekil 5.5’de gösterildiği gibi atalet kuvvetleri F_{px} ve F_x doğrudan kütle merkezine tatbik edilerek belirlenebilir [Naeim, 2001].



Şekil 5.5: Düzletilmiş eşdeğer kiriş modeli.

Diyaframdan düşey elemanlara aktarılan kuvvetler Denklem 5.4’de verildiği gibi hesaplanır. Bu denklemde toplama veya çıkarmanın sol tarafında bulunan çarpım etkileyen kuvvete dik doğrultuda bulunan kesme duvarlarının katkısını rijitliklerine göre

dağıtmaktadır. Toplama veya çıkarma işaretinin sağ tarafı ise dış merkezlik nedeniyle oluşan burulma momentini elemanların kutupsal atalet momentine bağlı olarak tüm YKTS elemanlarına dağıtmaktadır.

$$R_i = F_z \frac{k_{iz}}{\sum k_{iz}} \mp F_z e_y \frac{e_i k_i}{J_r} \quad (5.4)$$

- R_i = Düşey eleman i ve diyafram arasında etkiyen kuvvet
- F_z = z eksenine paralel etkiyen F_x veya F_{px} kuvveti
- k_{iz} = Düşey eleman i'nin doğrultusundaki rijitliği
- e_y = y doğrultusunda kütle merkeziyle rijitlik merkezi arasındaki mesafe
- e_i = Düşey elemanın k_i rijitliği ve rijitlik merkezi arasındaki dik mesafe
- J_r = Denklem 5.6'da verildiği gibi hesaplanan kutupsal atalet momenti

$$J_r = \sum e_i^2 k_i \quad (5.6)$$

Diyafram içindeki iç kuvvetleri belirlemek için, iki denge denklemi kullanılır:

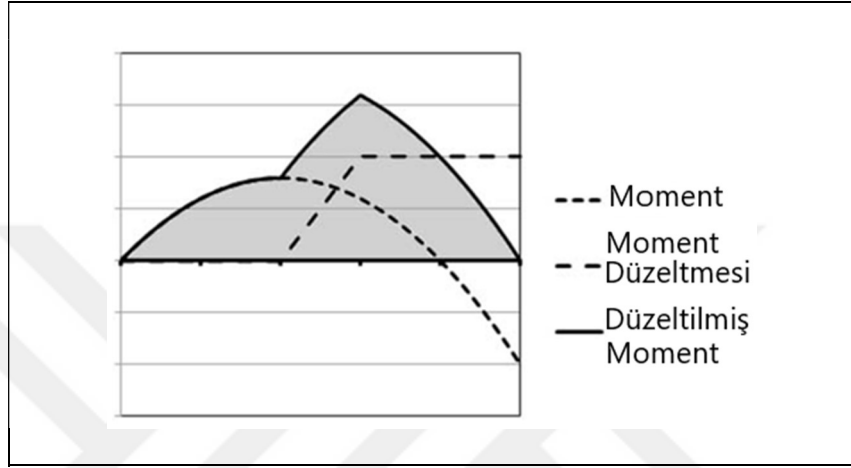
- İlk denge denklemi bir kuvvet dengesidir. Denklem diyafram mesnet reaksiyonlarından oluşmaktadır. Şekil 5.5 göz önüne alınırsa $R_A + R_B = F_x$ 'dir.
- İkinci denge denklemi bir moment dengesidir. Diyaframdaki yüklemeye bir yamuk olarak düşünülür ve bu yamuğun uzun kenarı ve kısa kenarının yerleri mesnet reaksiyonları ile dengede olacak şekilde belirlenir ve denge denklemi yazılır.

Yukarıda verilmiş iki denklemden elde edilen bilinmeyenler taraf tarafa toplanarak, diyaframın maruz kaldığı yamuk yüklemeye elde edilebilir ve bu iki denge denklemi bu bölümünde konu başlığını oluşturan “Düzeltilmiş Eşdeğer Kiriş Modelini” oluşturur ayrıca tez kapsamında yapılacak sayısal örnekte temel alınacak yaklaşımdır.

5.1.4. Sonradan Düzeltilmiş Eşdeğer Kiriş Modeli

Eğer diyaframın maruz kaldığı yük Bölüm 5.1.3'de verilmiş olan 2 denge denkleminin ilkinden yani kuvvet dengesiyle hesaplanır ve diyaframın maruz kaldığı

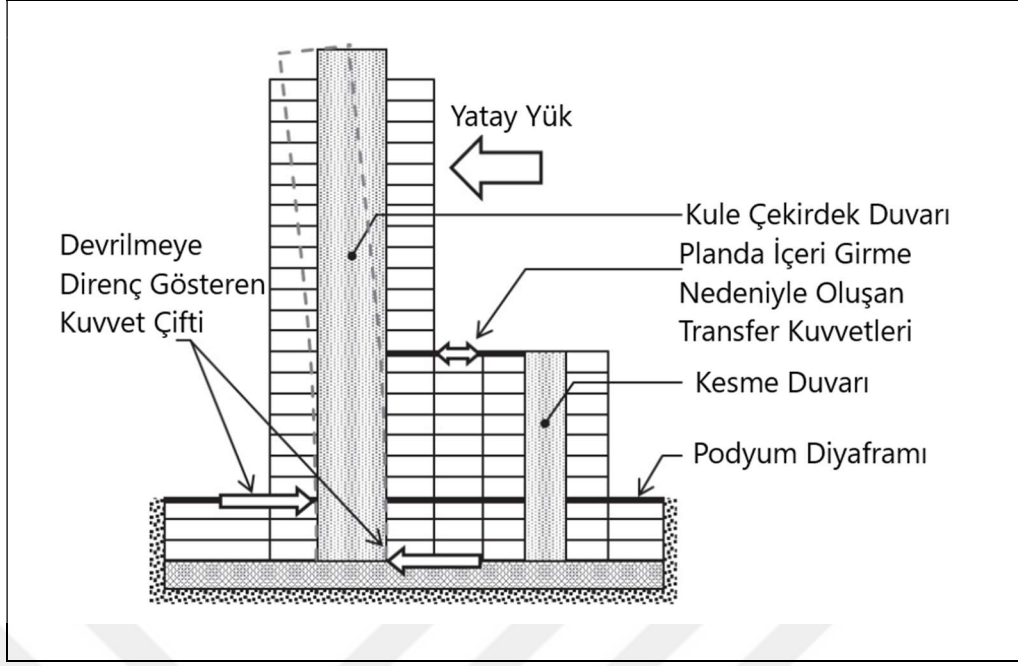
yük düzgün yayılı dikdörtgen olarak düşünülürse. Dış yük mesnet reaksiyonlarıyla dengede olmayacak ve moment diyagramı kapanmayacaktır. Bu nedenle kapanmamış moment diyagramı çizildikten sonra analizi yapılan doğrultuya ortogonal yönde bulunan YKTS elemanlarında burulma etkisinden doğan kesme kuvvetleri Şekil 5.6'da gösterildiği gibi moment diyagramına burulma momenti olarak eklenmeli ve diyagram kapatılmalıdır [NEHRP, 2016].



Şekil 5.6: Diyafram için moment diyagramları.

5.2. Sonlu Eleman Modelleri

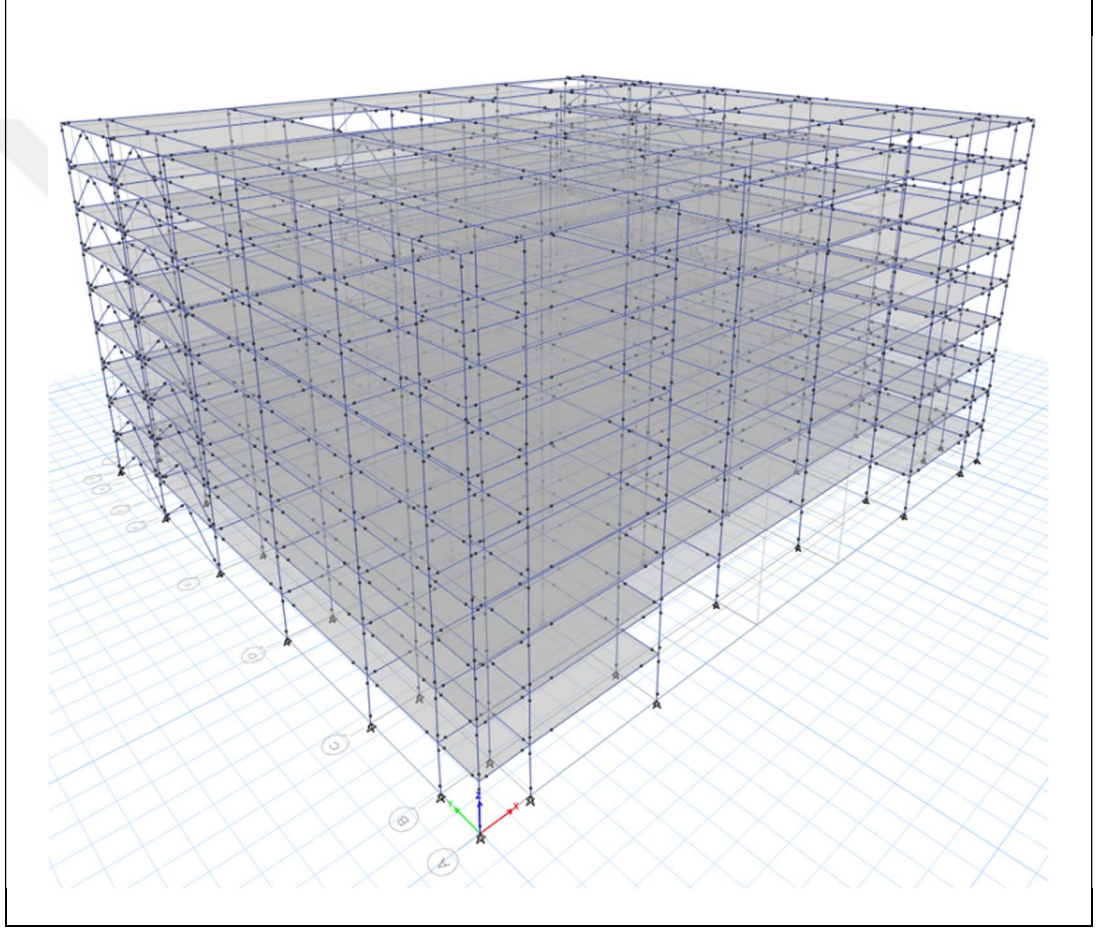
Diyaframın sonlu eleman modeli büyük yırtıklara veya diğer düzensizliklere sahip diyaframlardaki yük yolunun tanımlanması için kullanışlı olabilmektedir. Ayrıca Şekil 5.7'de gösterildiği gibi planda içeri girme ve podyum transferleri nedeniyle oluşan düşey düzensizliğe sahip binayı düzensizliğe komşu seviyeler de diyafram esnekliğinin modellenmesinin gerekli olduğu durumlarda kullanılmaktadır [NEHRP, 2016].



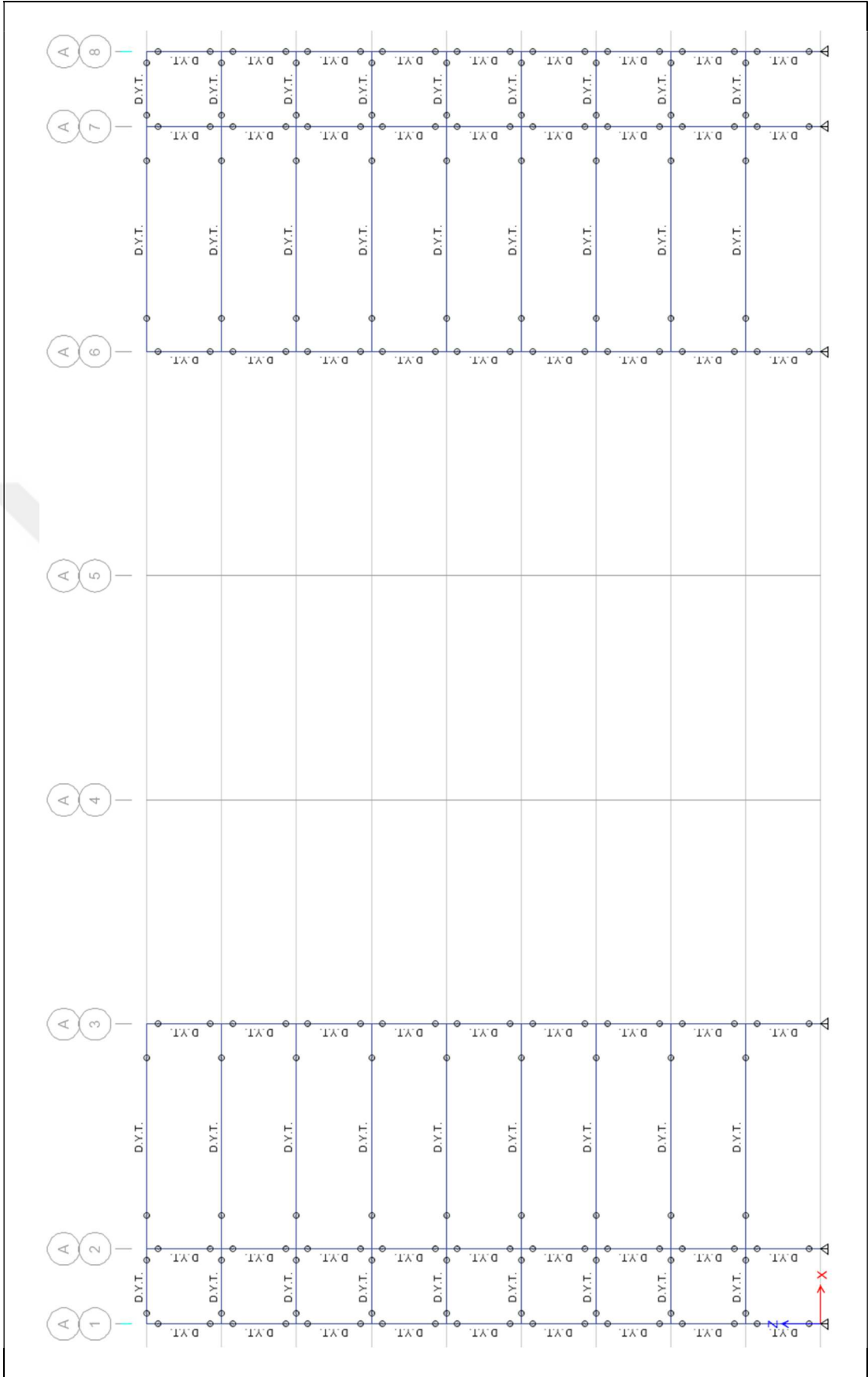
Şekil 5.7: Sismik kuvvet direnç sisteminin düşey elemanlarındaki düzensizliklerde diyafram transfer kuvvetleri.

6. SAYISAL YAPI ÖRNEĞİ

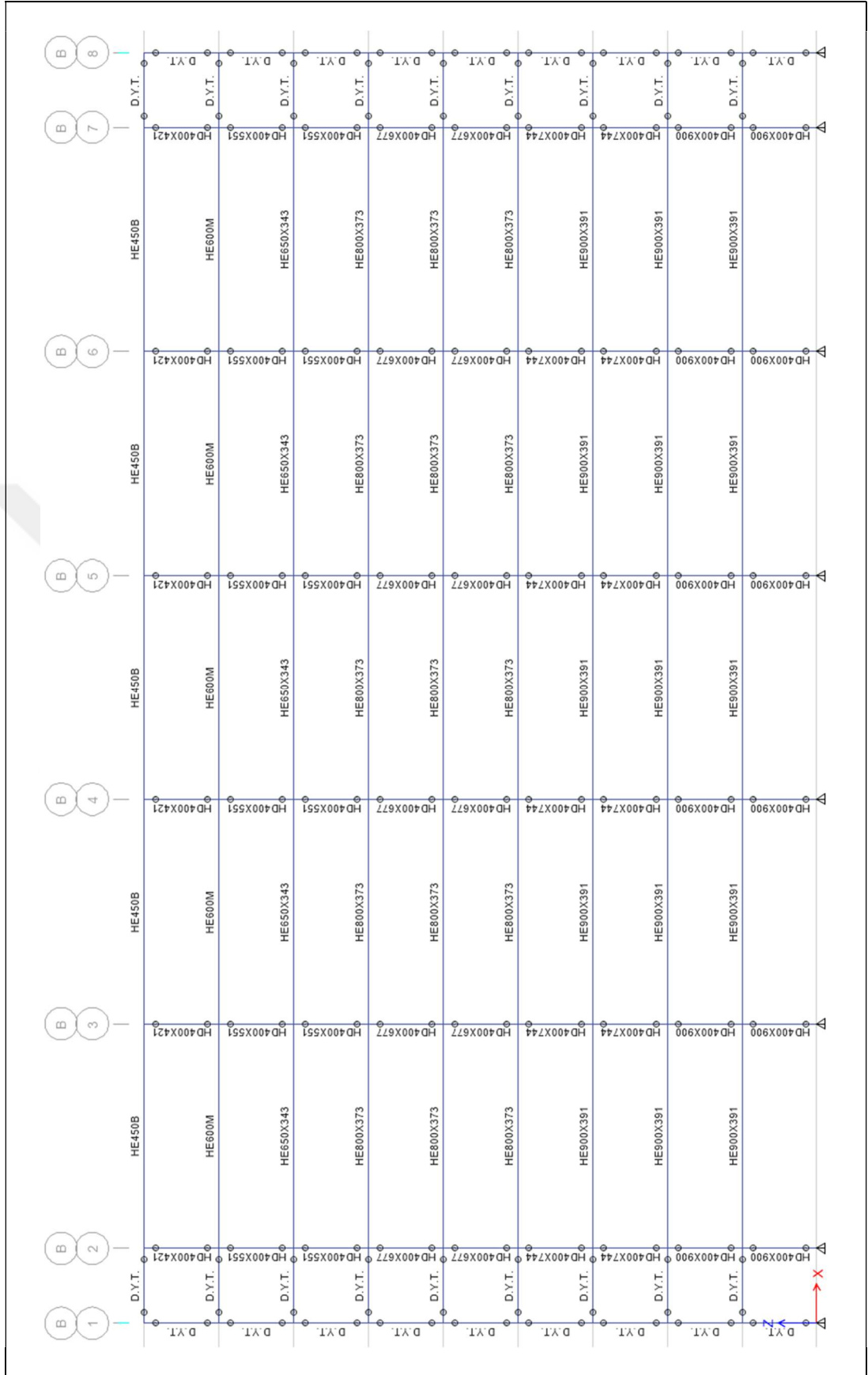
Yapı 8 normal kat + çatı katından oluşmaktadır. YKTS bir yönde moment aktaran çerçevelerden diğer yönde merkezi çaprazlı çerçevelerden teşkil edilmiştir. Yapıda farklı boyutlarda iki adet yırtık bulunmaktadır. İkincil kirişler X doğrultusuna paralel konumlandırılmıştır. Yapı bir sonlu elemanlar programı olan ETABS [CSI, 2016] vasıtasıyla modellenmiş ve TBDY 2018 şartları sağlanacak şekilde taşıyıcı sistem kesitleri seçilmiştir.



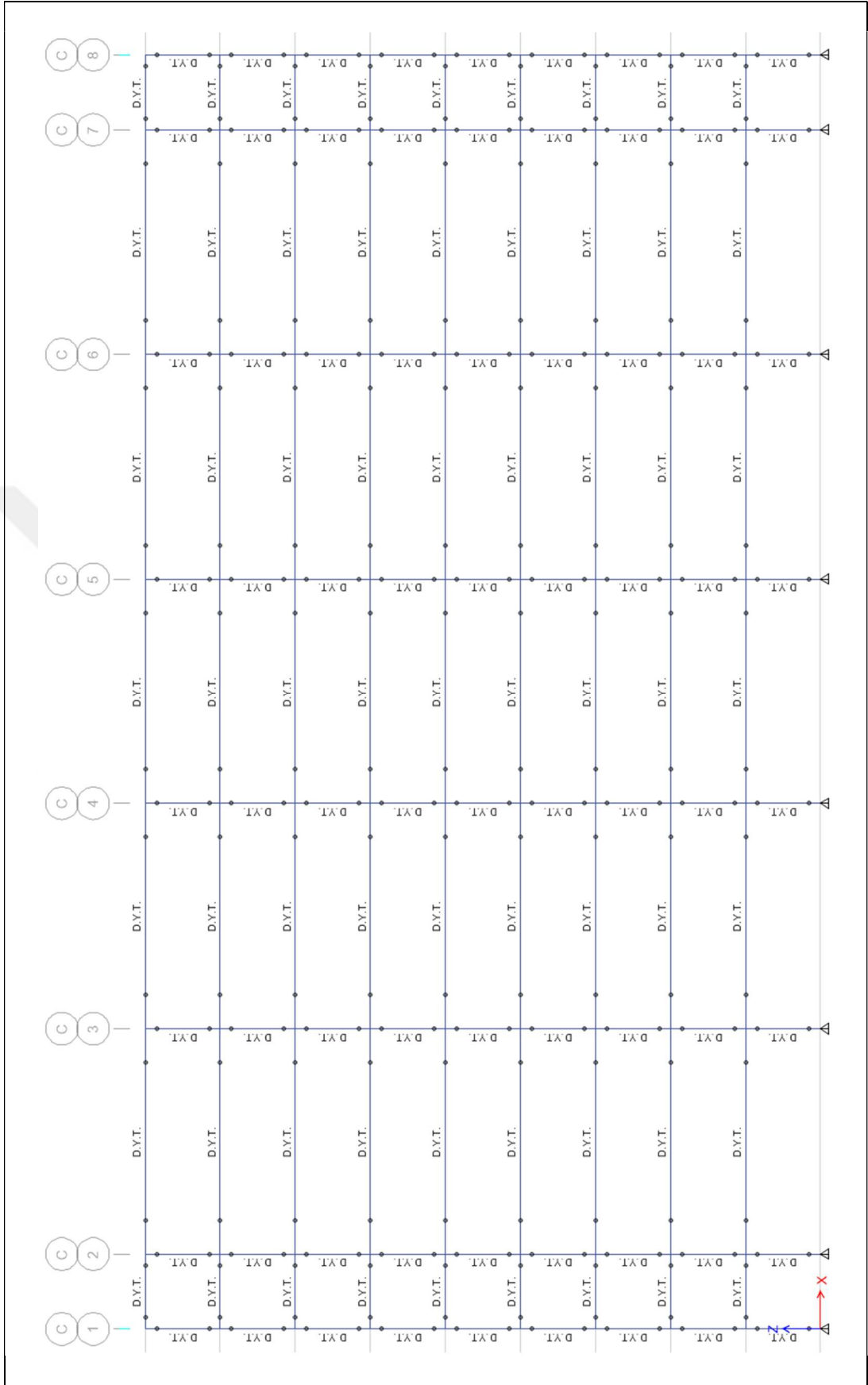
Şekil 6.1: Yapının 3 boyutlu görünüşü.



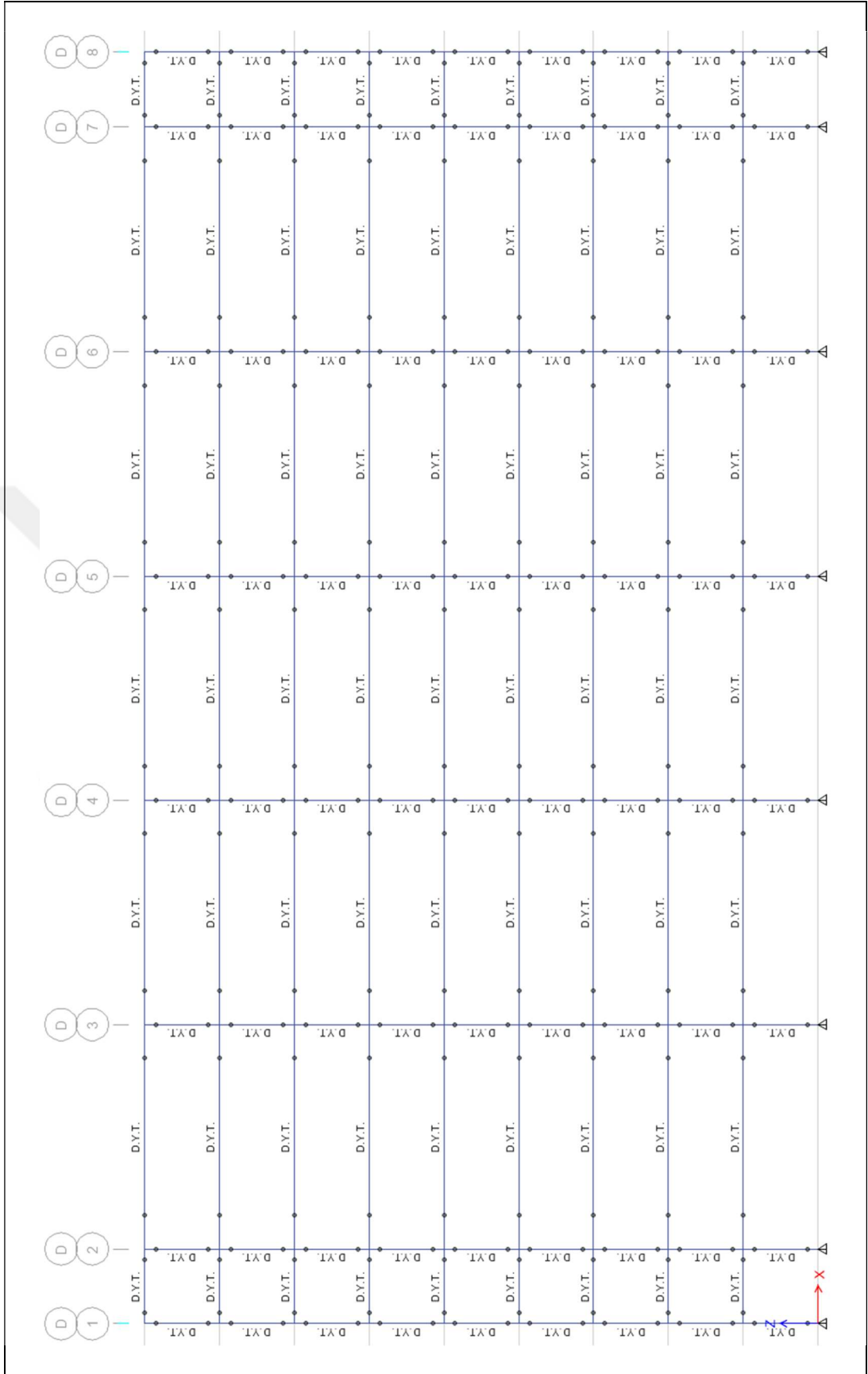
Şekil 6.3: A – A Aksı.



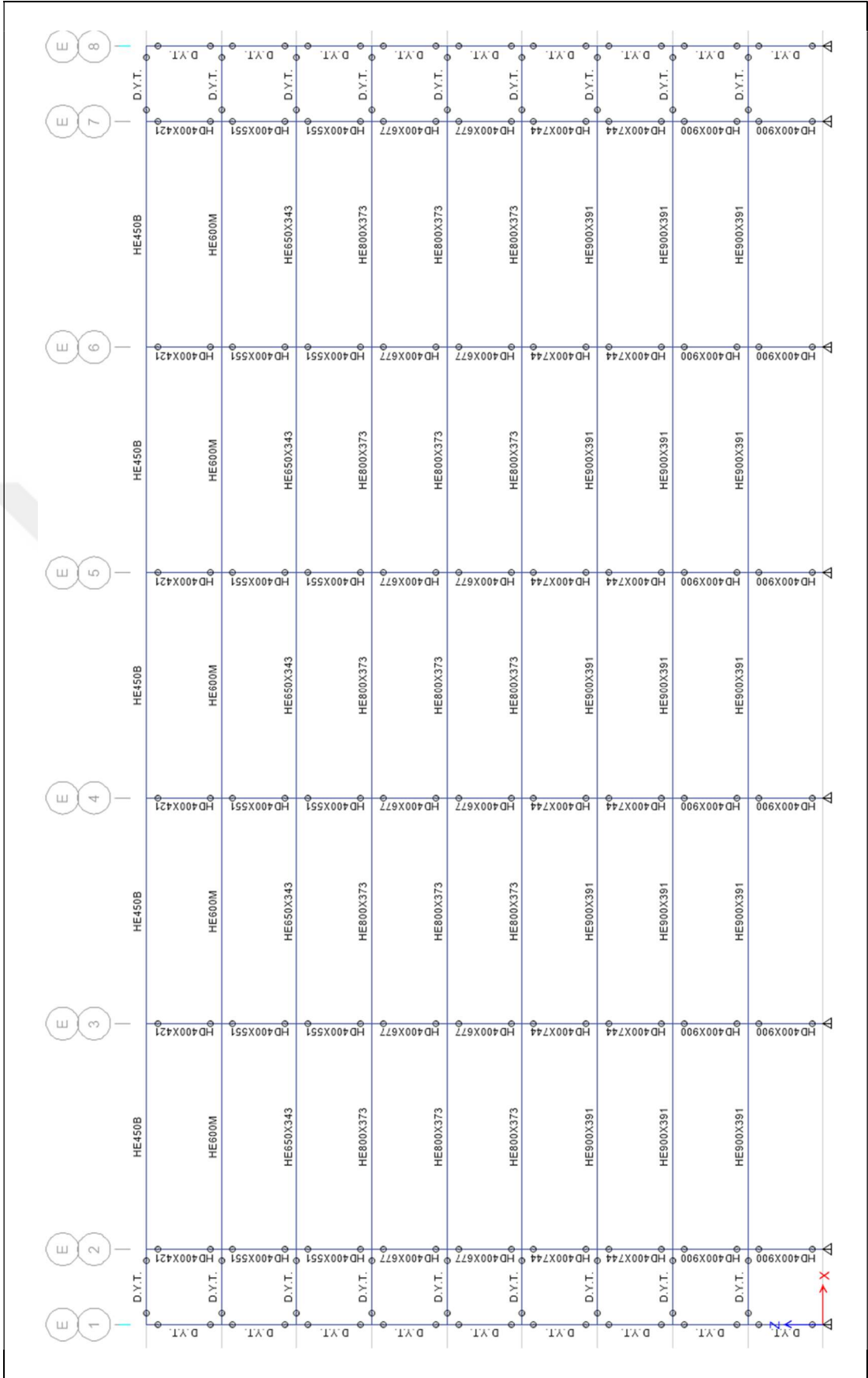
Şekil 6.4: B – B Aksı.



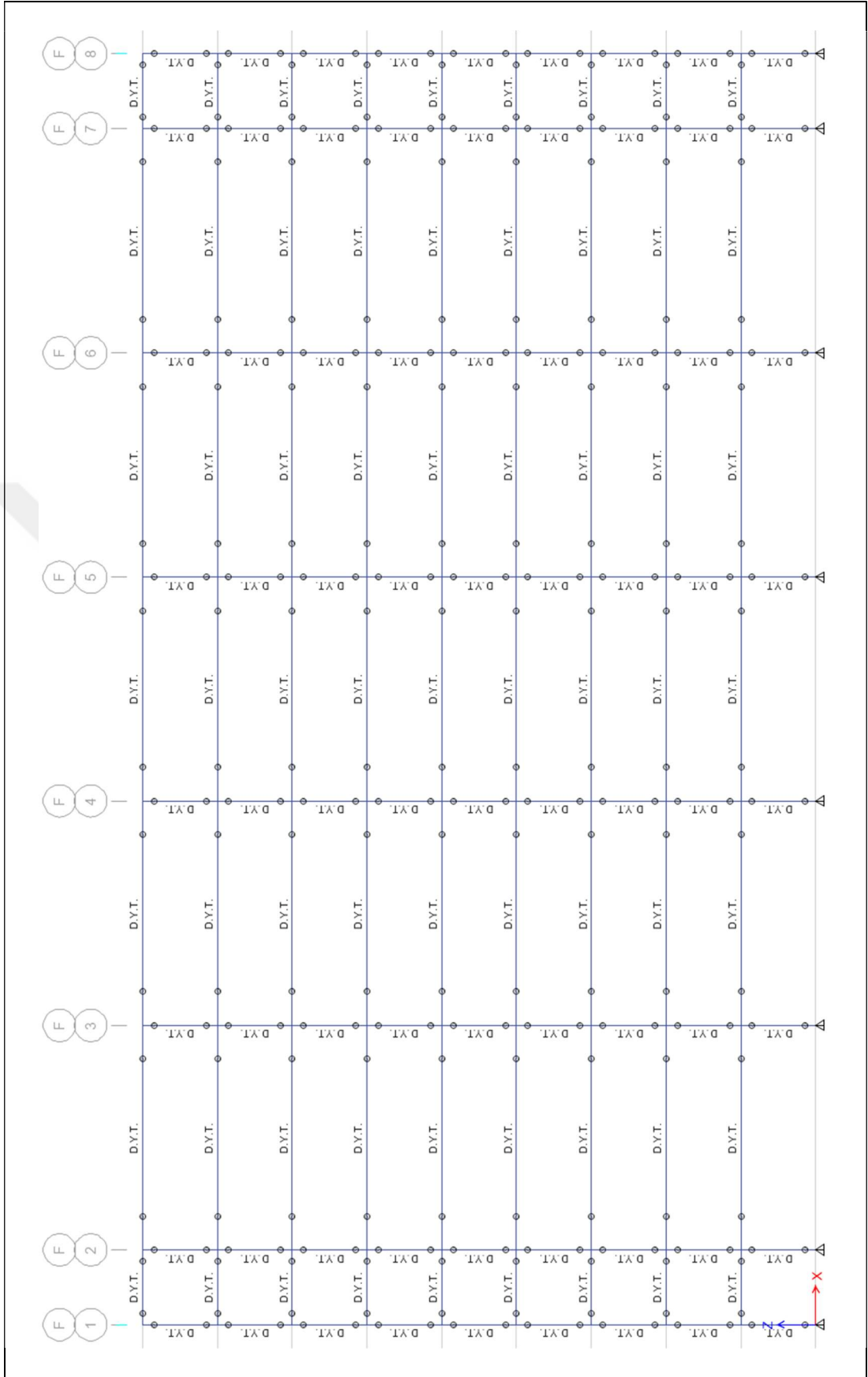
Şekil 6.5: C – C Aksı.



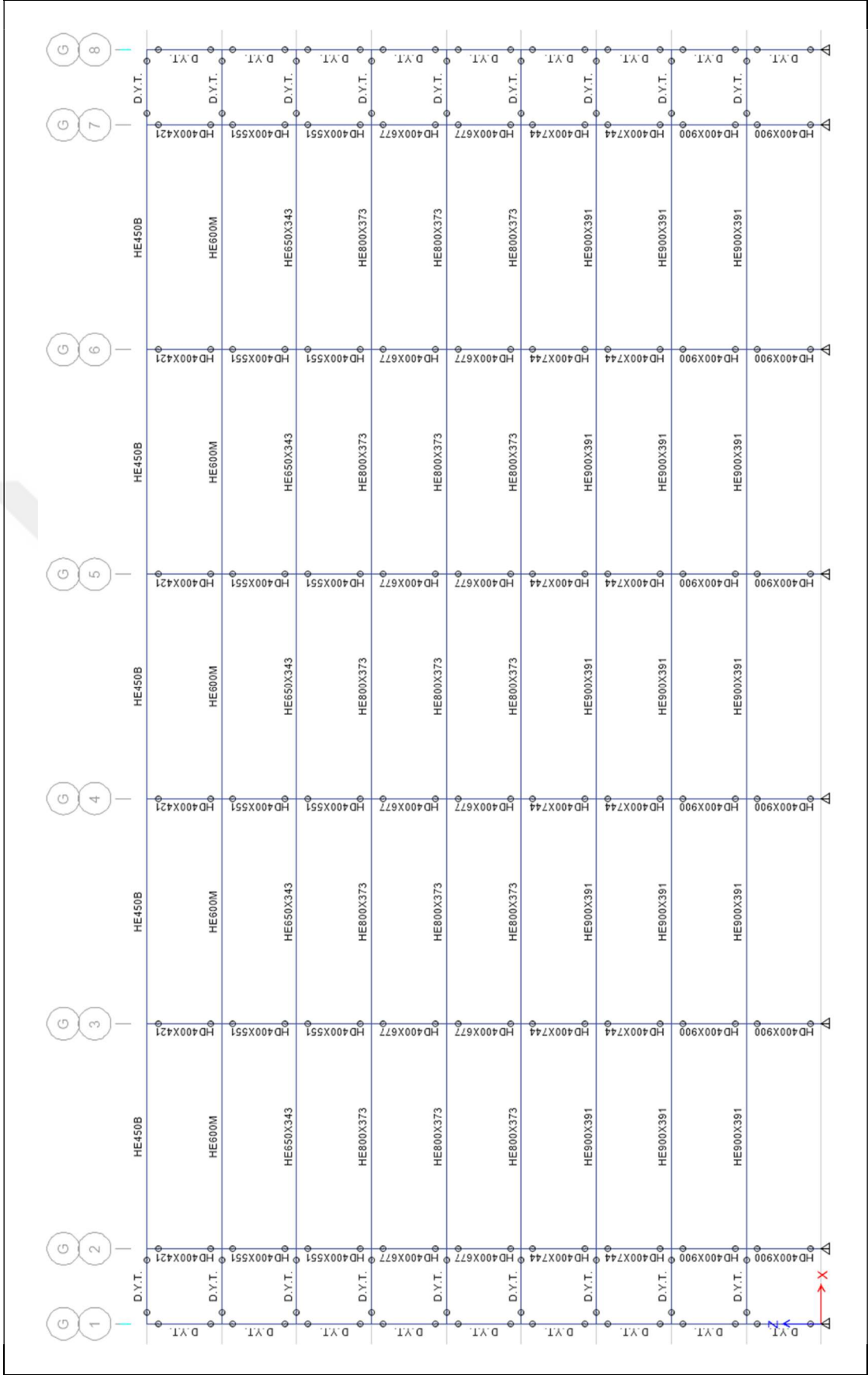
Şekil 6.6: D – D Aksı.



Şekil 6.7: E – E Aksı.

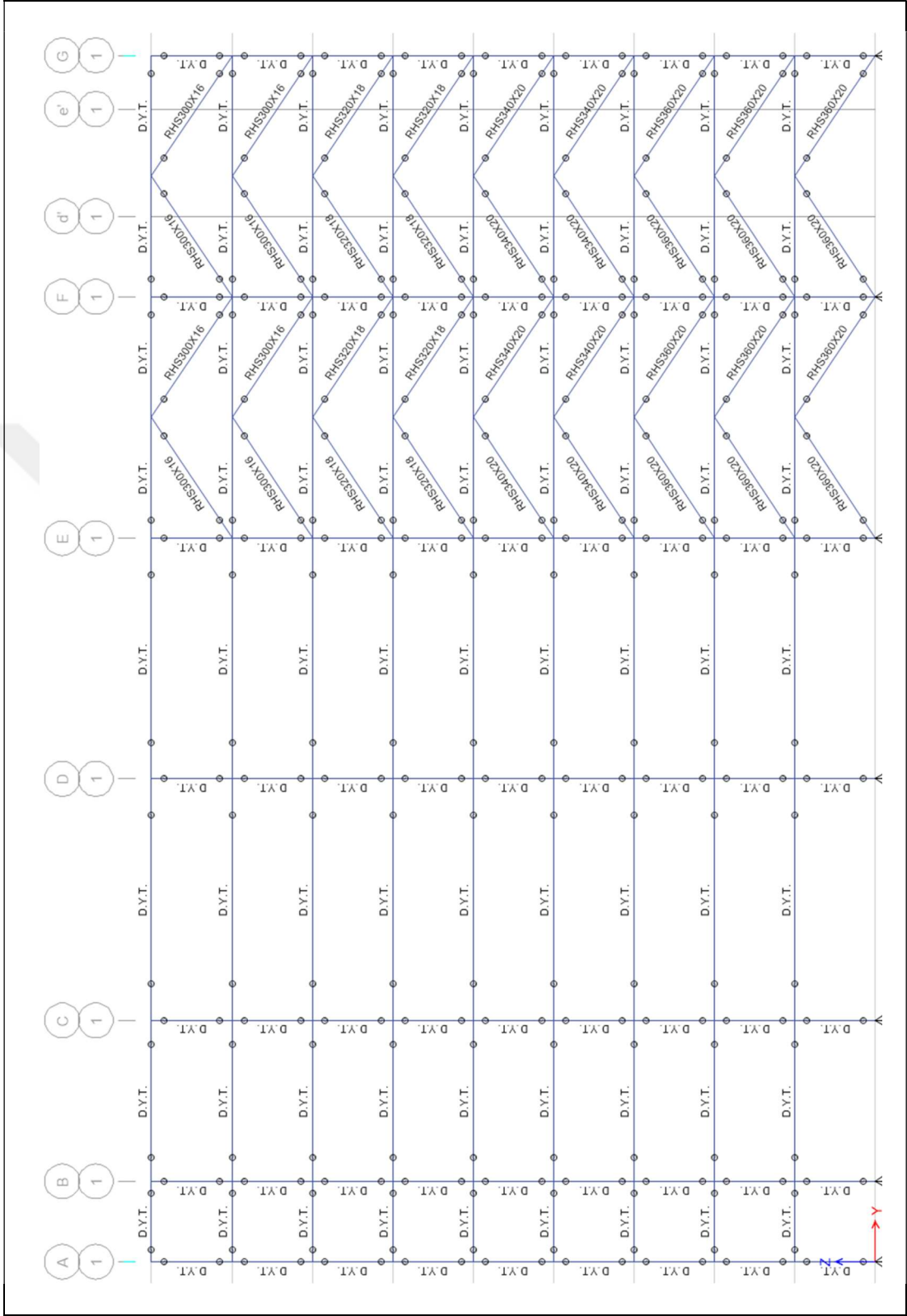


Şekil 6.8: F – F Aksı.

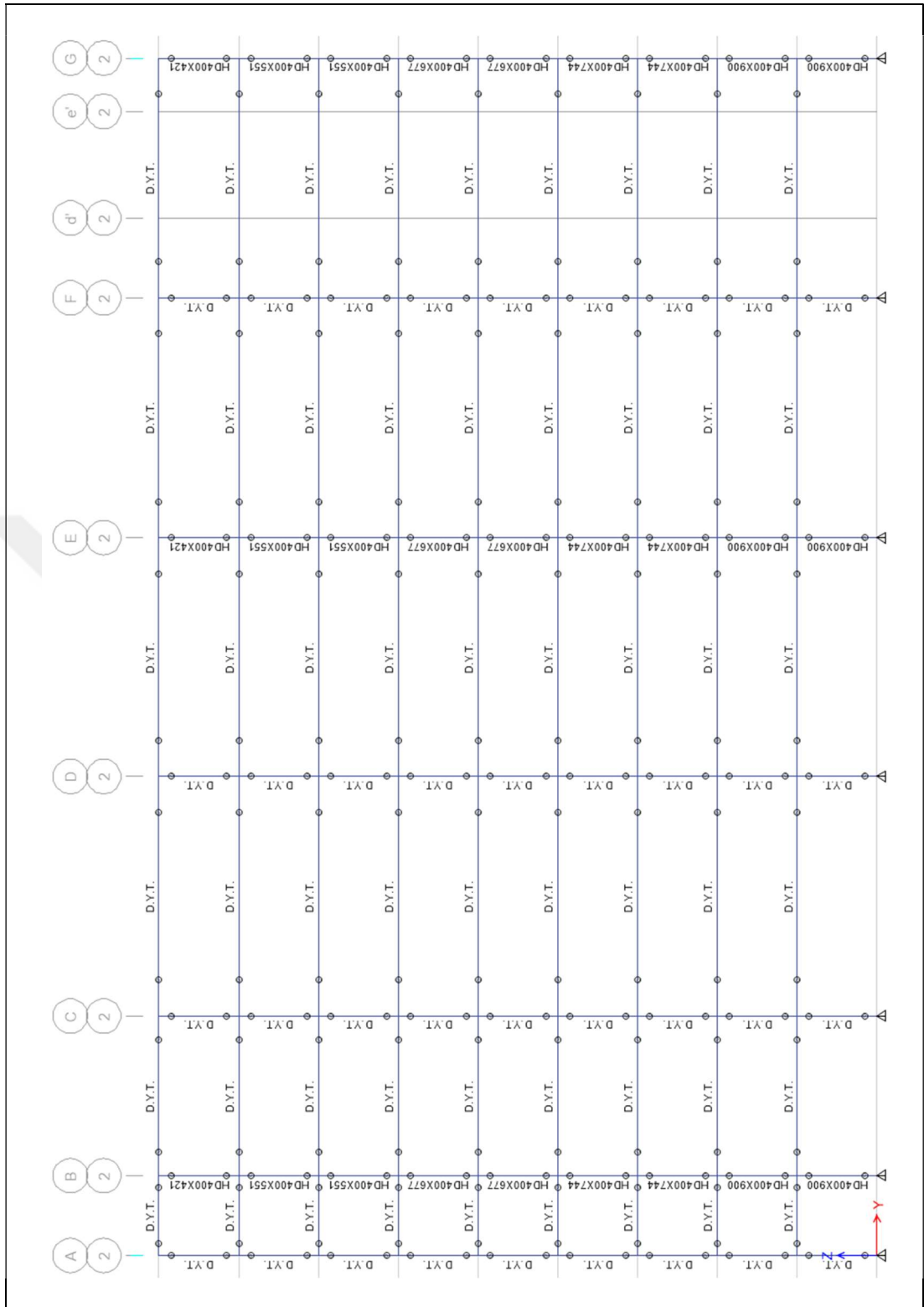


Şekil 6.9: G – G Aksı.

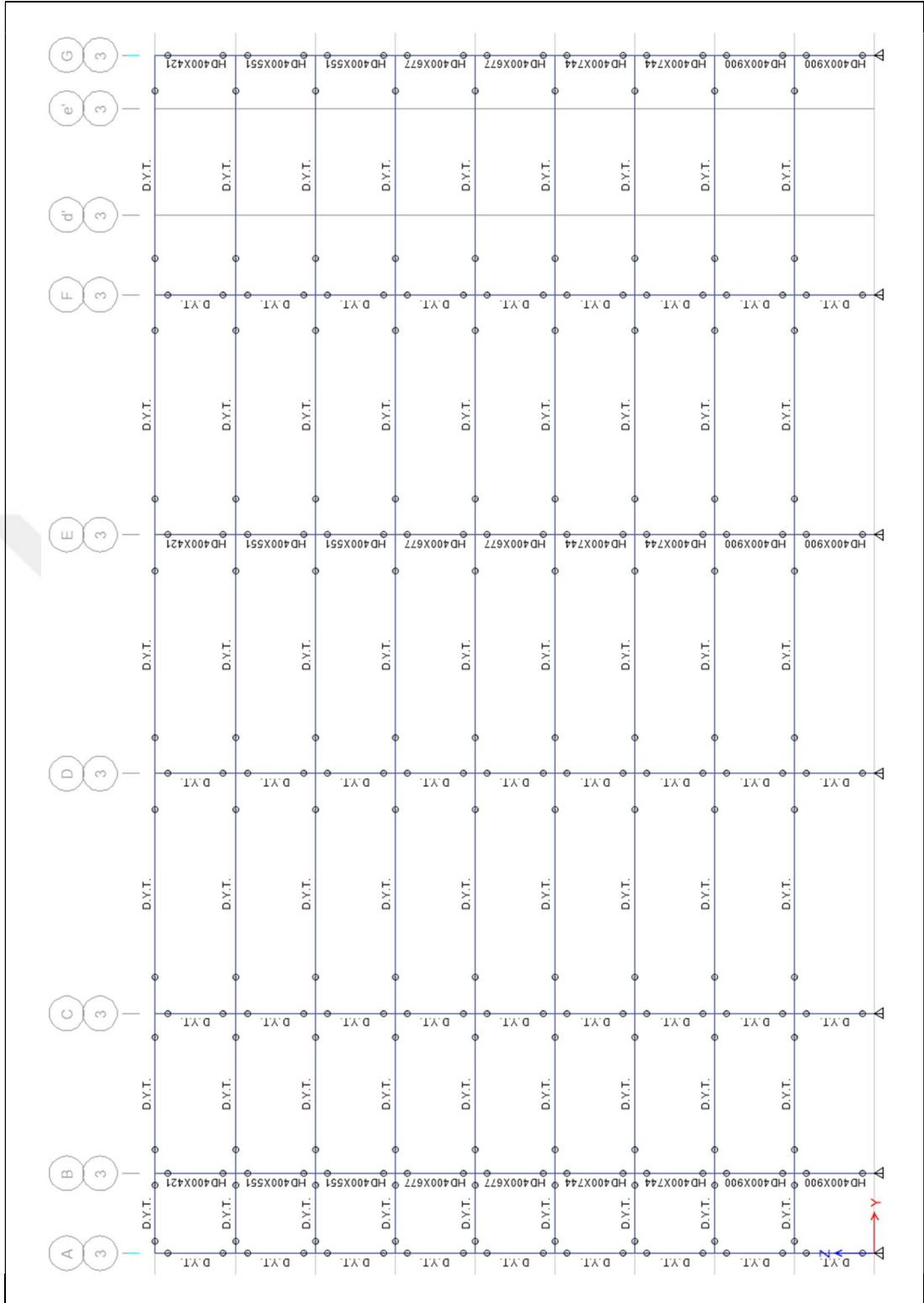
6.3. YZ Düzlemi Taşıyıcı Sistem Kesitleri



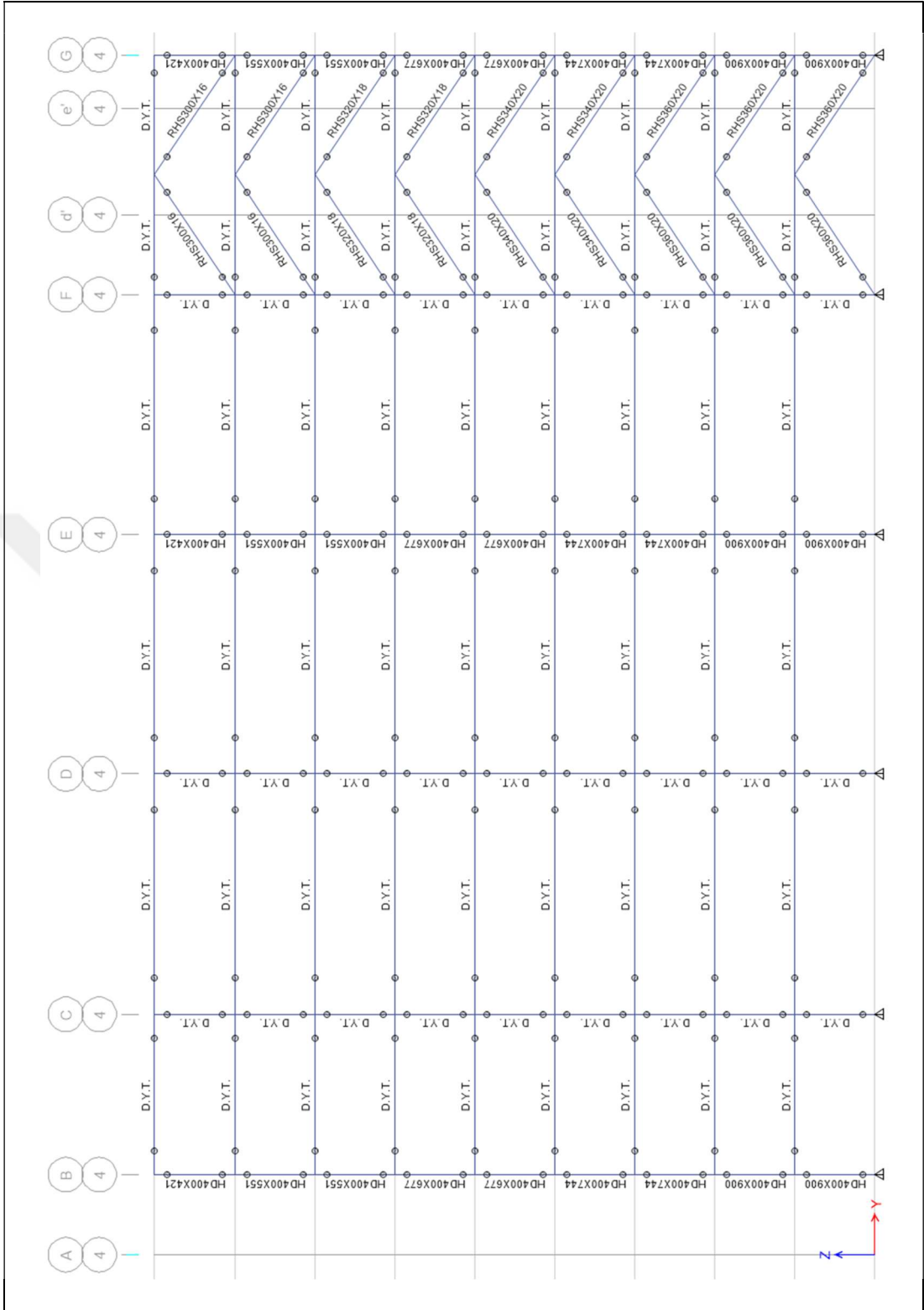
Şekil 6.10: 1 – 1 Aksı.



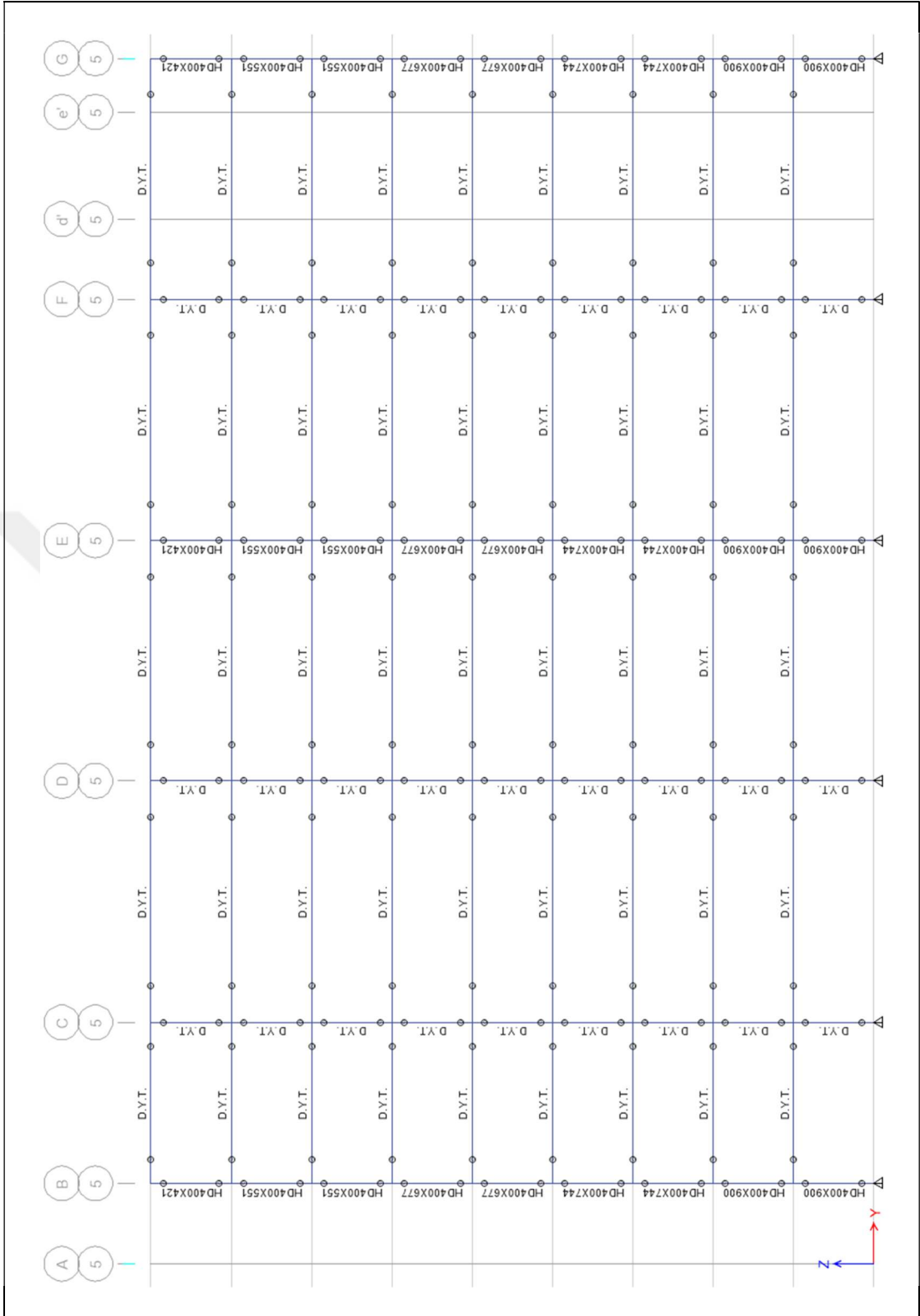
Şekil 6.11: 2 – 2 Aksı.



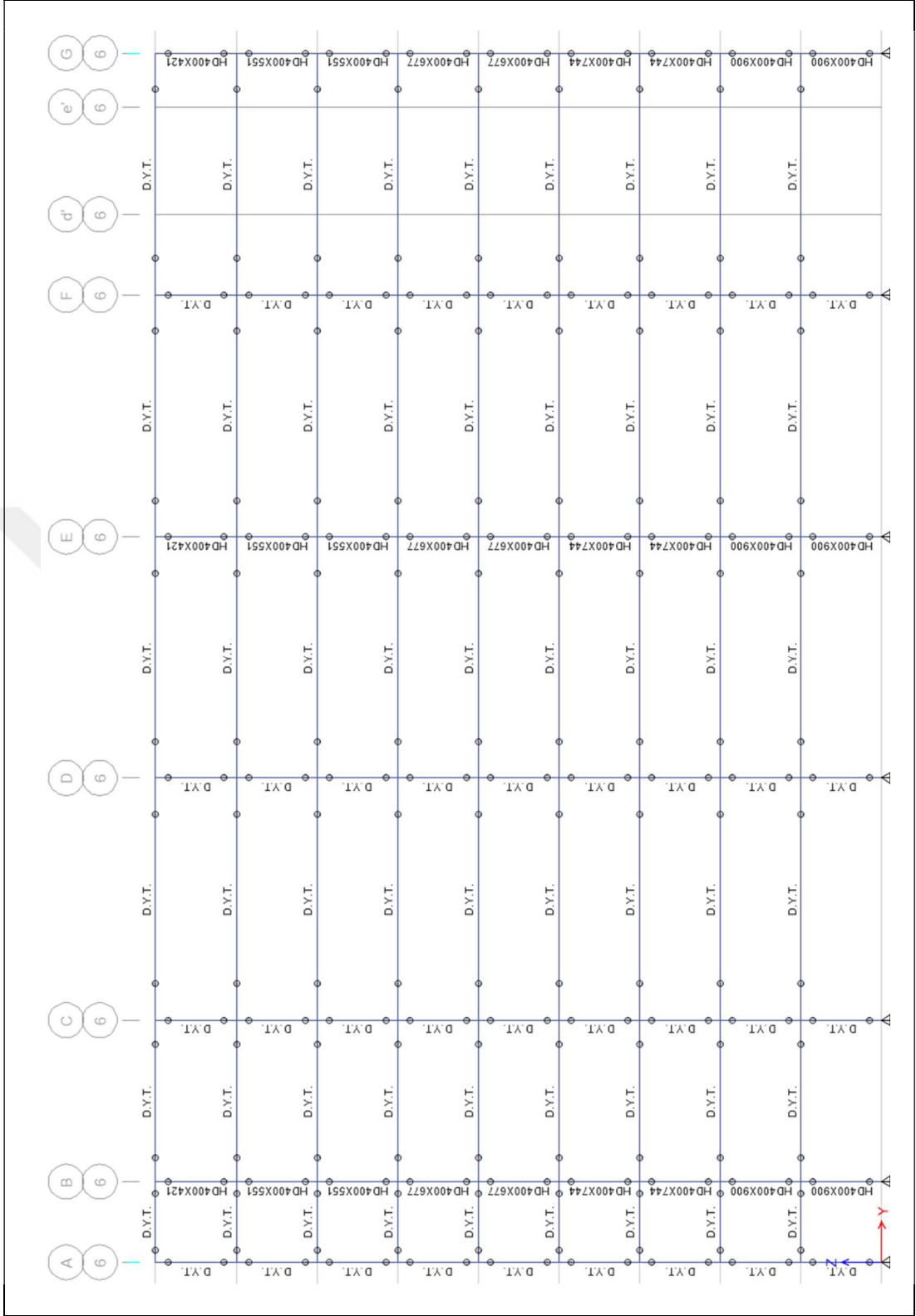
Şekil 6.12: 3 – 3 Aksı.



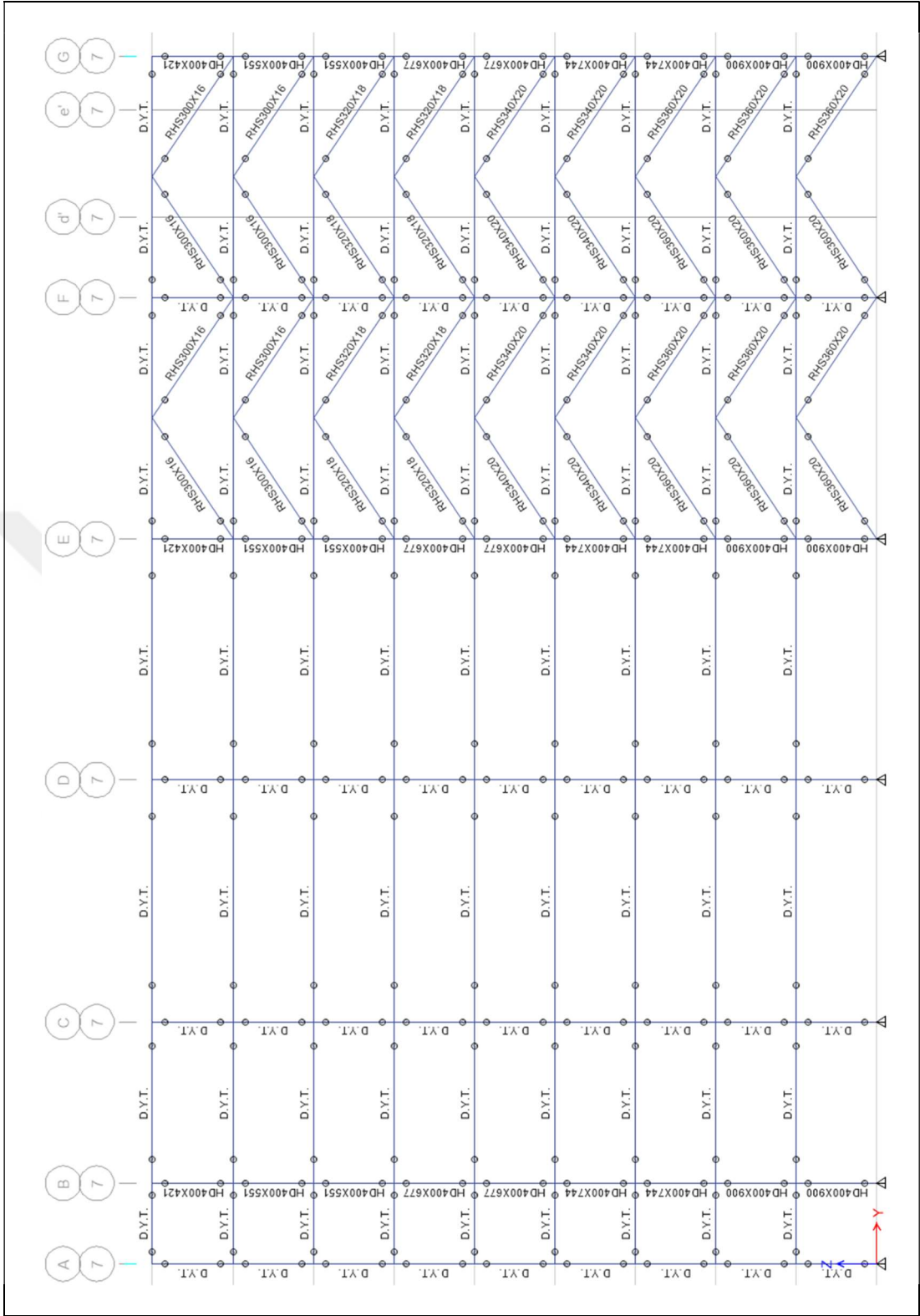
Şekil 6.13: 4 – 4 Aksı.



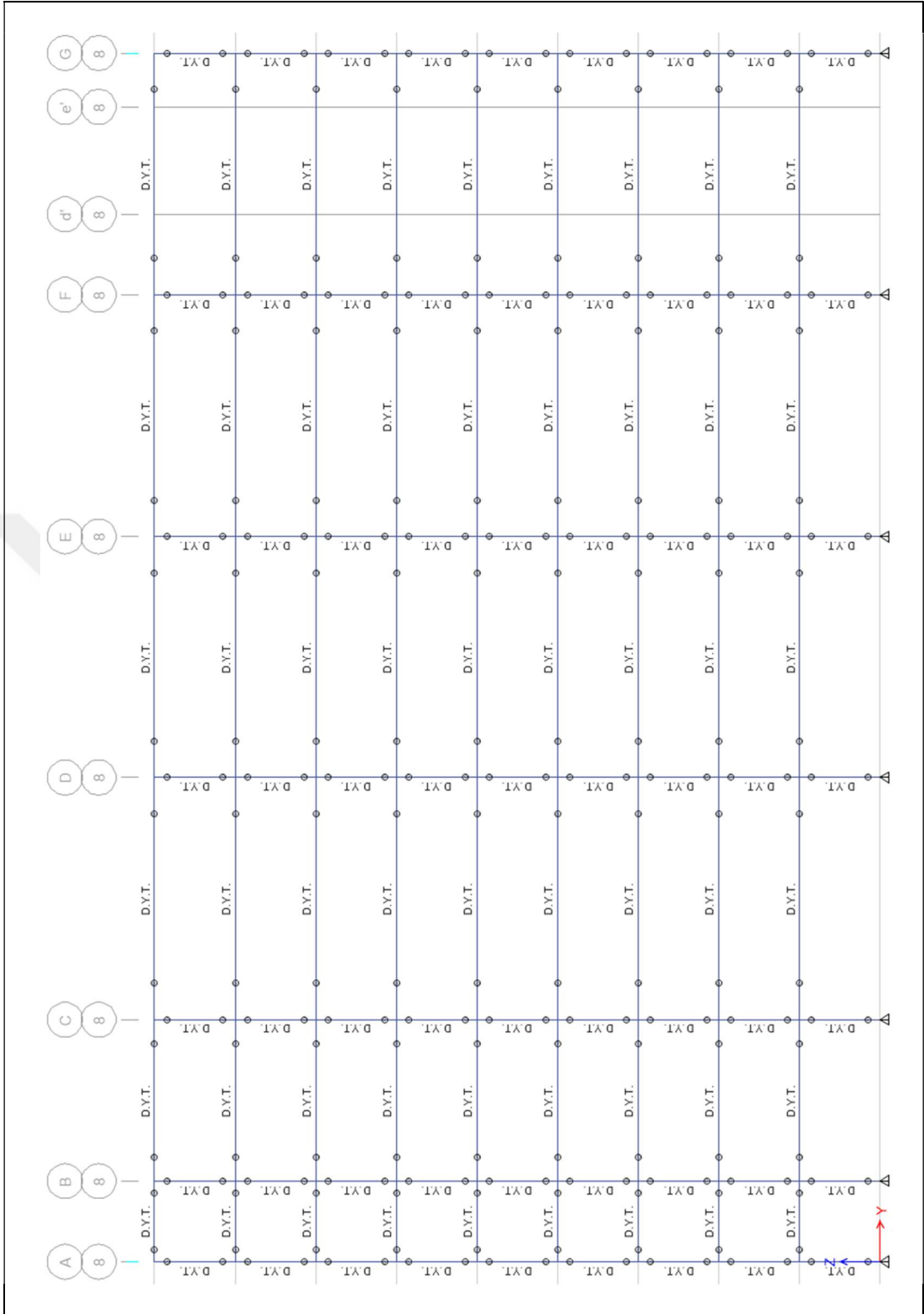
Şekil 6.14: 5 – 5 Aksı.



Şekil 6.15: 6 – 6 Aksı.



Şekil 6.16: 7 – 7 Aksı.



Şekil 6.17: 8 – 8 Aksı.

6.4. YKTS Elemanları Sismik Tasarım Kuvvetleri (F_x)'in Belirlenmesi

Yapı sismik tasarım kuvvetlerinin belirlenmesinde deprem yönetmeliği hükümlerine uyulmuştur. [TBDY, 2018]

6.4.1. Yapı Sismik Kütlesi ve Diyafram Tasarım Kütlesi

Sismik ağırlık W_x ve W_y belirlenirken hareketli yüklerin ve kar yükünün %30'u dikkate alınmıştır.

Diyafram sismik ağırlığı W_{px} ve W_{py} belirlenirken analizi yapılan doğrultuda yatay yüklere dirençli sistem elemanlarının ağırlığı kat ağırlığından çıkarılmıştır.

Tablo 6.1: YKTS elemanlarının bir kattaki yaklaşık ağırlığı.

Moment Aktaran Çerçeve (X Doğrultusu)	849.09
Merkezi Çapraz (Y Doğrultusu)	142.75

Tablo 6.2: Yapı yükleri – sismik ağırlık – sismik diyafram ağırlığı.

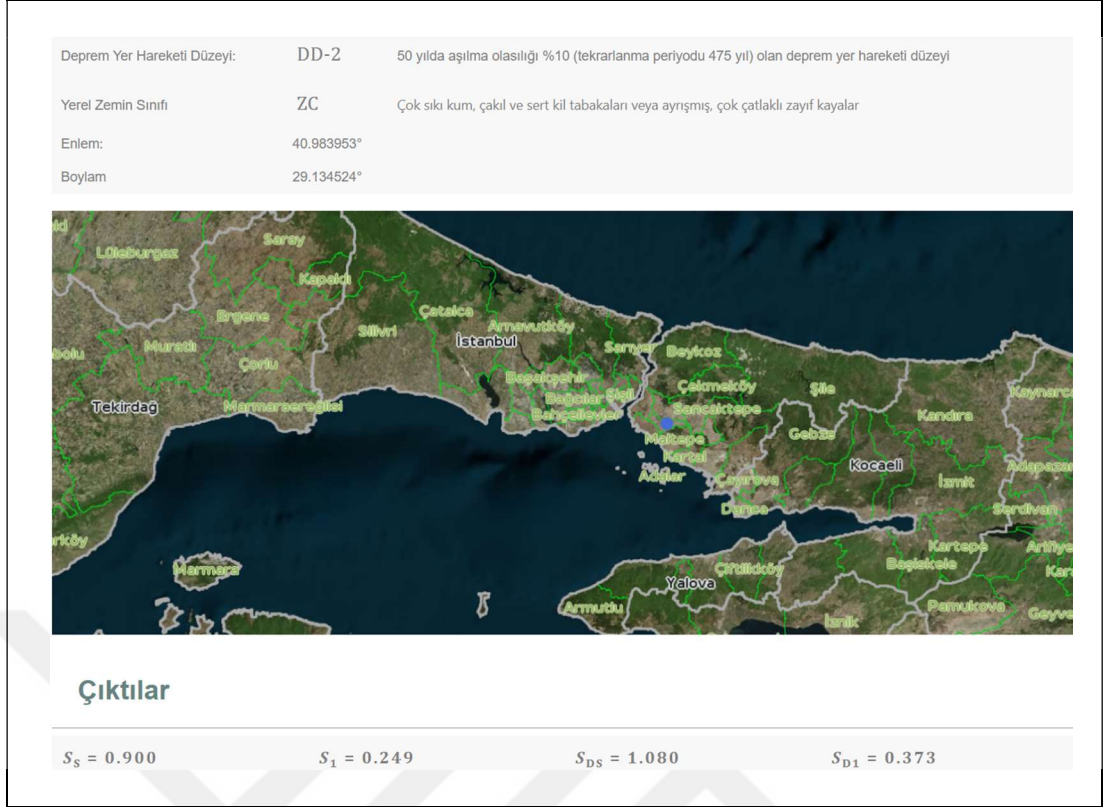
Yükler	W (kN/m ²)	Diyafram Alanı (m)	W_x (kN) = W_y (kN)	W_{px} (kN)	W_{py} (kN)
Çatı					
Ölü Yük (G)	Yalıtımlı Çelik Tabliye	0.20	2097	3407.625	2558.535
	Konstrüksiyon	0.60			
Kar (S)	Asma Tavan Tabliye	0.60	2097	12582	11732.91
	TS498 (Tablo 4)	0.75			
Normal Kat					
Ölü Yük (G)	Beton (12 cm)	3.00	2097	12582	11732.91
	Çelik Tabliye	0.10			
	Sıva + Ahşap Parke	1.55			
Hareketli Yük (L)	Konstrüksiyon	0.60	2097	12582	11732.91
	TS498 (Tablo 14)	2.50			

Toplam Sismik kütle:

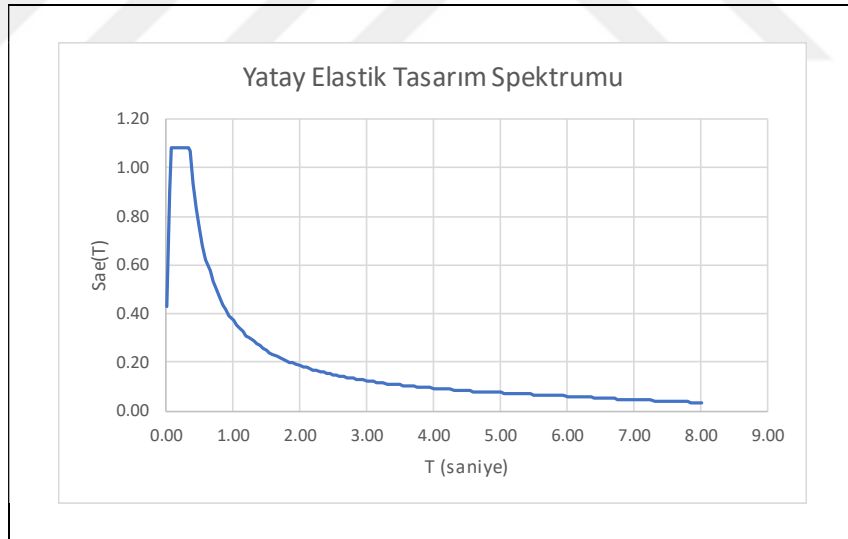
$$W_x = W_y = 104063,625 \text{ kN} \quad (6.1)$$

6.4.2. Deprem Yer Hareketi Spektrumu

Deprem yer hareketi AFAD Türkiye Deprem Tehlike Haritası Web Uygulamasından İstanbul / Ataşehir / Atatürk Mahallesi / Gülay Sokakta bulunan bir koordinattan DD-2 deprem yer hareketi düzeyi için alınmıştır [Web 2, 2018].



Şekil 6.18: Deprem yer hareketi verileri.



Şekil 6.19: Elastik tasarım spektrumu.

$$T_A = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0,2 \frac{0,373}{1,080} = 0,069 \text{ sn.} \quad (6.2)$$

$$T_B = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,373}{1,080} = 0,345 \text{ sn.} \quad (6.3)$$

6.4.3. Yapının Doğal Titreşim Periyodu

Yapının doğal titreşim periyodu tez kapsamında ayrılmamak ve periyodu belirlemede kolaylık sağladığı için bir sonlu elemanlar yazılımı olan ETABS [CSI, 2016]'de modellenerek bulunmuştur.

Tablo 6.3: İlk 2 modun doğal titreşim periyotları ve kütle katılımları.

Mod	T (saniye)	Ux	Uy
1. Mod	1.228	0.878	
2. Mod	0.779		0.693

$$T_{PA} = C_t \cdot H_N^{3/4} = 0,08 \cdot 27^{3/4} = 0,9476 \text{ sn.} \quad (6.4)$$

$$\text{Max } T = 1,4 \cdot T_{PA} = 1,4 \cdot 0,9476 = 1,327 \text{ sn.} \quad (6.5)$$

C_t çelik çerçeveli yapılar için 0,8 olarak alınmıştır.

TBDY 2018 Madde 4.7.3.3. tasarıma esas periyodun yaklaşık periyot T_{PA} 'nın 1,4 katını geçmemesi gerektiğini belirtmektedir. Her iki mod şeklide periyot sınırlarının içinde kaldığından hesaplanmış periyot vasıtasıyla elastik tasarım ivmesi değeri hesaplanacaktır.

6.4.4. Yapı Taban Kesme Kuvveti ve Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yükünün Belirlenmesi

Yapı bir yönde moment aktaran çerçevelerden diğer yönde ise merkezi çaprazlı ters V çerçevelerden oluşmaktadır. Bu nedenle moment aktaran çerçevelerden oluşan X doğrultusunda taşıyıcı sistem davranış katsayısı $R = 8$ olarak; merkezi çaprazlı çerçevelerden oluşan Y doğrultusunda taşıyıcı sistem davranış katsayısı $R = 5$ olarak göz önüne alınmıştır.

ETABS [CSI, 2018]'de karelerinin toplamının kare kökü metoduyla yapının titreşim modları her iki yönde de %99 seviyesinin üstünde birleştirilerek, $V_x = 3686,92 \text{ kN}$, $V_y = 8284,25 \text{ kN}$ taban kesme kuvvetleri elde edilmiştir. Mod birleştirme yönteminden elde edilen bu değerleri kullanabilmemize rağmen elle hesaplama prosedüründen ayrılmamak namına düzgün bir yapının ilk mod şeklini esas alan EDYY kullanılarak belirlenecek olan taban kesme kuvvetleri bundan sonraki aşamalarda kullanılacaktır.

- X Doğrultusu

İlk adım olarak X doğrultusunu tetikleyen 1. Mod şekli için elastik tasarım ivmesi değeri belirlenmiştir.

$$T_1 = 1,228 \text{ sn} > T_B = 0,345 \text{ sn} \Rightarrow S_{ae}(T) = \frac{S_{D1}}{T_1} = \frac{0,373}{1,228} = 0,3037g \quad (6.6)$$

$$S_{aR}(T) = \frac{0,3037g}{8} = 0,03797g \quad (6.7)$$

İkinci adımda bu mod şekli için taban kesme kuvveti bulunmuştur.

$$V_{tE}^{(x)} = m_t \cdot S_{aR}(T) \geq 0,04 \cdot m_t \cdot I \cdot S_{DS} \cdot g \quad (6.8)$$

$$\begin{aligned} V_{tE}^{(x)} &= 104063,625 \cdot 0,03797 = 3951,296 \text{ kN} \\ &\geq 0,04 \cdot 104063,625 \cdot 1,00 \cdot 1,080 = 4495,55 \text{ kN} \end{aligned} \quad (6.9)$$

$$V_{tE}^{(x)} = 4495,55 \text{ kN} \quad (6.10)$$

Üçüncü adımda bulunan taban kesme kuvveti düşey doğrultuda katlara dağıtılmıştır.

$$\Delta F_{NE}^{(x)} = 0,0075 \cdot N \cdot V_{tE}^{(x)} = 0,0075 \cdot 9 \cdot 4495,55 = 303,45 \text{ kN} \quad (6.11)$$

$$\sum_{i=1}^N F_{iE}^{(x)} = V_{tE}^{(x)} - \Delta F_{NE}^{(x)} = 4495,55 - 303,45 = 4192,1 \text{ kN} \quad (6.12)$$

$$F_{iE}^{(x)} = \left(V_{tE}^{(x)} - \Delta F_{NE}^{(x)} \right) \frac{m_i \cdot H_i}{\sum_{j=1}^N m_j \cdot H_j} \quad (6.13)$$

1.Kat için örnek kata etkiyen deprem yükü hesaplanmış diğer tüm katlar için kata etkiyen eşdeğer deprem yükü Tablo 6.4'de verilmiştir.

$$F_{1E}^{(x)} = 4192,1 \frac{12582 \cdot 3}{1450861,88} = 109,06 \text{ kN} \quad (6.14)$$

Tablo 6.4: X doğrultusu yapı taban kesme kuvvetleri ve katlara etkiyen yatay yükler.

Kat	W_i (kN)	H_i (m)	$W_i \cdot H_i$	F_{iE} (kN)	F_x (kN)	F_{tot} (kN)
Çatı	3407.63	27.00	92005.88	265.84	569.29	569.29
8	12582.00	24.00	301968.00	872.50	872.50	1441.79
7	12582.00	21.00	264222.00	763.44	763.44	2205.23
6	12582.00	18.00	226476.00	654.38	654.38	2859.61
5	12582.00	15.00	188730.00	545.31	545.31	3404.92
4	12582.00	12.00	150984.00	436.25	436.25	3841.17
3	12582.00	9.00	113238.00	327.19	327.19	4168.36
2	12582.00	6.00	75492.00	218.13	218.13	4386.49
1	12582.00	3.00	37746.00	109.06	109.06	4495.55
Σ	104063.63		1450861.88	4192.10	4495.55	

- Y Doğrultusu

Bu doğrultudaki EDYY hesaplarında Y doğrultusunu tetikleyen 2. Mod şeklinin periyodu kullanılmıştır.

$$T_2 = 0,779 \text{ sn} > T_B = 0,345 \text{ sn} \Rightarrow S_{ae}(T) = \frac{0,373}{0,779} = 0,4788g \quad (6.15)$$

$$S_{aR}(T) = \frac{0,4788g}{5} = 0,09576g \quad (6.16)$$

$$V_{tE}^{(y)} = 104063,625 \cdot 0,09576 = 9965,13 \text{ kN} \quad (6.17)$$

$$\geq 0,04 \cdot 104063,625 \cdot 1,00 \cdot 1,080 = 4495,55 \text{ kN}$$

$$V_{tE}^{(y)} = 9965,13 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$\Delta F_{NE}^{(x)} = 0,0075 \cdot 9 \cdot 9965,13 = 672,65 \text{ kN} \quad (6.19)$$

$$\sum_{i=1}^N F_{iE}^{(x)} = 9965,13 - 672,65 = 9292,48 \text{ kN} \quad (6.20)$$

Tüm katlar için kata etkiyen eşdeğer deprem yükü Tablo 6.5’de verilmiştir.

Tablo 6.5: Y doğrultusu yapı taban kesme kuvvetleri ve katlara etkiyen yatay yükler.

Kat	W_i (kN)	H_i (m)	$W_i \cdot H_i$	F_{iE} (kN)	F_y (kN)	F_{tot} (kN)
Çatı	3407.63	27.00	92005.88	589.28	1261.93	1261.93
8	12582.00	24.00	301968.00	1934.04	1934.04	3195.97
7	12582.00	21.00	264222.00	1692.29	1692.29	4888.26
6	12582.00	18.00	226476.00	1450.53	1450.53	6338.80
5	12582.00	15.00	188730.00	1208.78	1208.78	7547.57
4	12582.00	12.00	150984.00	967.02	967.02	8514.60
3	12582.00	9.00	113238.00	725.27	725.27	9239.86
2	12582.00	6.00	75492.00	483.51	483.51	9723.37
1	12582.00	3.00	37746.00	241.76	241.76	9965.13
Σ	104063.63		1450861.88	9292.48	9965.13	

6.5. Diyafram Tasarım Kuvveti (F_p)'nin Belirlenmesi

Diyafram tasarım kuvvetleri Bölüm 4.1'de verilmiş olan diyaframı elastik kalacak şekilde tasarlanmasını öngören geleneksel tasarım yaklaşımına göre belirlenecektir. Bu amaçla Denklem 4.2 ve 4.3 kullanılacaktır.

Diyafram tasarım kuvveti Denklem 4.2'de verilmiş diyafram tasarım kuvvetleri ve Denklem 4.3'de verilmiş minimum ve maksimum değerler içinde olmalıdır. Ayrıca diyafram tasarım kuvveti F_{px} kata etkiyen eşdeğer deprem yükü F_x 'den küçük olamaz; bu nedenle bu iki değeri birbiriyle % cinsinden mukayese edilecek ve daha sonradan F_x değerleriyle yapılan hesapları büyütülmesi veya sabit tutulması için bir γ sayısı belirlenecektir.

Diyafram tasarım kuvvetlerinin hesaplanmasının daha iyi anlaşılabilmesi amacıyla X doğrultusunda 2. Kat için diyafram tasarım kuvveti belirlenmiştir. Diyafram tasarım kuvveti diğer katlarda X doğrultusunda Tablo 6.6'da Y doğrultusunda Tablo 6.7'de verilmiştir.

$$F_{px} = \frac{4495,55 - 109,06}{104063,63 - 12582,00} \cdot 11732,91 = 562,59 \text{ kN} \quad (6.21)$$

$$F_{px,min} = 0,2 \cdot 1,08 \cdot 1,00 \cdot 11732,91 = 2534,31 \text{ kN} \quad (6.22)$$

$$F_{px,max} = 0,4 \cdot 1,08 \cdot 1,00 \cdot 11732,91 = 5068,62 \text{ kN} \quad (6.23)$$

$$F_{px} = 2534,31 \text{ kN} \quad (6.24)$$

$$\gamma = \frac{2534,31}{218,13} = 11,62 \quad (6.25)$$

Tablo 6.6: X doğrultusu diyafram tasarım kuvvetleri.

Kat	W_{px} (kN)	ΣW_i (kN)	F_x (kN)	ΣF_x (kN)	F_{px} (kN)	$F_{px,min}$ (kN)	$F_{px,max}$ (kN)	F_{px} (kN)	γ
Çatı	2558.54	3407.63	569.29	569.29	427.44	552.64	1105.29	552.64	0.97
8	11732.91	15989.625	872.50	1441.79	1057.96	2534.31	5068.62	2534.31	2.90
7	11732.91	28571.625	763.44	2205.23	905.58	2534.31	5068.62	2534.31	3.32
6	11732.91	41153.625	654.38	2859.61	815.28	2534.31	5068.62	2534.31	3.87
5	11732.91	53735.625	545.31	3404.92	743.45	2534.31	5068.62	2534.31	4.65
4	11732.91	66317.625	436.25	3841.17	679.58	2534.31	5068.62	2534.31	5.81
3	11732.91	78899.625	327.19	4168.36	619.86	2534.31	5068.62	2534.31	7.75
2	11732.91	91481.625	218.13	4386.49	562.59	2534.31	5068.62	2534.31	11.62
1	11732.91	104063.625	109.06	4495.55	506.86	2534.31	5068.62	2534.31	23.24

Tablo 6.7: Y doğrultusu diyafram tasarım kuvvetleri.

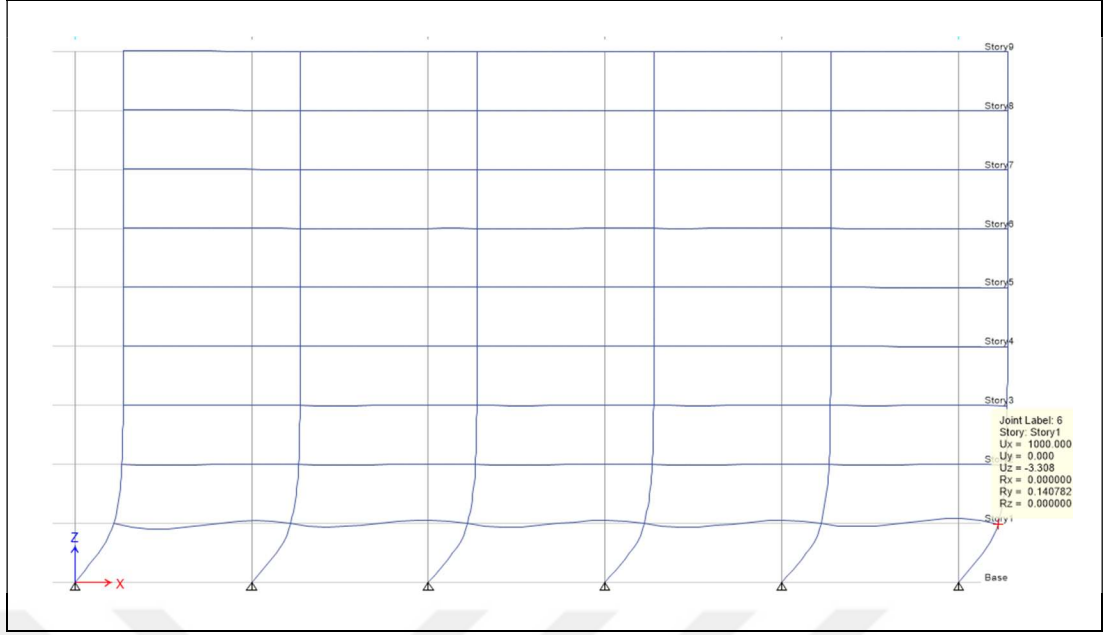
Kat	W_{py} (kN)	ΣW_i (kN)	F_y (kN)	ΣF_y (kN)	F_{py} (kN)	$F_{py,min}$ (kN)	$F_{py,max}$ (kN)	F_{py} (kN)	γ
Çatı	3264.88	3407.63	1261.93	1261.93	1209.07	705.21	1410.43	1209.07	0.96
8	12439.25	15989.625	1934.04	3195.97	2486.33	2686.88	5373.76	2686.88	1.39
7	12439.25	28571.625	1692.29	4888.26	2128.21	2686.88	5373.76	2686.88	1.59
6	12439.25	41153.625	1450.53	6338.80	1915.99	2686.88	5373.76	2686.88	1.85
5	12439.25	53735.625	1208.78	7547.57	1747.19	2686.88	5373.76	2686.88	2.22
4	12439.25	66317.625	967.02	8514.60	1597.09	2686.88	5373.76	2686.88	2.78
3	12439.25	78899.625	725.27	9239.86	1456.75	2686.88	5373.76	2686.88	3.70
2	12439.25	91481.625	483.51	9723.37	1322.14	2686.88	5373.76	2686.88	5.56
1	12439.25	104063.625	241.76	9965.13	1191.18	2686.88	5373.76	2686.88	11.11

6.6. YKTS'in Rijitliği

YKTS bir yönde moment aktaran çerçevelerden diğer yönde ise merkezi çaprazlı çerçevelerden oluşmaktadır.

6.6.1. Moment Aktaran Çerçevenin Rijitliği

Moment aktaran çerçevelerin yatay rijitlikleri hesaplanırken kirişleri tam rijit olarak kabul etmek oldukça kaba bir yaklaşım olmaktadır. Kirişi elastik kabul edip rijitliğini belirlemek gibi uzun bir hesap ise tezin bir amacı olmadığından. ETABS [CSI, 2018] programında Şekil 6.20'de gösterildiği gibi her kat için kolon ve kirişler modellenip itilerek rijitlikleri bulunmuştur.



Şekil 6.20: 1. Katı 1000 mm itilmiş çerçevenin ETABS modeli.

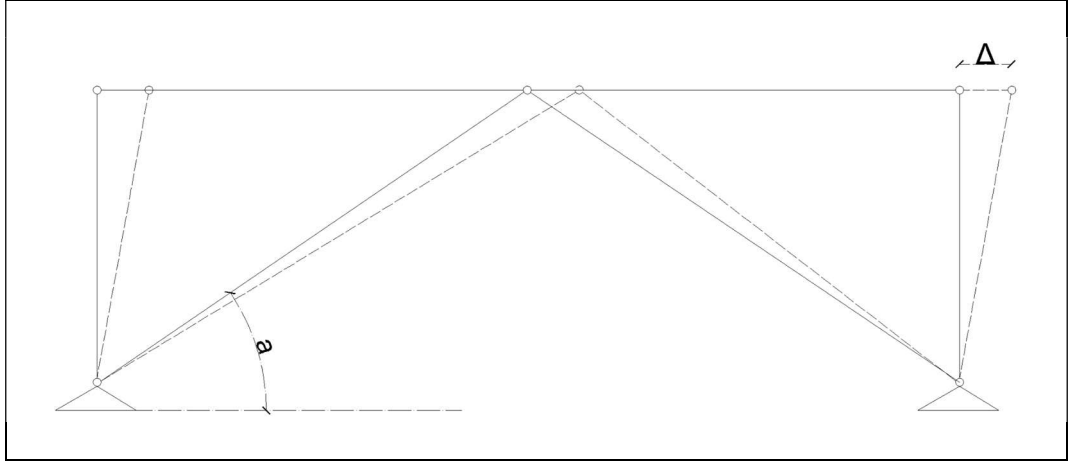
Tablo 6.8: Moment aktaran çerçeve elemanları ve rijitlikleri.

Kat	Kolon	Kiriş	Rijitlik (kN/m)
Çatı	HD 400X421	HE 450B	200796.18
8	HD 400X551	HE 600M	350795.68
7	HD 400X551	HE 650X343	430992.05
6	HD 400X677	HE 800X373	530606.02
5	HD 400X677	HE 800X373	542814.46
4	HD 400X744	HE 800X373	616102.58
3	HD 400X744	HE 900X391	629325.85
2	HD 400X900	HE 900X391	612711.87
1	HD 400X900	HE 900X391	371217.75

Tablo 6.8’de verilmiş olan rijitlikler Şekil 6.20’de gösterildiği gibi 5 açıklıktan oluşan sürekli çerçevenin rijitliğidir. Her katta aynı kesitlere sahip 5 açıklıktan oluşan 3 adet sürekli çerçeve bulunduğundan toplam kat rijitliği tabloda verilen rijitliklerin 3 katıdır.

6.6.2. Merkezi Çaprazlı Çerçevenin Rijitliği

Bu yapıda kullanılan merkezi çaprazlı çerçevelerin tüm bağlantıları moment aktarmayacak şekilde tasarlandığından, çapraz elemanın çerçevenin yatay rijitliğine olan katkısı kolonların aksel rijitlikleri göz ardı edilerek kolaylıkla el hesaplarıyla yapılabilmektedir. Aşağıda verilen adımlar uygulanarak çerçevenin yatay rijitliği belirlenmiştir.



Şekil 6.21: Merkezi çaprazlı çerçeve ötelenme davranışı.

- E = Çapraz malzemesinin elastisite modülü (N/mm^2)
- A_{ζ} = Çapraz elemanın kesit alanı (mm^2)
- L_{ζ} = Çapraz eleman uzunluğu (mm)

i) Bir çapraz elemanın aksenal rijitliği tespit edilecektir.

$$k_{\zeta,eksel} = \frac{E \cdot A_{\zeta}}{L_{\zeta}} \quad (6.26)$$

ii) Çerçevenin yatay ötelenmesi nedeniyle oluşan çapraz elemandaki uzama bulunmak istenmektedir. Bu nedenle bir metre öteleme için gereken kuvvet elde edilmek istendiğinden bu denklemde $\Delta = 1000 \text{ mm}$ olarak göz önüne alınmış ve çerçevenin 1000 mm yer değiştirmesi nedeniyle çapraz elemanın elastik aksenal uzaması e belirlenmiştir.

$$e = \Delta \cdot \cos a \quad (6.27)$$

iii) Çapraz elemanda hesaplanmış olan elastik aksenal uzamaya karşılık gelen kuvvet belirlenmiştir.

$$F_{\zeta,eksel} = e \cdot k_{\zeta,eksel} \quad (6.28)$$

iv) Çapraz elemandaki eksenel kuvvetin yatay bileşeni hesaplanmıştır.

$$F_x = F_{ç,eksenel} \cos a \quad (6.29)$$

v) Çapraz elemanındaki kuvvetin yatay bileşeni olan F_x kuvveti çerçevenin 1000 mm ötelenildiği anda oluştuğu için aynı zamanda çerçevenin yatay rijitliğidir.

$$k_x = F_x \quad (6.30)$$

Tüm katlar için tek bir çapraz elemanın çerçevenin yatay rijitliğine olan katkısı Tablo 6.9’da verilmiştir. Her çerçevede 2 çapraz eleman bulunduğu ve her katta toplam 5 çaprazlı çerçeve bulunduğu için her katın ötelenme rijitliği tabloda verilen rijitliğin 10 katıdır.

Tablo 6.9: Tek Bir Çapraz Elemanın Çerçeve Rijitliğine Olan Katkısı.

Kat	Çapraz Eleman	A (mm ²)	L _ç (mm)	k _{ç,eksenel} (kN/m)	cosa	e (mm)	F _{ç,eksenel} (kN)	k _{çapraz} (kN/m)
Çatı	RHS 360X16	14280	5408.33	554478.32	0.83205	832.05	461353.85	383869.60
8	RHS 360X16	14280	5408.33	554478.32	0.83205	832.05	461353.85	383869.60
7	RHS 320X18	17080	5408.33	663199.55	0.83205	832.05	551815.38	459138.15
6	RHS 320X18	17080	5408.33	663199.55	0.83205	832.05	551815.38	459138.15
5	RHS 340X20	20110	5408.33	780851.47	0.83205	832.05	649707.69	540589.48
4	RHS 340X20	20110	5408.33	780851.47	0.83205	832.05	649707.69	540589.48
3	RHS 360X20	21360	5408.33	829387.73	0.83205	832.05	690092.31	574191.51
2	RHS 360X20	21360	5408.33	829387.73	0.83205	832.05	690092.31	574191.51
1	RHS 360X20	21360	5408.33	829387.73	0.83205	832.05	690092.31	574191.51

6.7. Yapının Kütle ve Rijitlik Merkezlerinin Belirlenmesi

- Kütle Merkezinin Belirlenmesi

Sistemin kütle merkezi belirlenirken diyafram önce yırtıksız olarak göz önüne alınmış ardından yırtıklar hesaba dahil edilmiştir. Sistem genel anlamda düzgün bir düşey eleman dağılımına sahip olduğundan ve YKTS’in düşey elemanlarının konumu kütle merkezinde önemli değişiklikler oluşturmayacağından ihmal edilmiştir.

Ağırlık merkezi bulunurken koordinat düzleminin orijini olarak A – A aksı ile 1 – 1 aksının kesişimi olan nokta kabul edilmiştir.

$$C_{Mx} = \frac{51 \times 45 \times 25,5 - 9 \times 9 \times 16,5 - 9 \times 4 \times 43,5 - 27 \times 3 \times 25,5}{51 \times 45 - 9 \times 9 - 9 \times 4 - 27 \times 3} = 25,54 \text{ m} \quad (6.31)$$

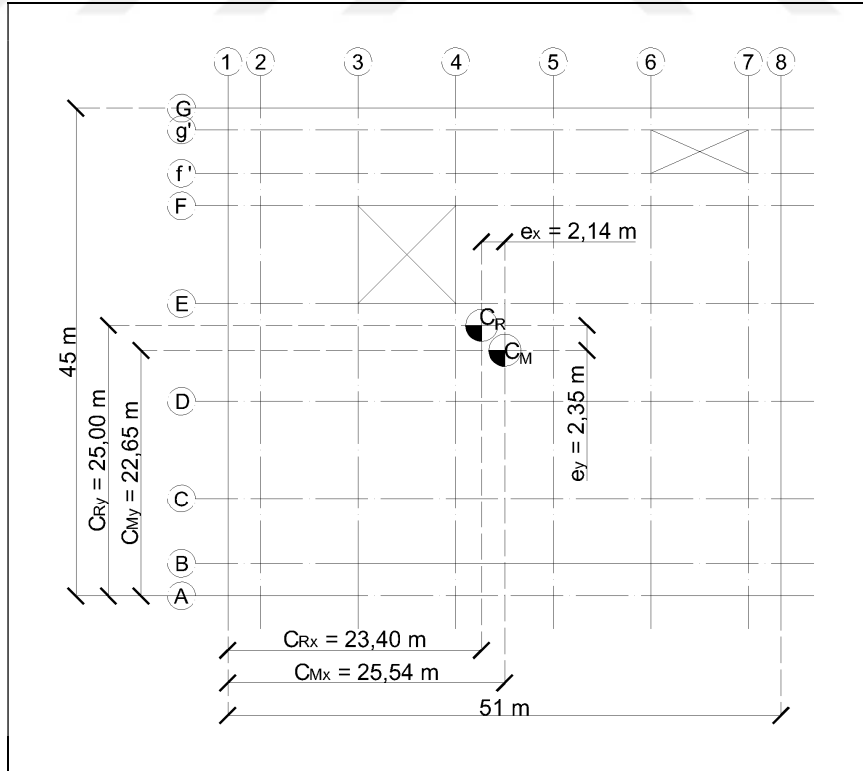
$$C_{My} = \frac{51 \times 45 \times 22,5 - 9 \times 9 \times 31,5 - 9 \times 4 \times 41 - 27 \times 3 \times 1,5}{51 \times 45 - 9 \times 9 - 9 \times 4 - 27 \times 3} = 22,65 \text{ m} \quad (6.32)$$

- Rijitlik Merkezinin Belirlenmesi

Rijitlik merkezi kütle merkezine benzer bir şekilde orjin olarak A – A aksı ile 1 – 1 aksının kesişimi kabul edilerek hesap edilmiştir. Her iki doğrultudaki YKTS elemanları kendi içlerinde eş rijitliğe sahip olduğundan ve bu durum tüm katlar için aynı olduğundan sadece 1. Kat için rijitlik merkezinin hesaplanması yeterli olmaktadır. Tüm katlarda rijitlik merkezi aynı noktadadır.

$$C_{Rx} = \frac{4 \times 574191,5 \times 0 + 2 \times 574191,5 \times 21 + 4 \times 574191,5 \times 48}{10 \times 574191,5} = 23,4 \text{ m} \quad (6.33)$$

$$C_{Ry} = \frac{371217,35 \times 45 + 371217,35 \times 27 + 371217,35 \times 3}{3 \times 371217,35} = 25 \text{ m} \quad (6.34)$$



Şekil 6.22: Kütle merkezi ve rijitlik merkezinin planda gösterimi.

- Ek Dış Merkezlik ve Burulma Etkileri

Modern yönetmelikler kullanım durumunda hareketli yüklerin yapıların kütle merkezini değiştirebileceğini ön görmektedir. Bu nedenle TBDY-2018 Madde 4.5.10.2 (b) yapıda oluşacak burulma etkilerini hesaplarken \mp %5 ek dış merkezliğin göz önüne alınmasını belirtmektedir.

$$\text{Ek dış merkezlik } x = 51 \cdot 0,05 = \mp 2,55m \quad (6.35)$$

$$\text{Ek dış merkezlik } y = 45 \cdot 0,05 = \mp 2,25m \quad (6.36)$$

$$e_{x1} = -2,14 + 2,55 = +0,41 m \quad (6.37)$$

$$e_{x2} = -2,14 - 2,55 = -4,69 m \quad (6.38)$$

$$e_{y1} = +2,35 + 2,25 = +4,60 m \quad (6.39)$$

$$e_{y2} = +2,35 - 2,25 = +0,10 m \quad (6.40)$$

Tablo 6.10: X ve Y doğrultularındaki yükleme nedeniyle her iki dış merkezlik durumu için diyafram burulmaları.

Kat	F_x (kN)	e_{y1} (m)	e_{y2} (m)	T_{x1} (kNm)	T_{x2} (kNm)	F_y (kN)	e_{x1} (m)	e_{x2} (m)	T_{y1} (kNm)	T_{y2} (kNm)
Çatı	569.29	4.60	0.10	2618.74	56.93	1261.93	0.41	-4.69	517.39	-5918.45
8	872.50	4.60	0.10	4013.51	87.25	1934.04	0.41	-4.69	792.96	-9070.67
7	763.44	4.60	0.10	3511.82	76.34	1692.29	0.41	-4.69	693.84	-7936.84
6	654.38	4.60	0.10	3010.13	65.44	1450.53	0.41	-4.69	594.72	-6803.00
5	545.31	4.60	0.10	2508.44	54.53	1208.78	0.41	-4.69	495.60	-5669.17
4	436.25	4.60	0.10	2006.75	43.63	967.02	0.41	-4.69	396.48	-4535.33
3	327.19	4.60	0.10	1505.07	32.72	725.27	0.41	-4.69	297.36	-3401.50
2	218.13	4.60	0.10	1003.38	21.81	483.51	0.41	-4.69	198.24	-2267.67
1	109.06	4.60	0.10	501.69	10.91	241.76	0.41	-4.69	99.12	-1133.83

6.8. YKTS Elemanlarına Kuvvet Dağılımı

YKTS elemanları kesme ve burulma etkilerinden doğan kesme kuvvetlerine maruz kalırlar.

6.8.1. Kat Kesmesinin YKTS Elemanlarına Dağılımı

Kat kesmesi elemanlara Denklem 5.4'de toplama veya çıkarmanın sol tarafındaki kısımda verildiği gibi elemanların rijitliklerine göre dağıtılacaktır.

- X Doğrultusu

X doğrultusunda yapı her katta 3 adet moment aktaran akstan her aksta birbirinin aynısı olan 5 açıklıktan oluşmaktadır. Moment aktaran çerçevenin rijitliğini belirlerken her çerçevenin rijitliğini belirlemektense 5 çerçeveden oluşan bir aksın eşdeğer rijitliği belirlenmiştir.

Her kat kendi içinde tümü aynı özellikte ve sayıda moment aktaran elemandan oluştuğundan kat kesmeleri tüm akslara eşit olarak paylaşılır. Bu nedenle Tablo 6.11’de üç aks düzleminden biri için kesme kuvveti verilmiştir.

1. Kat için kesme kuvvetinin paylaşımı detaylı olarak verilmiş diğer katlarda SKDS elemanlarına kesme kuvvetlerinin paylaşımı Tablo 6.11’de verilmiştir.

$$F_{v,1} = \frac{371217,75}{3 \cdot 371217,75} \cdot 4495,55 = 1498,52 \text{ kN} \quad (6.41)$$

Elemandaki kesme kuvveti pozitif yöne ters olduğundan negatif olarak kabul edilmiştir.

Tablo 6.11: X doğrultusunda kat kesme kuvvetlerinin YKTS elemanlarına aktarımı.

Kat	$k_{x,aks}$ (kN/m)	N_{aks}	$\Sigma k_{x,aks}$ (kN/m)	F_x (kN)	$F_{v,aks}$ (kN)
Çatı	200796.18	3	602388.53	-569.29	-189.76
8	350795.68	3	1052387.04	-1441.79	-480.60
7	430992.05	3	1292976.16	-2205.23	-735.08
6	530606.02	3	1591818.07	-2859.61	-953.20
5	542814.46	3	1628443.39	-3404.92	-1134.97
4	616102.58	3	1848307.74	-3841.17	-1280.39
3	629325.85	3	1887977.56	-4168.36	-1389.45
2	612711.87	3	1838135.60	-4386.49	-1462.16
1	371217.75	3	1113653.24	-4495.55	-1498.52

- Y Doğrultusu

Y doğrultusunda yapı 3 farklı aks düzleminde merkezi çaprazlı çerçevelerden teşkil edilmiştir. Bu akslardan 1 – 1 ve 7 – 7 aksı düzlemlerinde her biri ters V şeklinde teşkil edilmiş iki merkezi çapraz eleman bulunan iki çerçeveden 4 – 4 aksı düzleminde ise yine iki çapraz elemanla ters V şeklinde teşkil edilmiş bir çerçeveden oluşmaktadır. Kattaki toplam çapraz elemanı sayısı 10’dur. Tablo 6.12’de her bir çapraz elemana rijitlikleri oranında paylaştırılmış kat kesmesi verilmiştir.

Tablo 6.12: Y doğrultusunda kat kesme kuvvetlerinin YKTS elemanlarına aktarımı.

Kat	$k_{y,çapraz}$ (kN/m)	$N_{çapraz}$	$\Sigma k_{y,çapraz}$ (kN/m)	F_y (kN)	$F_{çapraz}$ (kN)
Çatı	383869.60	10	3838696.03	-1261.93	-126.19
8	383869.60	10	3838696.03	-3195.97	-319.60
7	459138.15	10	4591381.53	-4888.26	-488.83
6	459138.15	10	4591381.53	-6338.80	-633.88
5	540589.48	10	5405894.77	-7547.57	-754.76
4	540589.48	10	5405894.77	-8514.60	-851.46
3	574191.51	10	5741915.08	-9239.86	-923.99
2	574191.51	10	5741915.08	-9723.37	-972.34
1	574191.51	10	5741915.08	-9965.13	-996.51

6.8.2. Burulma Etkileri Nedeniyle Düşey Elemanlarda Oluşan Kesme Kuvvetleri

Burulma etkileri düşey elemanlara Denklem 5.4'de toplama veya çıkarma işleminin sağ kısmında verildiği gibi kutupsal atalet momentine bağlı olarak paylaştırılmıştır. Bunun için öncelikle Tablo 6.13'de verildiği üzere burulma momentini paylaşılacak katsayılar belirlenmiştir. Ardından Tablo 6.16 ve 6.17'de burulma momentleri elemanlara paylaştırılmıştır.

Tablo 6.13: Burulma etkilerinin paylaşımı için YKTS elemanlarının kutupsal atalet momentine bağlı katsayıların hesaplanması.

Eleman	R_x (kN/m)	R_y (kN/m)	d_x (m)	d_y (m)	R_d	R_d^2	$R_d/\Sigma R_d^2$
1	371217.75	-	-	20.00	7424355	1.48E+08	0.0025
2	371217.75	-	-	2.00	742435.5	1484871	0.0002
3	371217.75	-	-	-22.00	-8166790	1.8E+08	-0.0027
4	-	1148383.02	-23.40	-	-2.7E+07	6.29E+08	-0.0090
5	-	1148383.02	-23.40	-	-2.7E+07	6.29E+08	-0.0090
6	-	1148383.02	-2.40	-	-2756119	6614686	-0.0009
7	-	1148383.02	24.60	-	28250222	6.95E+08	0.0095
8	-	1148383.02	24.60	-	28250222	6.95E+08	0.0095
Σ						2.98E+09	

- X Doğrultusundaki Yüklemeyle Oluşan Burulma Etkileri

Tablo 6.14: Burulma etkileri nedeniyle X doğrultusundaki elemanlarda oluşacak kesme kuvvetleri.

Eleman	Rd/ΣRd ²	1. Kat		2. Kat		3. Kat		4. Kat	
		T _{x1} (kNm)	501.69	T _{x1} (kNm)	1003.38	T _{x1} (kNm)	1505.07	T _{x1} (kNm)	2006.75
		T _{x2} (kNm)	10.91	T _{x2} (kNm)	21.81	T _{x2} (kNm)	32.72	T _{x2} (kNm)	43.63
		F _{T1} (kN)	F _{T2} (kN)	F _{T1} (kN)	F _{T2} (kN)	F _{T1} (kN)	F _{T2} (kN)	F _{T1} (kN)	F _{T2} (kN)
1	0.0025	1.25	0.03	2.50	0.05	3.74	0.08	4.99	0.11
2	0.0002	0.12	0.00	0.25	0.01	0.37	0.01	0.50	0.01
3	-0.0027	-1.37	-0.03	-2.75	-0.06	-4.12	-0.09	-5.49	-0.12
4	-0.0090	-4.52	-0.10	-9.04	-0.20	-13.55	-0.29	-18.07	-0.39
5	-0.0090	-4.52	-0.10	-9.04	-0.20	-13.55	-0.29	-18.07	-0.39
6	-0.0009	-0.46	-0.01	-0.93	-0.02	-1.39	-0.03	-1.85	-0.04
7	0.0095	4.75	0.10	9.50	0.21	14.25	0.31	19.00	0.41
8	0.0095	4.75	0.10	9.50	0.21	14.25	0.31	19.00	0.41

Eleman	Rd/ΣRd ²	5. Kat		6. Kat		7. Kat		8. Kat		9. Kat	
		T _{x1} (kNm)	2508.44	T _{x1} (kNm)	3010.13	T _{x1} (kNm)	3511.82	T _{x1} (kNm)	4013.51	T _{x1} (kNm)	2618.74
		T _{x2} (kNm)	54.53	T _{x2} (kNm)	65.44	T _{x2} (kNm)	76.34	T _{x2} (kNm)	87.25	T _{x2} (kNm)	56.93
		F _{T1} (kN)	F _{T2} (kN)	F _{T1} (kN)	F _{T2} (kN)	F _{T1} (kN)	F _{T2} (kN)	F _{T1} (kN)	F _{T2} (kN)	F _{T1} (kN)	F _{T2} (kN)
1	0.0025	6.24	0.14	7.49	0.16	8.74	0.19	9.99	0.22	6.52	0.14
2	0.0002	0.62	0.01	0.75	0.02	0.87	0.02	1.00	0.02	0.65	0.01
3	-0.0027	-6.87	-0.15	-8.24	-0.18	-9.61	-0.21	-10.99	-0.24	-7.17	-0.16
4	-0.0090	-22.59	-0.49	-27.11	-0.59	-31.63	-0.69	-36.15	-0.79	-23.58	-0.51
5	-0.0090	-22.59	-0.49	-27.11	-0.59	-31.63	-0.69	-36.15	-0.79	-23.58	-0.51
6	-0.0009	-2.32	-0.05	-2.78	-0.06	-3.24	-0.07	-3.71	-0.08	-2.42	-0.05
7	0.0095	23.75	0.52	28.50	0.62	33.25	0.72	38.00	0.83	24.79	0.54
8	0.0095	23.75	0.52	28.50	0.62	33.25	0.72	38.00	0.83	24.79	0.54

• Y Doğrultusundaki Yüklemeyle Oluşan Burulma Etkileri

Tablo 6.15: Burulma etkileri nedeniyle Y doğrultusundaki elemanlarda oluşacak kesme kuvvetleri.

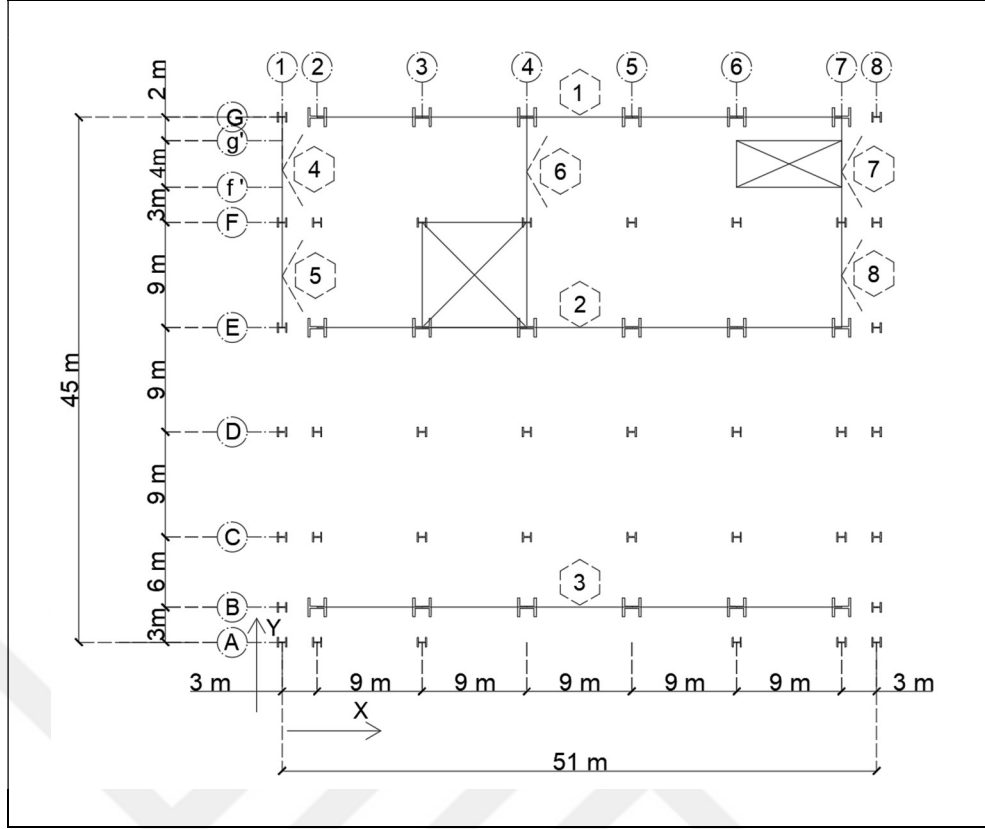
Eleman	Rd/ΣRd ²	1. Kat		2. Kat		3. Kat		4. Kat	
		T _{y1} (kNm)	99.12	T _{y1} (kNm)	198.24	T _{y1} (kNm)	297.36	T _{y1} (kNm)	396.48
		T _{y2} (kNm)	-1133.83	T _{y2} (kNm)	-2267.67	T _{y2} (kNm)	-3401.50	T _{y2} (kNm)	-4535.33
		F _{T1} (kN)	F _{T2} (kN)	F _{T1} (kN)	F _{T2} (kN)	F _{T1} (kN)	F _{T2} (kN)	F _{T1} (kN)	F _{T2} (kN)
1	0.0025	0.25	-2.82	0.49	-5.64	0.74	-8.46	0.99	-11.28
2	0.0002	0.02	-0.28	0.05	-0.56	0.07	-0.85	0.10	-1.13
3	-0.0027	-0.27	3.10	-0.54	6.21	-0.81	9.31	-1.09	12.41
4	-0.0090	-0.89	10.21	-1.79	20.42	-2.68	30.63	-3.57	40.85
5	-0.0090	-0.89	10.21	-1.79	20.42	-2.68	30.63	-3.57	40.85
6	-0.0009	-0.09	1.05	-0.18	2.09	-0.27	3.14	-0.37	4.19
7	0.0095	0.94	-10.74	1.88	-21.47	2.82	-32.21	3.75	-42.94
8	0.0095	0.94	-10.74	1.88	-21.47	2.82	-32.21	3.75	-42.94

Tablo 6.15: Devam.

Eleman	Rd/ ΣR_d^2	5. Kat		6. Kat		7. Kat		8. Kat		9. Kat	
		T _{y1} (kNm)	495.60	T _{y1} (kNm)	594.72	T _{y1} (kNm)	693.84	T _{y1} (kNm)	792.96	T _{y1} (kNm)	517.39
		T _{y2} (kNm)	-5669.17	T _{y2} (kNm)	-6803.00	T _{y2} (kNm)	-7936.84	T _{y2} (kNm)	-9070.67	T _{y2} (kNm)	-5918.45
		F _{T1} (kN)	F _{T2} (kN)	F _{T1} (kN)	F _{T2} (kN)	F _{T1} (kN)	F _{T2} (kN)	F _{T1} (kN)	F _{T2} (kN)	F _{T1} (kN)	F _{T2} (kN)
1	0.0025	1.23	-14.11	1.48	-16.93	1.73	-19.75	1.97	-22.57	1.29	-14.73
2	0.0002	0.12	-1.41	0.15	-1.69	0.17	-1.97	0.20	-2.26	0.13	-1.47
3	-0.0027	-1.36	15.52	-1.63	18.62	-1.90	21.72	-2.17	24.83	-1.42	16.20
4	-0.0090	-4.46	51.06	-5.36	61.27	-6.25	71.48	-7.14	81.69	-4.66	53.30
5	-0.0090	-4.46	51.06	-5.36	61.27	-6.25	71.48	-7.14	81.69	-4.66	53.30
6	-0.0009	-0.46	5.24	-0.55	6.28	-0.64	7.33	-0.73	8.38	-0.48	5.47
7	0.0095	4.69	-53.68	5.63	-64.41	6.57	-75.15	7.51	-85.88	4.90	-56.04
8	0.0095	4.69	-53.68	5.63	-64.41	6.57	-75.15	7.51	-85.88	4.90	-56.04

6.8.3. Kesme Etkileriyle Burulma Etkilerinin Birleştirilmesi

Sismik etkiler nedeniyle YKTS elemanlarında doğrudan oluşan kesme kuvvetleri ve burulma nedeniyle YKTS elemanlarında oluşan kesme kuvvetleri birleştirilirken moment aktaran çerçeveler daha önceki bölümlerde de belirtildiği üzere 1, 2 ve 3 numaralı elemanlar olarak bütün bir aks olarak göz önüne alınmış, çaprazlı çerçeveler ise her biri iki çapraz elemandan oluşan ters V şeklinde oluşturulmuş çaprazlı çerçeve tek bir eleman olarak göz önüne alınmış ve 4, 5, 6, 7 ve 8 numaralı elemanlar olarak isimlendirilmiştir. Eleman numaraları Şekil 6.23'de verilmiş planda daha açık bir şekilde gösterilmiştir. Kesme etkileri ve sismik etkiler Denklem 5.4'ün ortasındaki toplama veya çıkarma işleminin belirttiği gibi doğrusal bir şekilde birleştirilmiştir. Diyafram tasarımında kullanılacak olan mesnet kuvvetleri Şekil 5.4'de gösterildiği gibi diyaframın üstünde ve altında bulunan YKTS elemanlarındaki net kesme kuvvetine eşittir. Tablo 6.6 ve 6.7'de verilmiş olan büyütme katsayısı 1'den büyük ise mesnet reaksiyonları bu büyütme katsayısına göre arttırılmıştır.



Şekil 6.23: YKTS eleman numaraları.

Y doğrultusuna paralel yükleme nedeniyle 2. Katta ilk burulma durumu için 4 numaralı elemanın kesme etkileri ile burulma etkilerinin birleştirilip ardından mesnet reaksiyonlarının bulunması ve gerekiyor ise mesnet reaksiyonlarının büyütülmesi detaylı olarak işlemlerle gösterilmiş diğer tüm eleman ve katların hesapları Tablo 6.16 ve 6.17'de verilmiştir.

$$F_{V,3(4)} = -923,99 \cdot 2 = -1847,98 \text{ kN} \quad (6.42)$$

$$F_{T,2(3.Kat,4)} = -2,68 \text{ kN} \quad (6.43)$$

$$F_{V,3(4)} + F_{T,1(3.Kat,4)} = -1847,98 + (-2,68) = -1850,66 \text{ kN} \quad (6.44)$$

$$F_{V,2(4)} = -972,34 \cdot 2 = -1944,68 \text{ kN} \quad (6.45)$$

$$F_{T,1(2.Kat,4)} = -1,79 \text{ kN} \quad (6.46)$$

$$F_{V,2(4)} + F_{T,1(2.Kat,4)} = -1944,68 + (-1,79) = -1946,47 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\text{Röltif Kesme } F_{V,2} = -1946,47 - (-1850,66) = -95,81 \text{ kN} \quad (6.48)$$

Rölatif kesme ifadesi aynı zamanda 2. Kat diyaframının 4 numaralı mesnet reaksiyonudur.

2. Katta mesnet reaksiyonu büyütme katsayısı $\gamma = 5,56 > 1,0$ olduğundan mesnet reaksiyonu bu sayıyla büyütülecektir.

Büyütülmüş mesnet reaksiyonu:

$$R_{4,(2.Kat)} - 95,81 \cdot 5,56 = -532,70 \text{ kN} \quad (6.49)$$

Tablo 6.16: X doğrultusundaki yüklemeye nedeniyle oluşan büyütülmüş mesnet reaksiyonları.

X Doğrultusu Eleman	1. Kat		2. Kat		3. Kat		4. Kat	
	$F_{T1} + F_v$ (kN)	$F_{T2} + F_v$ (kN)	$F_{T1} + F_v$ (kN)	$F_{T2} + F_v$ (kN)	$F_{T1} + F_v$ (kN)	$F_{T2} + F_v$ (kN)	$F_{T1} + F_v$ (kN)	$F_{T2} + F_v$ (kN)
1	-873.78	-845.40	-859.27	-845.08	-854.44	-844.98	-852.02	-844.93
2	-847.67	-844.83	-846.22	-844.80	-845.74	-844.79	-845.49	-844.79
3	-812.86	-844.08	-828.82	-844.42	-834.13	-844.54	-836.79	-844.60
4	104.99	2.28	52.50	1.14	35.00	0.76	26.25	0.57
5	104.99	2.28	52.50	1.14	35.00	0.76	26.25	0.57
6	10.77	0.23	5.38	0.12	3.59	0.08	2.69	0.06
7	-110.38	-2.40	-55.19	-1.20	-36.79	-0.80	-27.59	-0.60
8	-110.38	-2.40	-55.19	-1.20	-36.79	-0.80	-27.59	-0.60
Σ (Diyafram Tasarım Yüğü)	-2534.31	-2534.31	-2534.31	-2534.31	-2534.31	-2534.31	-2534.31	-2534.31

X Doğrultusu Eleman	5. Kat		6. Kat		7. Kat		8. Kat		Çatı Katı	
	$F_{T1} + F_v$ (kN)	$F_{T2} + F_v$ (kN)	$F_{T1} + F_v$ (kN)	$F_{T2} + F_v$ (kN)	$F_{T1} + F_v$ (kN)	$F_{T2} + F_v$ (kN)	$F_{T1} + F_v$ (kN)	$F_{T2} + F_v$ (kN)	$F_{T1} + F_v$ (kN)	$F_{T2} + F_v$ (kN)
1	-850.57	-844.90	-849.60	-844.87	-848.91	-844.86	-834.69	-844.55	-183.25	-189.62
2	-845.35	-844.78	-845.25	-844.78	-845.18	-844.78	-843.76	-844.75	-189.11	-189.75
3	-838.39	-844.63	-839.45	-844.65	-840.21	-844.67	-855.86	-845.01	-196.93	-189.92
4	21.00	0.46	17.50	0.38	15.00	0.33	-36.49	-0.79	-23.58	-0.51
5	21.00	0.46	17.50	0.38	15.00	0.33	-36.49	-0.79	-23.58	-0.51
6	2.15	0.05	1.79	0.04	1.54	0.03	-3.74	-0.08	-2.42	-0.05
7	-22.08	-0.48	-18.40	-0.40	-15.77	-0.34	38.36	0.83	24.79	0.54
8	-22.08	-0.48	-18.40	-0.40	-15.77	-0.34	38.36	0.83	24.79	0.54
Σ (Diyafram Tasarım Yüğü)	-2534.31	-2534.31	-2534.31	-2534.31	-2534.31	-2534.31	-2534.31	-2534.31	-569.29	-569.29

Tablo 6.17: Y doğrultusundaki yüklemeye nedeniyle oluşan büyütülmüş mesnet reaksiyonları.

Y Doğrultusu Eleman	1. Kat		2. Kat		3. Kat		4. Kat	
	$F_{T1} + F_v$ (kN)	$F_{T2} + F_v$ (kN)	$F_{T1} + F_v$ (kN)	$F_{T2} + F_v$ (kN)	$F_{T1} + F_v$ (kN)	$F_{T2} + F_v$ (kN)	$F_{T1} + F_v$ (kN)	$F_{T2} + F_v$ (kN)
1	-2.74	31.36	-1.37	15.68	-0.91	10.45	-0.69	7.84
2	-0.27	3.14	-0.14	1.57	-0.09	1.05	-0.07	0.78
3	3.02	-34.49	1.51	-17.25	1.01	-11.50	0.75	-8.62
4	-527.45	-650.87	-532.41	-594.12	-534.07	-575.21	-534.90	-565.75
5	-527.45	-650.87	-532.41	-594.12	-534.07	-575.21	-534.90	-565.75
6	-536.36	-549.02	-536.87	-543.20	-537.04	-541.26	-537.12	-540.29
7	-547.81	-418.07	-542.59	-477.72	-540.85	-497.61	-539.98	-507.55
8	-547.81	-418.07	-542.59	-477.72	-540.85	-497.61	-539.98	-507.55
Σ (Diyafram Tasarım Yüğü)	-2686.88	-2686.88	-2686.88	-2686.88	-2686.88	-2686.88	-2686.88	-2686.88

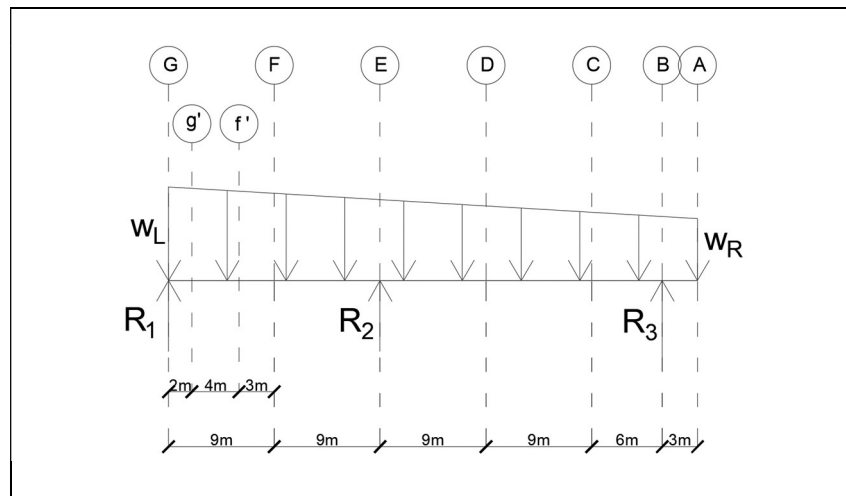
Tablo 6.17: Devam.

Y Doğrultusu Eleman	5. Kat		6. Kat		7. Kat		8. Kat		Çatı Katı	
	$F_{T1} + F_v$ (kN)	$F_{T2} + F_v$ (kN)	$F_{T1} + F_v$ (kN)	$F_{T2} + F_v$ (kN)	$F_{T1} + F_v$ (kN)	$F_{T2} + F_v$ (kN)	$F_{T1} + F_v$ (kN)	$F_{T2} + F_v$ (kN)	$F_{T1} + F_v$ (kN)	$F_{T2} + F_v$ (kN)
1	-1879.05	-1877.79	-1565.69	-1564.82	-1341.91	-1341.27	-1172.20	-1173.57	-189.11	-189.75
2	-1863.57	-1877.45	-1554.95	-1564.58	-1334.02	-1341.10	-1189.00	-1173.93	-196.93	-189.92
3	46.67	1.01	32.41	0.70	23.81	0.52	-50.69	-1.10	-23.58	-0.51
4	46.67	1.01	32.41	0.70	23.81	0.52	-50.69	-1.10	-23.58	-0.51
5	4.79	0.10	3.32	0.07	2.44	0.05	-5.20	-0.11	-2.42	-0.05
6	-49.07	-1.07	-34.08	-0.74	-25.03	-0.54	53.29	1.16	24.79	0.54
7	-49.07	-1.07	-34.08	-0.74	-25.03	-0.54	53.29	1.16	24.79	0.54
8	-5633.27	-5633.27	-4694.40	-4694.40	-4023.77	-4023.77	-3520.80	-3520.80	-569.29	-569.29
Σ (Diyafram Tasarım Yüğü)	-9375.90	-9388.51	-7815.04	-7823.80	-6699.70	-6706.14	-5882.00	-5868.30	-955.33	-948.96

6.9. Düzeltilmiş Eşdeğer Kiriş Modeli için Diyafram Kuvvetinin Hesabı

Analizi yapılacak yapının diyaframları rijit olduğu için diyafram düzgün yayılı yüke maruz kalacaktır. Bölüm 5.1.3'de belirtilen düzeltilmiş eşdeğer kiriş modeli diyafram tasarımında göz önüne alınacağı için düzgün yayılı yük, mesnet reaksiyonları ile dengede bir yamuk haline gelecektir. Yamuğun kenarları Bölüm 5.1.3'de verildiği üzere kuvvet dengesi ve moment dengesi kurularak belirlenecektir. 1. Kat için hem X doğrultusunda uzanan hem Y doğrultusunda uzanan diyaframdaki kuvvet yayılımı detaylı olarak hesaplanacaktır diğer tüm katlar için trapez yükün kenarları Tablo 6.18'de verilmiştir.

- 1. Kat X Doğrultusu



Şekil 6.24: 1. Kat X doğrultusundaki sismik etkiler nedeniyle diyaframda oluşan düzgün yayılı trapez yük ve mesnet reaksiyonları.

i) Kuvvet Dengesi

$$\left(\frac{w_L + w_R}{2}\right)L = \sum R \quad (6.50)$$

$$\left(\frac{w_L + w_R}{2}\right) \cdot 45 = 873,78 + 847,67 + 812,86 \quad (6.51)$$

$$w_L + w_R = 105,37 \quad (6.52)$$

ii) Moment Dengesi

$$w_R L \frac{L}{2} + (w_L - w_R) \frac{L L}{2 \cdot 3} = R_6 L_{1-4} + (R_7 + R_8) L_{1-7} \quad (6.53)$$

$$w_R \cdot 45 \cdot \frac{45}{2} + (w_L - w_R) \cdot \frac{45}{2} \cdot \frac{45}{3} = 847,67 \cdot 18 + 812,86 \cdot 42 \quad (6.54)$$

$$337,5w_L + 675w_R = 49398,18 \quad (6.55)$$

Her iki denklemde taraf tarafa toplanarak w_L ve w_R elde edilir.

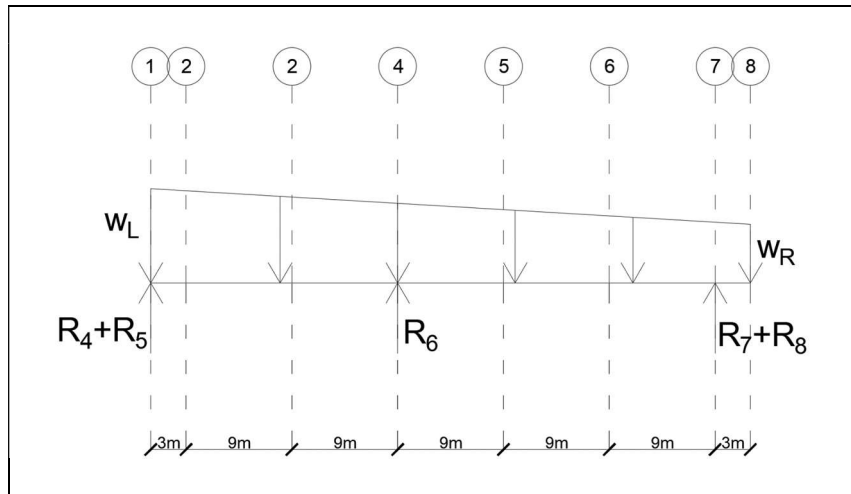
$$w_L + w_R = 112,64 \quad (6.56)$$

$$337,5w_L + 675w_R = 49398,18 \quad (6.57)$$

$$w_R = 33,73 \text{ kN/m} \quad (6.58)$$

$$w_L = 78,91 \text{ kN/m} \quad (6.59)$$

• 1. Kat Y Doğrultusu



Şekil 6.25: 1. Kat Y doğrultusundaki sismik etkiler nedeniyle diyaframda oluşan düzgün yayılı trapez yük ve mesnet reaksiyonları.

i) Kuvvet Dengesi

$$\left(\frac{w_L + w_R}{2}\right)L = \sum R \quad (6.60)$$

$$\left(\frac{w_L + w_R}{2}\right) \cdot 51 = 527,45.2 + 536,36 + 547,81.2 \quad (6.61)$$

$$w_L + w_R = 105,37 \quad (6.62)$$

ii) Moment Dengesi

$$w_R L \frac{L}{2} + (w_L - w_R) \frac{L}{2} \frac{L}{3} = R_6 L_{1-4} + (R_7 + R_8) L_{1-7} \quad (6.63)$$

$$w_R \cdot 51 \cdot \frac{51}{2} + (w_L - w_R) \cdot \frac{51}{2} \cdot \frac{51}{3} = 536,36 \cdot 21 + (547,81 + 547,81) \cdot 48 \quad (6.64)$$

$$433,5w_L + 867w_R = 63853,32 \quad (6.65)$$

Her iki denklemde taraf tarafa toplanarak w_L ve w_R elde edilir.

$$w_L + w_R = 105,37 \quad (6.66)$$

$$433,5w_L + 867w_R = 63853,32 \quad (6.67)$$

$$w_R = 41,93 \text{ kN/m} \quad (6.68)$$

$$w_L = 63,44 \text{ kN/m} \quad (6.69)$$

Tablo 6.18: X ve Y doğrultusunda diyaframın maruz kaldığı düzgün yayılı trapez yükün kenarları.

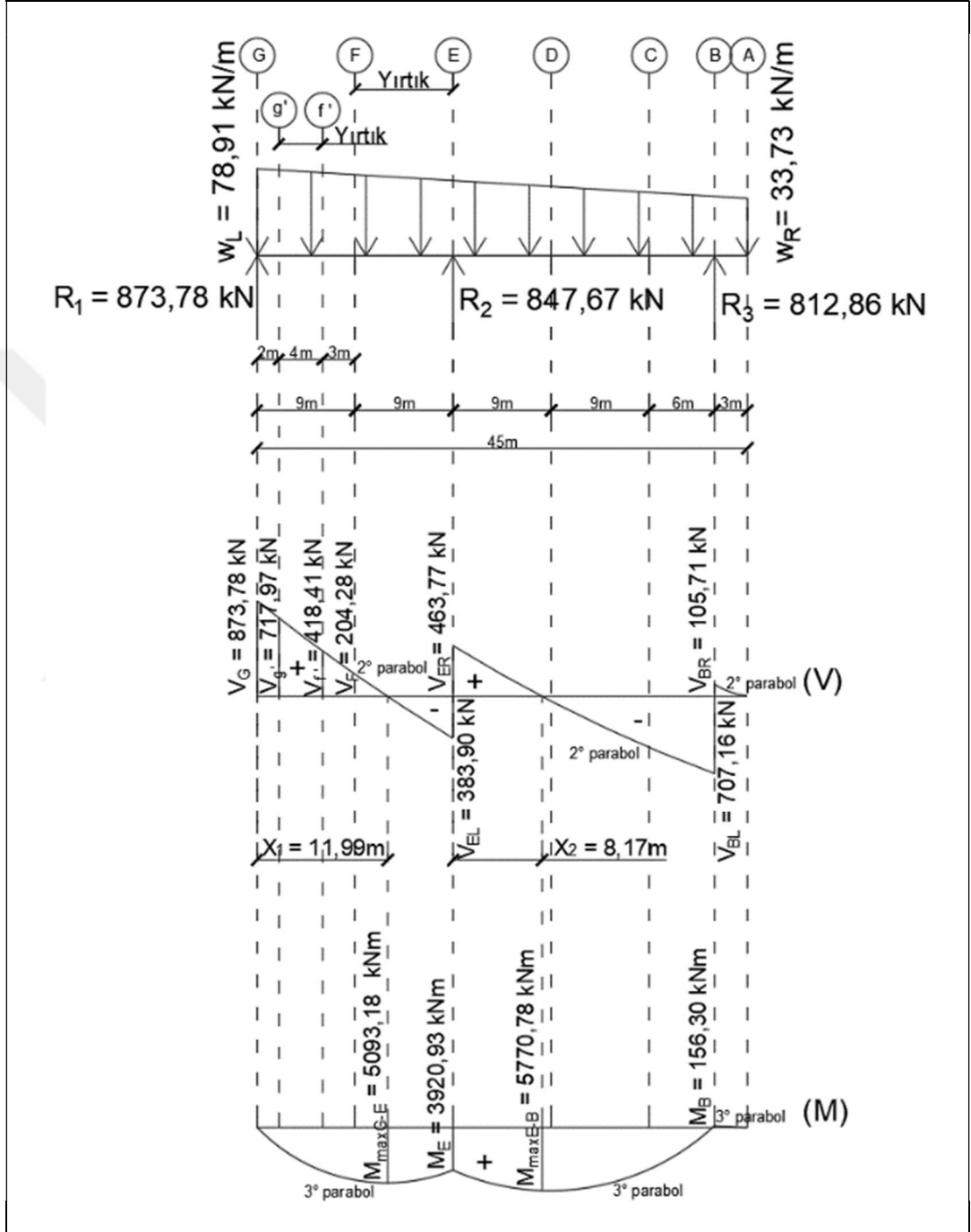
	Trapezin Kenarı	1. Kat		2. Kat		3. Kat		4. Kat	
		$F_{T1} + F_v$ (kN)	$F_{T2} + F_v$ (kN)	$F_{T1} + F_v$ (kN)	$F_{T2} + F_v$ (kN)	$F_{T1} + F_v$ (kN)	$F_{T2} + F_v$ (kN)	$F_{T1} + F_v$ (kN)	$F_{T2} + F_v$ (kN)
X	w_L	78.91	75.17	77.00	75.13	76.36	75.12	76.04	75.11
Doğrultusu	w_R	33.73	37.46	35.64	37.50	36.27	37.52	36.59	37.52
Y	w_L	63.44	91.56	64.57	78.63	64.95	74.32	65.13	72.16
Doğrultusu	w_R	41.93	13.81	40.80	26.74	40.42	31.05	40.23	33.20

	Trapezin Kenarı	5. Kat		6. Kat		7. Kat		8. Kat		Çatı Katı	
		$F_{T1} + F_v$ (kN)	$F_{T2} + F_v$ (kN)	$F_{T1} + F_v$ (kN)	$F_{T2} + F_v$ (kN)	$F_{T1} + F_v$ (kN)	$F_{T2} + F_v$ (kN)	$F_{T1} + F_v$ (kN)	$F_{T2} + F_v$ (kN)	$F_{T1} + F_v$ (kN)	$F_{T2} + F_v$ (kN)
X	w_L	75.85	75.11	75.73	75.10	75.64	75.10	73.76	75.06	16.01	16.85
Doğrultusu	w_R	36.78	37.53	36.91	37.53	37.00	37.53	38.87	37.57	9.29	8.45
Y	w_L	65.25	70.87	65.32	70.01	65.38	69.39	66.49	56.71	31.92	18.71
Doğrultusu	w_R	40.12	34.50	40.04	35.36	39.99	35.97	38.88	48.65	17.57	30.77

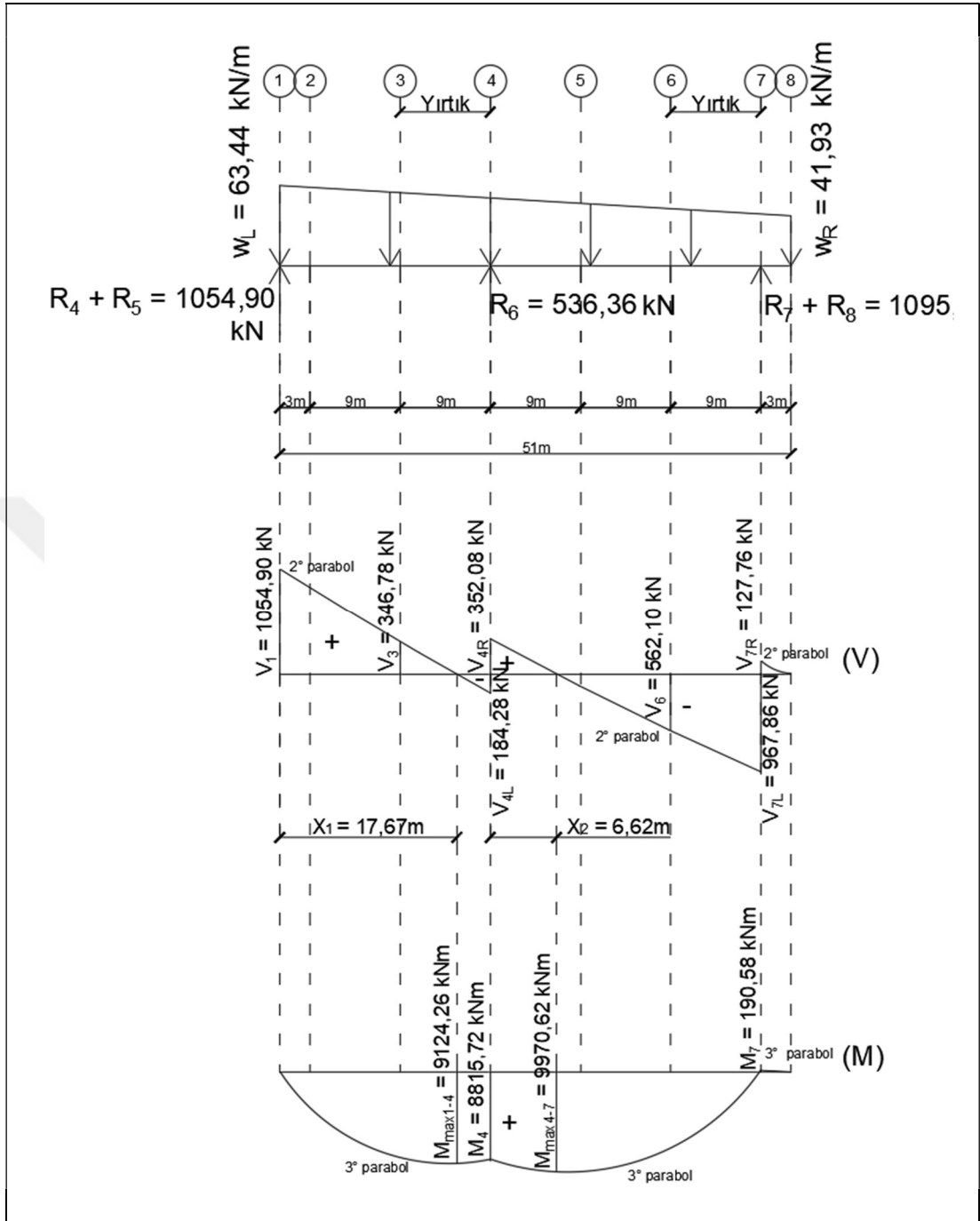
6.10. Diyafram Kesme Kuvveti ve Moment Diyagramları

Diyafram basit bir kiriş gibi düşünülür ve Tablo 6.18’de verilmiş olan trapez yük ile Tablo 6.16 ve 6.17 ‘de verilmiş olan mesnet reaksiyonları kirişte yerine konulursa, temel mühendislik bilgileri vasıtasıyla bu kirişteki iç kuvvetler bulunabilir. X doğrultusundaki sismik etkiler nedeniyle oluşacak iç kuvvetler Şekil 6.26’da, Y

doğrultusundaki sismik etkiler nedeniyle oluşacak iç kuvvetler Şekil 6.27'deki diyagramlarda verilmiştir. Diğer katlardaki iç kuvvetler ise X doğrultusu için Tablo 6.19'da Y doğrultusu için Tablo 6.20'de verilmiştir.



Şekil 6.26: 1. Kat X doğrultusundaki sismik etkiler nedeniyle diyaframda oluşan kesme ve eğilme momenti diyagramları.



Şekil 6.27: 1. Kat Y doğrultusundaki sismik etkiler nedeniyle diyaframda oluşan kesme ve eğilme momenti diyagramları.

Tablo 6.19: X doğrultusundaki sismik etkiler nedeniyle tüm kat diyaframlarında oluşan kesme kuvvetleri, eğilme momenti diyagramları değerleri ve maksimum eğilme momenti noktaları.

	1. Kat		2. Kat		3. Kat		4. Kat		5. Kat	
	$F_{T1} + F_v$ (kN)	$F_{T2} + F_v$ (kN)	$F_{T1} + F_v$ (kN)	$F_{T2} + F_v$ (kN)	$F_{T1} + F_v$ (kN)	$F_{T2} + F_v$ (kN)	$F_{T1} + F_v$ (kN)	$F_{T2} + F_v$ (kN)	$F_{T1} + F_v$ (kN)	$F_{T2} + F_v$ (kN)
V_G (kN)	873.78	845.40	859.27	845.08	854.44	844.98	852.02	844.93	850.57	844.90
V_E (kN)	717.97	696.73	707.11	696.49	703.50	696.41	701.69	696.37	700.60	696.35
V_F (kN)	418.41	409.44	413.83	409.34	412.30	409.31	411.53	409.29	411.08	409.28
V_r (kN)	204.28	202.78	203.51	202.76	203.26	202.76	203.13	202.75	203.05	202.75
V_{EL} (kN)	-383.90	-371.96	-377.80	-371.83	-375.77	-371.79	-374.75	-371.76	-374.14	-371.75
V_{ER} (kN)	463.77	472.87	468.42	472.97	469.97	473.00	470.74	473.02	471.21	473.03
V_{BL} (kN)	-707.16	-727.92	-717.77	-728.15	-721.30	-728.23	-723.07	-728.26	-724.13	-728.29
V_{BR} (kN)	105.71	116.16	111.05	116.27	112.83	116.31	113.72	116.33	114.25	116.34
M_{maxE} (kNm)	5093.18	4973.76	5032.10	4972.43	5011.76	4971.99	5001.60	4971.77	4995.50	4971.64
M_E (kNm)	3920.93	3853.64	3886.54	3852.90	3875.08	3852.65	3869.34	3852.52	3865.91	3852.45
M_{maxE-0} (kNm)	5770.78	5788.63	5779.69	5788.84	5782.76	5788.91	5784.31	5788.94	5785.25	5788.96
M_0 (kNm)	-156.30	-172.35	-164.50	-172.53	-167.24	-172.59	-168.61	-172.62	-169.43	-172.64
X_1 (m)	11.99	12.06	12.02	12.06	12.03	12.06	12.04	12.06	12.04	12.06
X_2 (m)	8.17	8.36	8.27	8.36	8.30	8.36	8.31	8.36	8.32	8.36

	6. Kat		7. Kat		8. Kat		Çatı Katı	
	$F_{T1} + F_v$ (kN)	$F_{T2} + F_v$ (kN)	$F_{T1} + F_v$ (kN)	$F_{T2} + F_v$ (kN)	$F_{T1} + F_v$ (kN)	$F_{T2} + F_v$ (kN)	$F_{T1} + F_v$ (kN)	$F_{T2} + F_v$ (kN)
V_G (kN)	849.60	844.87	848.91	844.86	834.69	844.55	183.25	189.62
V_E (kN)	699.88	696.34	699.36	696.32	688.71	696.09	151.52	156.30
V_F (kN)	410.77	409.28	410.55	409.27	406.06	409.17	89.87	91.89
V_r (kN)	203.00	202.75	202.96	202.75	202.21	202.73	45.20	45.54
V_{EL} (kN)	-373.73	-371.74	-373.44	-371.74	-367.46	-371.61	-80.75	-83.44
V_{ER} (kN)	471.52	473.04	471.74	473.04	476.30	473.14	108.36	106.31
V_{BL} (kN)	-724.84	-728.30	-725.35	-728.31	-735.75	-728.54	-168.39	-163.72
V_{BR} (kN)	114.61	116.35	114.86	116.36	120.10	116.47	28.55	26.20
M_{maxE} (kNm)	4991.43	4971.55	4988.53	4971.49	4928.76	4970.19	1089.33	1116.08
M_E (kNm)	3863.61	3852.40	3861.98	3852.36	3828.25	3851.63	849.87	864.99
M_{maxE-0} (kNm)	5785.88	5788.98	5786.33	5788.99	5795.82	5789.19	1304.92	1300.51
M_0 (kNm)	-169.97	-172.65	-170.36	-172.66	-178.41	-172.83	-42.48	-38.88
X_1 (m)	12.05	12.06	12.05	12.06	12.08	12.06	12.13	12.06
X_2 (m)	8.33	8.36	8.33	8.36	8.42	8.36	8.54	8.36

Tablo 6.20: Y doğrultusundaki sismik etkiler nedeniyle tüm kat diyaframlarında oluşan kesme kuvvetleri, eğilme momenti diyagramları değerleri ve maksimum eğilme momenti noktaları.

	1. Kat		2. Kat		3. Kat		4. Kat		5. Kat	
	$F_{T1} + F_v$ (kN)	$F_{T2} + F_v$ (kN)	$F_{T1} + F_v$ (kN)	$F_{T2} + F_v$ (kN)	$F_{T1} + F_v$ (kN)	$F_{T2} + F_v$ (kN)	$F_{T1} + F_v$ (kN)	$F_{T2} + F_v$ (kN)	$F_{T1} + F_v$ (kN)	$F_{T2} + F_v$ (kN)
V_1 (kN)	1054.91	1301.73	1064.83	1188.24	1068.14	1150.41	1069.79	1131.50	1070.78	1120.15
V_3 (kN)	324.00	395.12	348.72	372.89	349.37	365.49	349.70	361.78	349.89	359.56
V_{dL} (kN)	-184.32	-284.83	-188.36	-238.62	-189.70	-223.21	-190.38	-215.51	-190.78	-210.88
V_{dR} (kN)	352.04	264.18	348.51	304.58	347.33	318.05	346.75	324.78	346.39	328.82
V_6 (kN)	-562.10	-560.65	-562.04	-561.32	-562.02	-561.54	-562.01	-561.65	-562.01	-561.72
V_{7L} (kN)	-967.93	-787.84	-960.69	-870.65	-958.28	-898.25	-957.07	-912.05	-956.35	-920.33
V_{7R} (kN)	127.68	48.29	124.49	84.80	123.43	96.96	122.90	103.05	122.58	106.70
M_{max1-4} (kNm)	9124.26	10156.64	9163.98	9671.38	9177.26	9513.37	9183.90	9435.15	9187.89	9388.48
M_4 (kNm)	8815.72	9500.90	8843.26	9185.85	8852.44	9080.83	8857.03	9028.32	8859.78	8996.82
M_{max4-7} (kNm)	9970.62	10111.28	9972.71	10023.40	9973.47	10002.94	9973.86	9994.35	9974.10	9989.72
M_7 (kNm)	-190.58	-69.01	-185.69	-124.90	-184.06	-143.54	-183.25	-152.85	-182.76	-158.44
X_1 (m)	17.67	16.48	17.61	16.98	17.59	17.16	17.58	17.26	17.58	17.31
X_2 (m)	6.62	4.72	6.54	5.60	6.52	5.89	6.51	6.03	6.50	6.12

	6. Kat		7. Kat		8. Kat		Çatı Katı	
	$F_{T1} + F_v$ (kN)	$F_{T2} + F_v$ (kN)	$F_{T1} + F_v$ (kN)	$F_{T2} + F_v$ (kN)	$F_{T1} + F_v$ (kN)	$F_{T2} + F_v$ (kN)	$F_{T1} + F_v$ (kN)	$F_{T2} + F_v$ (kN)
V_1 (kN)	1071.44	1112.58	1071.92	1107.18	1081.65	995.87	514.09	398.17
V_3 (kN)	350.02	358.08	350.11	357.02	352.02	335.22	166.52	143.82
V_{dL} (kN)	-191.05	-207.80	-191.24	-205.60	-195.20	-160.27	-94.16	-46.95
V_{dR} (kN)	346.16	331.51	345.99	333.44	342.52	373.06	158.71	199.97
V_6 (kN)	-562.01	-561.76	-562.00	-561.79	-561.95	-562.45	-563.89	-564.57
V_{7L} (kN)	-955.86	-925.85	-955.52	-929.79	-948.42	-1011.00	-441.00	-525.58
V_{7R} (kN)	122.36	109.13	122.21	110.87	119.08	146.67	53.97	91.26
M_{max1-4} (kNm)	9190.55	9357.48	9192.46	9335.40	9231.69	8891.66	4360.43	3917.21
M_4 (kNm)	8861.62	8975.82	8862.93	8960.81	8889.94	8651.83	4192.16	3870.36
M_{max4-7} (kNm)	9974.26	9986.84	9974.37	9984.90	9976.91	9964.18	4687.58	4692.38
M_7 (kNm)	-182.43	-162.17	-182.20	-164.83	-177.41	-219.65	-80.33	-137.42
X_1 (m)	17.57	17.35	17.57	17.38	17.52	18.01	17.45	19.00
X_2 (m)	6.49	6.18	6.49	6.22	6.42	7.06	6.32	8.12

6.11. Diyafram Gövde Tasarımı

Diyafram gövdesinin tasarımında iki kiritik bölge bulunmaktadır bunlardan ilki YKTS elemanlarının bulunduğu aksların sağında ve solundaki kesitler ikincisi yırtıkların bulunduğu akslardır. Bu bölgelerde, diyaframlarda daha büyük kesme gerilmeleri oluşmaktadır.

YKTS elemanları bulunduğu için X doğrultusunda diyaframın kritik bölgeleri G aksının sağı, E aksının solu ve sağı, B aksının solu ve sağı; Y doğrultusunda 1 aksının sağı, 4 aksının solu ve sağı, 7 aksının solu ve sağıdır.

Yırtıklar nedeniyle X doğrultusunda diyaframdaki kritik bölgeler g' aksının sağı, f' aksının solu, F aksının sağı, E aksının solu, B aksının sağıdır; Y doğrultusunda ise diyaframdaki kritik bölgeler 3 aksının sağı, 4 aksının solu, 6 aksının sağı ve 7 aksının soludur.

- X doğrultusu:

X doğrultusu için Şekil 6.26 ve Tablo 6.19 göz önüne alınarak birim genişlik için maksimum diyafram kesme kuvvetleri aşağıdaki gibi hesaplanmıştır

$$v_G = \frac{V_G (kN)}{L_G (m)} = \frac{873,78}{51} = 17,13 \text{ kN/m} \quad (6.70)$$

$$v_{g'} = \frac{V_{g'} (kN)}{L_{g'} (m)} = \frac{717,97}{42} = 17,09 \text{ kN/m} \quad (6.71)$$

$$v_{f'} = \frac{V_{f'} (kN)}{L_{f'} (m)} = \frac{418,41}{42} = 9,96 \text{ kN/m} \quad (6.72)$$

$$v_F = \frac{V_F (kN)}{L_F (m)} = \frac{204,28}{42} = 4,86 \text{ kN/m} \quad (6.73)$$

$$v_{EL} = \frac{V_{EL} (kN)}{L_{EL} (m)} = \frac{383,90}{42} = 9,14 \text{ kN/m} \quad (6.74)$$

$$v_{ER} = \frac{V_{ER} (kN)}{L_{ER} (m)} = \frac{463,77}{51} = 9,09 \text{ kN/m} \quad (6.75)$$

$$v_{BL} = \frac{V_{BL} (kN)}{L_{BL} (m)} = \frac{707,16}{51} = 13,87 \text{ kN/m} \quad (6.76)$$

$$v_{BR} = \frac{V_{BR} (kN)}{L_{BR} (m)} = \frac{105,71}{51} = 2,07 \text{ kN/m} \quad (6.77)$$

Tablo 6.21: X doğrultusundaki sismik etkiler nedeniyle diyafram birim uzunluğunda oluşan kesme kuvvetleri.

	1. Kat		2. Kat		3. Kat		4. Kat		5. Kat	
	$F_{T1} + F_v$ (kN/m)	$F_{T2} + F_v$ (kN/m)	$F_{T1} + F_v$ (kN/m)	$F_{T2} + F_v$ (kN/m)	$F_{T1} + F_v$ (kN/m)	$F_{T2} + F_v$ (kN/m)	$F_{T1} + F_v$ (kN/m)	$F_{T2} + F_v$ (kN/m)	$F_{T1} + F_v$ (kN/m)	$F_{T2} + F_v$ (kN/m)
v_G (kN/m)	17.13	16.58	16.85	16.57	16.75	16.57	16.71	16.57	16.68	16.57
v_g (kN/m)	17.09	16.59	16.84	16.58	16.75	16.58	16.71	16.58	16.68	16.58
v_f (kN/m)	9.96	9.75	9.85	9.75	9.82	9.75	9.80	9.75	9.79	9.74
v_r (kN/m)	4.86	4.83	4.85	4.83	4.84	4.83	4.84	4.83	4.83	4.83
v_{eL} (kN/m)	9.14	8.86	9.00	8.85	8.95	8.85	8.92	8.85	8.91	8.85
v_{eR} (kN/m)	9.09	9.27	9.18	9.27	9.22	9.27	9.23	9.27	9.24	9.28
v_{bL} (kN/m)	13.87	14.27	14.07	14.28	14.14	14.28	14.18	14.28	14.20	14.28
v_{bR} (kN/m)	2.07	2.28	2.18	2.28	2.21	2.28	2.23	2.28	2.24	2.28

	6. Kat		7. Kat		8. Kat		Çatı Katı	
	$F_{T1} + F_v$ (kN/m)	$F_{T2} + F_v$ (kN/m)	$F_{T1} + F_v$ (kN/m)	$F_{T2} + F_v$ (kN/m)	$F_{T1} + F_v$ (kN/m)	$F_{T2} + F_v$ (kN/m)	$F_{T1} + F_v$ (kN/m)	$F_{T2} + F_v$ (kN/m)
v_G (kN/m)	16.66	16.57	16.65	16.57	16.37	16.56	3.59	3.72
v_g (kN/m)	16.66	16.58	16.65	16.58	16.40	16.57	3.61	3.72
v_f (kN/m)	9.78	9.74	9.78	9.74	9.67	9.74	2.14	2.19
v_r (kN/m)	4.83	4.83	4.83	4.83	4.81	4.83	1.08	1.08
v_{eL} (kN/m)	8.90	8.85	8.89	8.85	8.75	8.85	1.92	1.99
v_{eR} (kN/m)	9.25	9.28	9.25	9.28	9.34	9.28	2.12	2.08
v_{bL} (kN/m)	14.21	14.28	14.22	14.28	14.43	14.29	3.30	3.21
v_{bR} (kN/m)	2.25	2.28	2.25	2.28	2.35	2.28	0.56	0.51

- Y doğrultusu:

Y doğrultusu için Şekil 6.27 ve Tablo 6.20’de verilmiş olan kesme kuvvetleri dikkate alınarak birim genişlik için maksimum diyafram kesme talepleri hesaplanmıştır.

$$v_1 = \frac{V_1 (kN)}{L_1 (m)} = \frac{1054,90}{45} = 23,44 \text{ kN/m} \quad (6.78)$$

$$v_3 = \frac{V_3 (kN)}{L_3 (m)} = \frac{346,78}{33} = 10,51 \text{ kN/m} \quad (6.79)$$

$$v_{4L} = \frac{V_{4L} (kN)}{L_{4L} (m)} = \frac{184,28}{33} = 5,58 \text{ kN/m} \quad (6.80)$$

$$v_{4R} = \frac{V_{4R} (kN)}{L_{4R} (m)} = \frac{352,08}{36} = 9,78 \text{ kN/m} \quad (6.81)$$

$$v_6 = \frac{V_6 (kN)}{L_6 (m)} = \frac{562,10}{38} = 14,79 \text{ kN/m} \quad (6.82)$$

$$v_{7L} = \frac{V_{7L} (kN)}{L_{7L} (m)} = \frac{967,86}{41} = 23,61 \text{ kN/m} \quad (6.83)$$

$$v_{7R} = \frac{V_{7R} (kN)}{L_{7R} (m)} = \frac{127,76}{45} = 2,84 \text{ kN/m} \quad (6.84)$$

Tablo 6.22: Y doğrultusundaki sismik etkiler nedeniyle diyafram birim uzunluğunda oluşan kesme kuvvetleri.

	1. Kat		2. Kat		3. Kat		4. Kat		5. Kat	
	$F_{T1} + F_v$ (kN/m)	$F_{T1} + F_v$ (kN/m)	$F_{T1} + F_v$ (kN/m)	$F_{T1} + F_v$ (kN/m)	$F_{T1} + F_v$ (kN/m)	$F_{T1} + F_v$ (kN/m)	$F_{T1} + F_v$ (kN/m)	$F_{T1} + F_v$ (kN/m)	$F_{T1} + F_v$ (kN/m)	$F_{T1} + F_v$ (kN/m)
v_1 (kN/m)	23.44	28.93	23.66	26.41	23.74	25.56	23.77	25.14	23.80	24.89
v_2 (kN/m)	9.82	11.97	10.57	11.30	10.59	11.08	10.60	10.96	10.60	10.90
v_{4L} (kN/m)	5.59	8.63	5.71	7.23	5.75	6.76	5.77	6.53	5.78	6.39
v_{4R} (kN/m)	9.78	7.34	9.68	8.46	9.65	8.83	9.63	9.02	9.62	9.13
v_6 (kN/m)	14.79	14.75	14.79	14.77	14.79	14.78	14.79	14.78	14.79	14.78
v_{7L} (kN/m)	23.61	19.22	23.43	21.24	23.37	21.91	23.34	22.25	23.33	22.45
v_{7R} (kN/m)	2.84	1.07	2.77	1.88	2.74	2.15	2.73	2.29	2.72	2.37

	6. Kat		7. Kat		8. Kat		Çatı Katı	
	$F_{T1} + F_v$ (kN/m)	$F_{T1} + F_v$ (kN/m)	$F_{T1} + F_v$ (kN/m)	$F_{T1} + F_v$ (kN/m)	$F_{T1} + F_v$ (kN/m)	$F_{T1} + F_v$ (kN/m)	$F_{T1} + F_v$ (kN/m)	$F_{T1} + F_v$ (kN/m)
v_1 (kN/m)	23.81	24.72	23.82	24.60	24.04	22.13	11.42	8.85
v_2 (kN/m)	10.61	10.85	10.61	10.82	10.67	10.16	5.05	4.36
v_{4L} (kN/m)	5.79	6.30	5.80	6.23	5.92	4.86	2.85	1.42
v_{4R} (kN/m)	9.62	9.21	9.61	9.26	9.51	10.36	4.41	5.55
v_6 (kN/m)	14.79	14.78	14.79	14.78	14.79	14.80	6.94	6.96
v_{7L} (kN/m)	23.31	22.58	23.31	22.68	23.13	24.66	10.76	12.82
v_{7R} (kN/m)	2.72	2.43	2.72	2.46	2.65	3.26	1.20	2.03

- Diyafram gövdesinin dayanımı:

Diyafram gövdesinin dayanımı tespit edilirken her iki yön içinde çelik hadvelerin üstünde kalan beton kalınlığı göz önüne alınmıştır, diyafram gövdesinin kesme kapasitesinin hesaplanması için Denklem 3.1 ve 3.2 kullanılacaktır.

C30 beton sınıfının karakteristik tasarım çekme dayanımı $f_{ctd} = 1,25 \text{ MPa}$ 'dır.

$$\tau_r = 0,65 \cdot 1,25 = 0,812 \frac{N}{\text{mm}^2} \leq \tau_{r,max} = 0,65\sqrt{30} = 3,56 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad (6.85)$$

$$v_n = \tau_r \cdot d_{diyafram} = 0,812 \frac{N}{\text{mm}^2} \cdot 100 \text{ mm} = 81,20 \text{ kN/m} \quad (6.86)$$

$$v_n = 81,20 \frac{kN}{m} \geq v_{max} = 23,61 \frac{kN}{m} \quad (6.87)$$

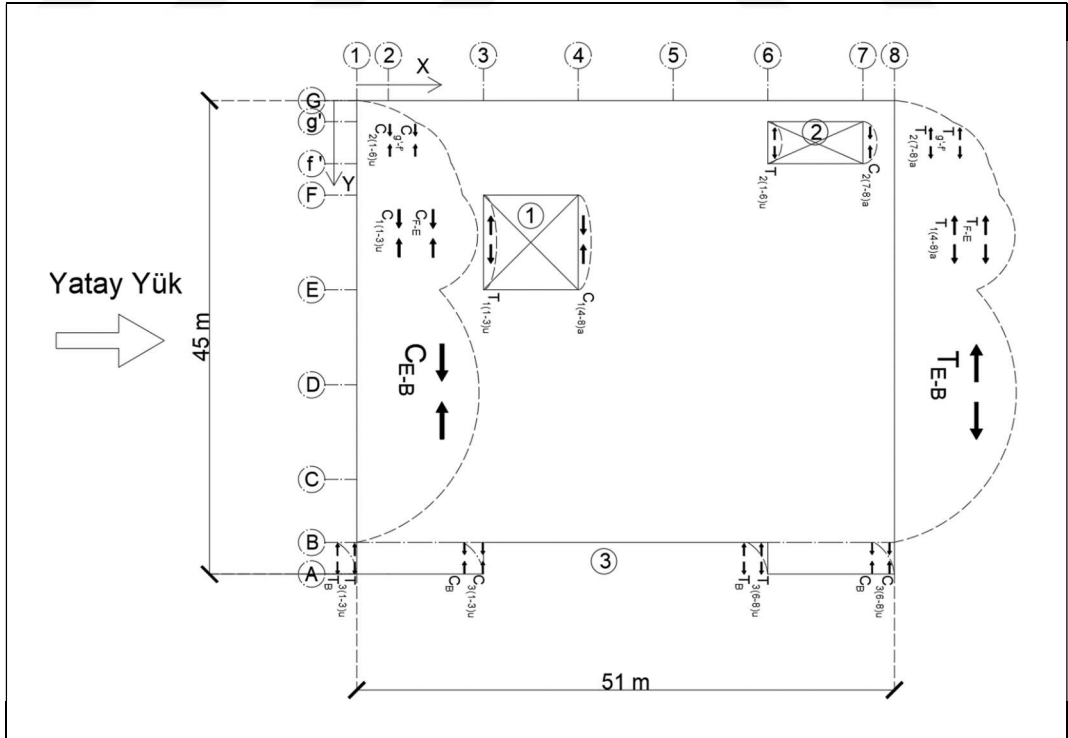
Diyafram gövdesi özel olarak donatı kullanılmasına gerek kalmadan kesme gerilmelerini karşılamak için yeterlidir.

6.12. Başlık Tasarımı

Başlık tasarımı Bölüm 3.2'de belirtildiği gibi önce yırtıksız olarak göz önüne alınıp, birincil başlık kuvveti belirlenecektir.

6.12.1. X Doğrultusu

X doğrultusunda etkiyen sismik kuvvet nedeniyle maksimum moment Tablo 6.19’da verilen sırasıyla G ve E akslarından X_1 ve X_2 mesafeleri ilerisinde G - E aksları arasında ve E - B aksları arasında oluşmakta B - A aksları arasında maksimum moment konsol diyafram mesnetinde oluşmaktadır. Diyafram üzerinde bulunan yırtıklar nedeniyle diyaframın birincil başlık kuvvetleri artmaktadır. Diyafram başlık tasarımı G - E aksları arasında, E - B aksları arasında ve B - A aksları arasında hesaplanan birincil başlık kuvvetleriyle yırtık nedeniyle oluşan ikincil başlık kuvvetlerinin maksimum değerinin toplamından oluşmaktadır. Bu nedenle E - B aksları arasında yırtık bulunmadığından doğrudan birincil başlık kuvveti dikkate alınır. G - E aksları arasında ise 1 ve 2 numaralı yırtıklar bulunur bu yırtıklardan 1 numaralı olanı maksimum birincil başlık kuvvetinin olduğu F - E aksları arasında bulunduğundan F - E aksları arasında başlık tasarımı yapılırken başlık kuvveti bu akslar arasındaki birincil momentten oluşan başlık kuvvetleri $C_{F-E} = T_{F-E}$ ve yırtık nedeniyle oluşan başlık kuvvetleri $T_{1a} = C_{1a}$ veya $T_{1u} = C_{1u}$ ‘dan büyük olanının birleşmesinden oluşur.



Şekil 6.28: Pozitif X doğrultusundaki sismik etkiler nedeniyle diyaframda oluşacak başlık kuvvetleri.

6.12.1.1. Birincil Başlık Kuvvetleri

Birinci kat $F_{T1} + F_v$ durumu için başlık kuvveti hesaplanmıştır.

- G – E aksları arasında birincil başlık kuvveti:

$$F_{T1} + F_v \Rightarrow T_{F-E} = C_{F-E} = \frac{M_{maxG-E}}{D} = \frac{5093,18}{0,95 \cdot 51} = 105,12 \text{ kN} \quad (6.88)$$

$$C_{M(G-E)} = 105,12 \text{ kN} \quad (6.89)$$

- E – B aksları arasında birincil başlık kuvveti:

$$F_{T1} + F_v \Rightarrow T_{E-B} = C_{E-B} = \frac{M_{maxE-B}}{D} = \frac{5770,78}{0,95 \cdot 51} = 119,11 \text{ kN} \quad (6.90)$$

$$C_{M(E-B)} = 119,11 \text{ kN} \quad (6.91)$$

- B – A aksları arasında birincil başlık kuvveti:

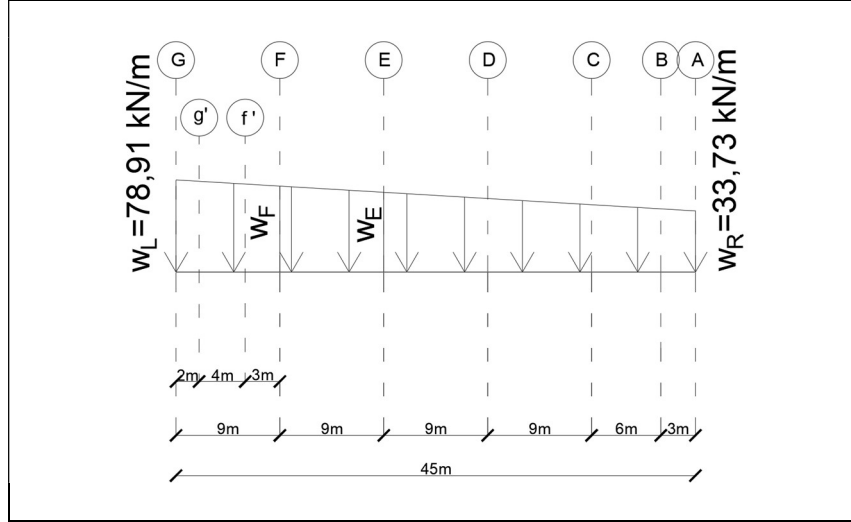
$$F_{T1} + F_v \Rightarrow T_B = C_B = \frac{M_B}{D} = \frac{156,30}{0,95 \cdot 51} = 3,23 \text{ kN} \quad (6.92)$$

$$C_{M(B-A)} = 3,23 \text{ kN} \quad (6.93)$$

6.12.1.2. İkincil Başlık Kuvvetleri

- 1 numaralı yırtık nedeniyle oluşan başlık kuvvetleri:

G – E aksları arasında bulunan 1 numaralı yırtığa karşılık gelen düzgün yayılı trapez yükün kenarları geometrik bir yaklaşımla hesaplanmıştır.



Şekil 6.29: X doğrultusundaki yükleme nedeniyle 1 numaralı yırtık hizasına düşen trapez yayılı yükün kenarları.

$$w_F = w_R + \frac{w_L - w_R}{L_{G-A}} \cdot L_{F-A} = 33,73 + \frac{78,91 - 33,73}{45} \cdot 36 \quad (6.94)$$

$$= 69,87 \text{ kN/m}$$

$$w_E = w_R + \frac{w_L - w_R}{L_{G-A}} \cdot L_{E-A} = 33,73 + \frac{78,91 - 33,73}{45} \cdot 27 \quad (6.95)$$

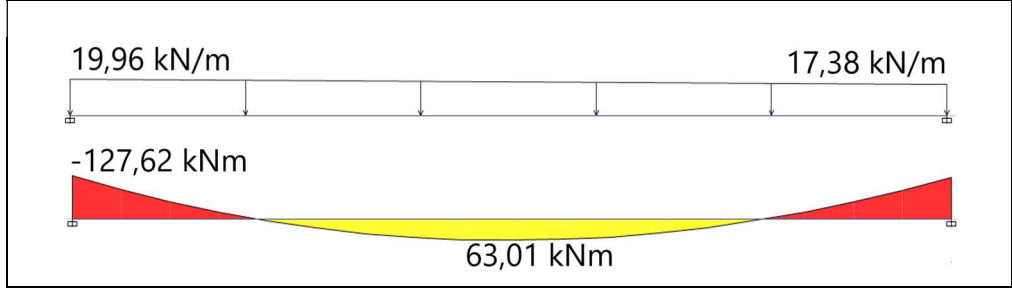
$$= 60,84 \text{ kN/m}$$

Yırtığın üstündeki ve altındaki diyafram parçaları eşdeğer kirişler olarak düşünülmüş ve bu eşdeğer kirişlere yük dağılımı derinliklerine uygun şekilde yapılmıştır. 1 numaralı yırtığın her iki ucunda diyafram devam ettiğinden iki uçta moment aktarır ve bu nedenle bu eşdeğer kirişler ankastre bağlı hiperstatik kirişler olarak düşünülmüştür. Eşdeğer kirişler üzerindeki yükleme diyafram derinliğiyle orantılı olarak dağıtılacağından yırtığın altında ve üstündeki eşdeğer kirişlerde aynı iç kuvvetler oluşacaktır. Bu nedenle sadece 1 – 3 aksları arasındaki eşdeğer kirişte eğilme momentinin hesaplanması yeterlidir.

1-3 aksları arasında bulunan eşdeğer kiriş için hesaplama aşağıda verilmiştir.

$$w_F = 69,87 \cdot \frac{12}{42} = 19,96 \text{ kN/m} \quad (6.96)$$

$$w_E = 60,84 \cdot \frac{12}{42} = 17,38 \text{ kN/m} \quad (6.97)$$



Şekil 6.30: X doğrultusundaki yükleme nedeniyle 1 numaralı yırtığın eşdeğer kirişindeki düzgün yayılı yamuk kuvvet ve maksimum moment değerleri.

Yırtıkta oluşan başlık kuvvetleri çekme ve basınç kuvvet çiftleri olarak belirlenmiştir.

$$T_{1(1-3)a} = C_{1(1-3)a} = \frac{M_{F-E}}{D} = \frac{63,01}{12} = 5,25 \text{ kN} \quad (6.98)$$

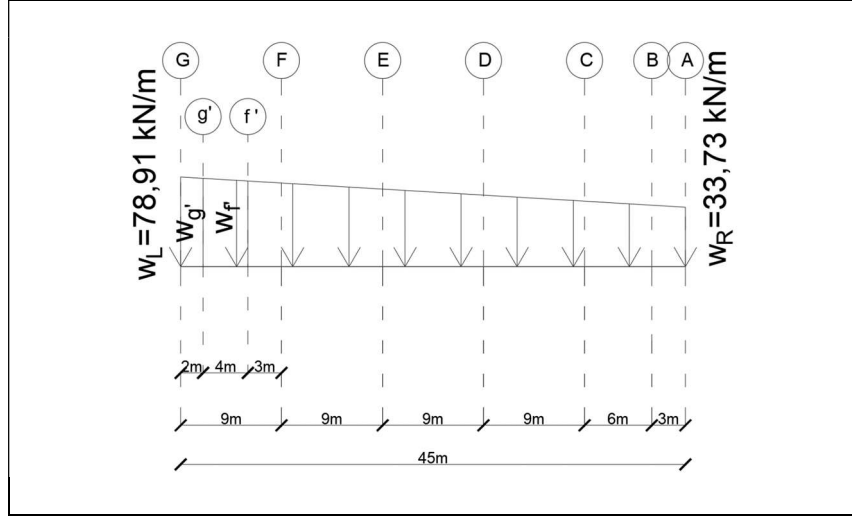
$$T_{1(1-3)u} = C_{1(1-3)u} = \frac{\max(M_F; M_E)}{D} = \frac{127,62}{12} = 10,64 \text{ kN} \quad (6.99)$$

$$C_{1,x} = \max(T_{1(1-3)a} = C_{1(1-3)a}; T_{1(1-3)u} = C_{1(1-3)u}) \quad (6.100)$$

$$C_{01,x} = 10,64 \text{ kN} \quad (6.101)$$

- 2 numaralı yırtık nedeniyle oluşan başlık kuvvetleri:

F – E aksları arasına bulunan 2 numaralı yırtık maksimum momentin oluştuğu aks aralığında bulunmadığından diyafram başlık tasarımında etkili değildir. Yine de yırtık başlıklarının tasarlanabilmesi için analiz edilip başlık kuvvetlerinin bulunması gerekmektedir.



Şekil 6.31: X doğrultusundaki yükleme nedeniyle 2 numaralı yırtık hizasına düşen trapez yayılı yükün kenarları.

$$w_{g'} = w_R + \frac{w_L - w_R}{L_{G-A}} \cdot L_{1-6} = 33,73 + \frac{78,91 - 33,73}{45} \cdot 43 \quad (6.102)$$

$$= 76,90 \text{ kN/m}$$

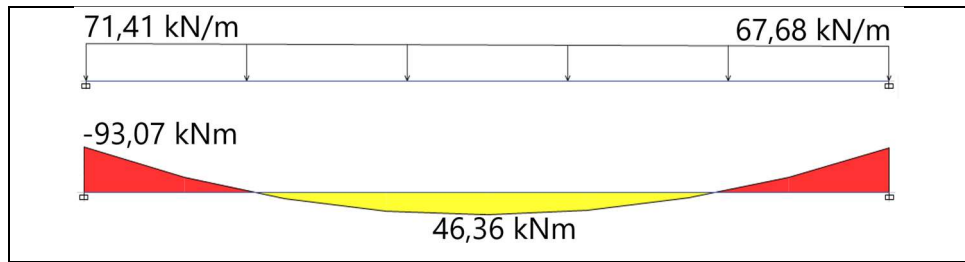
$$w_{f'} = w_R + \frac{w_L - w_R}{L_{G-A}} \cdot L_{1-6} = 33,73 + \frac{78,91 - 33,73}{45} \cdot 39 \quad (6.103)$$

$$= 72,89 \text{ kN/m}$$

1-6 aksları arasında bulunan eşdeğer kiriş için hesaplama aşağıda verilmiştir.

$$w_{g'(1-6)} = w_{g'} \frac{L_{1-6}}{L_{1-6} + L_{7-8}} = 76,90 \frac{39}{39 + 3} = 71,41 \text{ kN/m} \quad (6.104)$$

$$w_{f'(1-6)} = w_{f'} \frac{L_{1-6}}{L_{1-6} + L_{7-8}} = 72,89 \frac{39}{39 + 3} = 67,68 \text{ kN/m} \quad (6.105)$$



Şekil 6.32: X doğrultusundaki yükleme nedeniyle 2 numaralı yırtığın eşdeğer kirişindeki düzgün yayılı yamuk kuvvet ve maksimum moment değerleri.

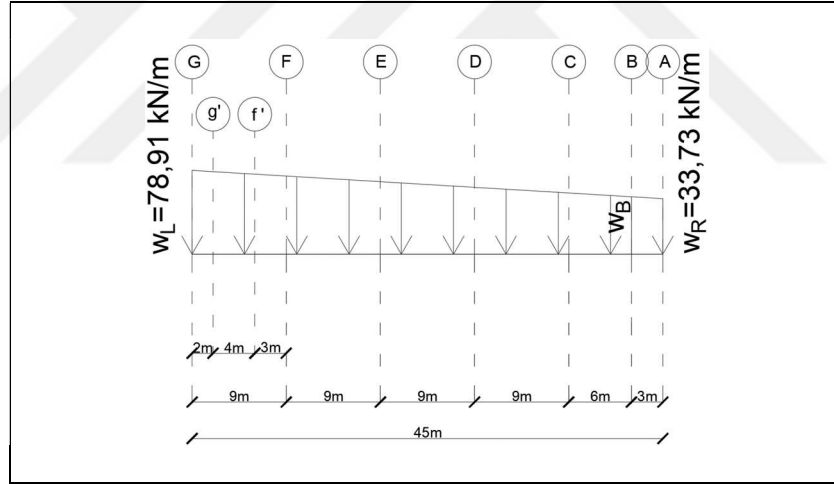
Başlık kuvvetleri çekme ve basınç kuvvet çifti olarak hesaplanmıştır.

$$T_{2(1-6)u} = C_{2(1-6)u} = \frac{M_{g'-f'}}{D} = \frac{93,07}{39} = 2,39 \text{ kN} \quad (6.106)$$

$$C_{O2,x} = 2,39 \text{ kN} \quad (6.107)$$

• 3 Numaralı yırtık nedeniyle oluşan başlık kuvvetleri

3 numaralı yırtık, bir yırtık değil planda girintili bir yapıdır, buna rağmen hesaplama prosedürü yırtık hesabıyla aynı olduğu için bu yırtık olarak anılmıştır. Bu yırtık bir doğrultuda yırtık özelliği gösterirken diğer doğrultuda diyafram derinliğini kısaltan bir özellik göstermektedir. 3 numaralı yırtığa karşılık gelen düzgün yayılı trapez yükün kenarları geometrik bir yaklaşımla 1 numaralı yırtığa benzer şekilde hesaplanmıştır.



Şekil 6.33: X doğrultusundaki yükleme nedeniyle 3 numaralı yırtık hizasına düşen trapez yayılı yükün kenarları.

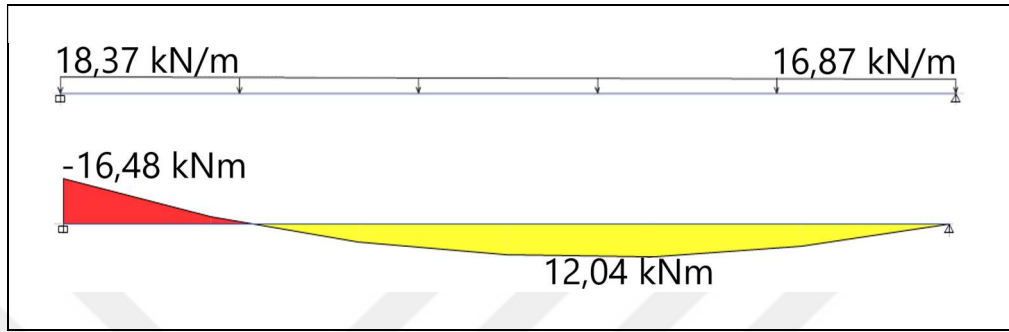
$$w_B = w_R + \frac{w_L - w_R}{L_{G-A}} \cdot L_{B-A} = 33,73 + \frac{78,91 - 33,73}{45} \cdot 3 = 36,74 \text{ kN/m} \quad (6.108)$$

3 numaralı yırtığın B aksındaki ucunda diyafram devam ettiğinden bu uçta moment aktarılırken A aksında bulunan ucu sadece kirişe mesnetlidir bu nedenle bu eşdeğer kirişler B ucundan ankastre bağlı A ucunda basit mesnetli hiperstatik kirişler olarak düşünülür.

1-3 aksları arasında bulunan eşdeğer kiriş için hesaplama aşağıda verilmiştir.

$$w_B = 36,74 \cdot \frac{12}{24} = 18,37 \text{ kN/m} \quad (6.109)$$

$$w_A = 33,73 \cdot \frac{12}{24} = 16,87 \text{ kN/m} \quad (6.110)$$



Şekil 6.34: X doğrultusundaki yüklemeye nedeniyile 3 numaralı yırtığın eşdeğer kirişindeki düzgün yayılı yamuk kuvvet ve maksimum moment değerleri.

Başlık kuvveti:

$$T_{3(1-3)u} = C_{3(1-3)u} = T_{3(6-8)u} = C_{3(6-8)u} = \frac{M_B}{D} = \frac{16,48}{12} = 1,37 \text{ kN} \quad (6.111)$$

$$C_{03,x} = 1,37 \text{ kN} \quad (6.112)$$

6.12.1.3. Yırtık Başlık Kuvvetleri

Yırtık başlıkları için tasarım kuvvetleri Tablo 6.23'de kritik olan eğilme momenti temel alınarak verilmiştir.

Tablo 6.23: X doğrultusundaki sismik etkiler nedeniyle yırtık tasarımında esas alınacak başlık kuvvetleri.

	1 Numaralı Yırtık	2 Numaralı Yırtık	3 Numaralı Yırtık
	$C_{01,x}$ (kN)	$C_{02,x}$ (kN)	$C_{03,x}$ (kN)
Çatı	2.33	0.52	0.37
8	10.37	2.33	1.55
7	10.37	2.33	1.51
6	10.37	2.33	1.51
5	10.37	2.33	1.51
4	10.37	2.33	1.51
3	10.40	2.34	1.51
2	10.46	2.35	1.51
1	10.64	2.39	1.51

6.12.1.4. Birincil Başlık Kuvvetleri ile İkincil Başlık Kuvvetlerinin Birleştirilmesi

Birincil ve ikincil başlık kuvvetlerinin birleştirilmesi mesnetler arasındaki akslar için detaylı bir şekilde açıklanmış diğer tüm katlar için Tablo 6.24'de verilmiştir.

- G – E aksları arasında birincil başlık kuvvetleri:

Bu aks aralığında diyaframdaki birincil maksimum moment F – E aksları arasında olduğundan ve bu aks aralığında aynı zamanda 1 numaralı yırtık bulunduğundan. G – E aksları arasında diyaframın başlık kuvvetinin belirlenirken koruyucu bir yaklaşım kullanılarak doğrudan yırtık nedeniyle oluşan başlık kuvvetiyle birincil başlık kuvveti toplanmıştır.

$$C_{G-E} \Rightarrow C_{M(F-E)} + C_{O1,x} = 105,12 + 10,64 = 115,76 \text{ kN} \quad (6.113)$$

- E – B aksları arasında birincil başlık kuvvetleri:

Bu aks aralığında herhangi bir yırtık bulunmadığından doğrudan maksimum momentten belirlenen diyafram başlık kuvveti kullanılmıştır.

$$C_{E-B} \Rightarrow C_{M(E-B)} = 119,11 \text{ kN} \quad (6.114)$$

- B – A aksları arasında birincil başlık kuvvetleri:

$$C_{B-A} \Rightarrow C_{M(B-A)} + C_{O3,x} = 3,23 + 1,37 = 4,60 \text{ kN} \quad (6.115)$$

Tablo 6.24: X doğrultusundaki sismik etkiler nedeniyle oluşan başlık kuvvetleri.

Kat	Kuvvet Birleşimi	G - E Aksları Arası			E - B Aksları Arası			B - A Aksları Arası		
		Birincil Kuvvet $C_{M(G-E)}$ (kN)	İkincil Kuvvet $C_{01,x}$ (kN)	Tasarım Başlık Kuvveti C_{G-E} (kN)	Birincil Kuvvet $C_{M(E-B)}$ (kN)	İkincil Kuvvet $C_{0,x}$ (kN)	Tasarım Başlık Kuvveti C_{G-E} (kN)	Birincil Kuvvet $C_{M(B-A)}$ (kN)	İkincil Kuvvet $C_{03,x}$ (kN)	Tasarım Başlık Kuvveti C_{B-A} (kN)
Çati	$F_{T1} + F_v$ (kN)	22.48	2.27	25.36	26.93	0	26.93	0.88	0.37	1.25
	$F_{T2} + F_v$ (kN)	23.04	2.33		26.84	0		0.80	0.34	
8	$F_{T1} + F_v$ (kN)	101.73	10.20	112.95	119.62	0	119.62	3.68	1.55	5.24
	$F_{T2} + F_v$ (kN)	102.58	10.37		119.49	0		3.57	1.51	
7	$F_{T1} + F_v$ (kN)	102.96	10.36	113.32	119.43	0	119.48	3.52	1.49	5.07
	$F_{T2} + F_v$ (kN)	102.61	10.37		119.48	0		3.56	1.51	
6	$F_{T1} + F_v$ (kN)	103.02	10.36	113.38	119.42	0	119.48	3.51	1.49	5.07
	$F_{T2} + F_v$ (kN)	102.96	10.37		119.48	0		3.56	1.51	
5	$F_{T1} + F_v$ (kN)	103.11	10.36	113.46	119.41	0	119.48	3.50	1.49	5.07
	$F_{T2} + F_v$ (kN)	102.61	10.37		119.48	0		3.56	1.51	
4	$F_{T1} + F_v$ (kN)	103.23	10.37	113.61	119.39	0	119.48	3.48	1.48	5.07
	$F_{T2} + F_v$ (kN)	102.62	10.37		119.48	0		3.56	1.51	
3	$F_{T1} + F_v$ (kN)	103.44	10.40	113.84	119.36	0	119.48	3.45	1.47	5.07
	$F_{T2} + F_v$ (kN)	102.62	10.37		119.48	0		3.56	1.51	
2	$F_{T1} + F_v$ (kN)	103.86	10.46	114.32	119.29	0	119.48	3.40	1.45	5.07
	$F_{T2} + F_v$ (kN)	102.63	10.37		119.48	0		3.56	1.51	
1	$F_{T1} + F_v$ (kN)	105.12	10.64	115.76	119.11	0	119.48	3.23	1.37	5.07
	$F_{T2} + F_v$ (kN)	102.66	10.37		119.48	0		3.56	1.51	

6.12.2. Y Doğrultusu

Y doğrultusunda etkiyen sismik kuvvet nedeniyle maksimum moment Tablo 6.20'da verilen 1 ve 4 akslarının sırasıyla X_1 ve X_2 mesafeleri ilerisinde 2-3 aksları arasında ve 4-5 aksları arasında oluşmakta 7-8 aksları arasında maksimum moment diyaframın 7 aksıyla kesişen ucunda oluşmaktadır. Diyafram başlık tasarımı 1-4 aksları arasında, 4-7 aksları arasında ve 7-8 aksları arasında hesaplanan birincil ve ikincil maksimum başlık kuvvetlerinin toplamından oluşan maksimum başlık kuvvetlerine göre yapılmıştır. Bu nedenle 1-4 aksları arasında diyafram başlık tasarım kuvveti belirlenirken maksimum moment 2-3 aksları arasında bulunduğu ve bu akslar arasında yırtık bulunmadığından başlık kuvveti hesaplamasında doğrudan birincil başlık kuvveti dikkate alındı. Yırtıklar çok büyük olmadıkları müddetçe birincil başlık kuvvetlerini çok fazla arttırmamaktadırlar bu nedenle maksimum momentin olduğu aks aralığında bulunmayan yırtıkların etkisi, birincil başlık kuvvetlerini maksimum moment kadar büyütmemeyeceği göz önüne alınarak hesaplanmamıştır. Buna rağmen yırtık başlıklarının tasarlanabilmesi için hesap yapılmıştır. Diyaframın Y doğrultusu için 3-6 aksları arasında diyafram derinliği 3 metre daha kısa olduğundan bu aralıktaki en büyük birincil moment değerine sahip olan 3 aksının kesişimindeki başlık kuvveti kontrol edilmiştir. 4-7 aksları arasında maksimum moment 4-5 aksları arasındadır ve 1-5 aksları arasında başlık tasarım kuvvetinin belirlenmesinde izlenen yolla aynı gerekçelere dayanarak yırtığın

$$w_3 = w_R + \frac{w_L - w_R}{L_{1-8}} \cdot L_{3-8} = 41,93 + \frac{63,44 - 41,93}{51} \cdot 39 \quad (6.124)$$

$$= 58,38 \text{ kN/m}$$

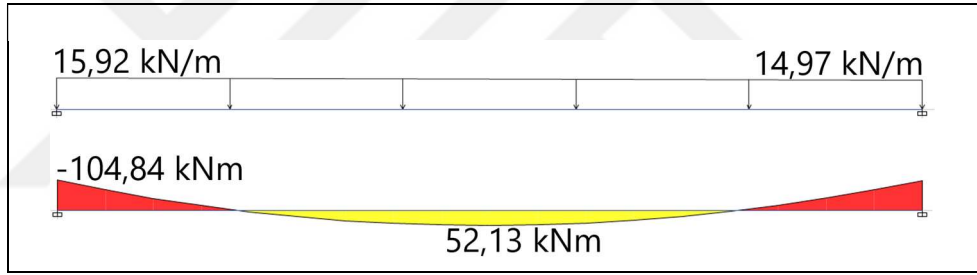
$$w_4 = w_R + \frac{w_L - w_R}{L_{1-8}} \cdot L_{4-8} = 41,93 + \frac{63,44 - 41,93}{51} \cdot 30 \quad (6.125)$$

$$= 54,58 \text{ kN/m}$$

G-F aksları arasındaki eşdeğer kirişte oluşan uç moment ve açıklık momentinin hesaplanması için öncelikle yük eşdeğer kirişin derinliğine uygun olarak dağıtılmıştır.

$$w_{3(G-F)} = w_3 \frac{D_{G-F}}{D_{G-F} + D_{E-B}} = 58,38 \cdot \frac{9}{9 + 24} = 15,92 \text{ kN/m} \quad (6.126)$$

$$w_{4(G-F)} = w_4 \frac{D_{G-F}}{D_{G-F} + D_{E-B}} = 54,58 \cdot \frac{9}{9 + 24} = 14,97 \text{ kN/m} \quad (6.127)$$



Şekil 6.37: Y doğrultusundaki yüklemeye nedeniyle 1 numaralı yırtığın eşdeğer kirişindeki düzgün yayılı yamuk kuvvet ve maksimum moment değerleri.

$$M_{1(G-F)u} = 104,84 \text{ kNm} \quad (6.128)$$

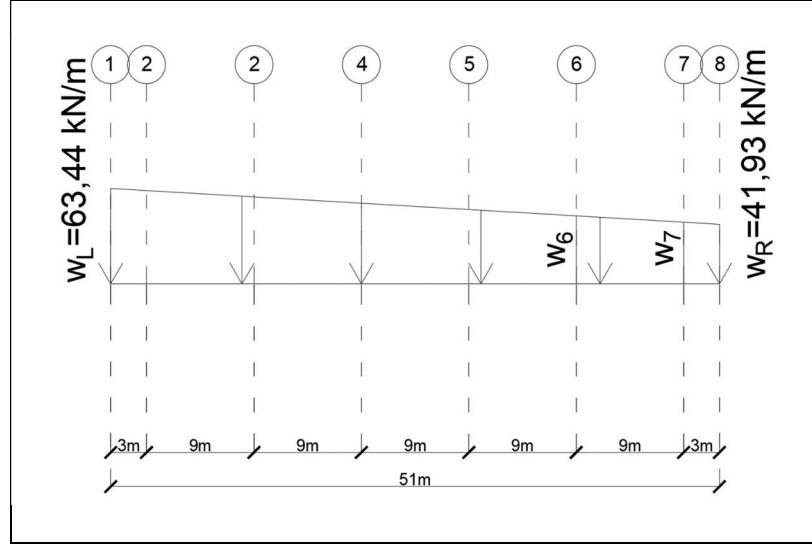
Başlık kuvvetleri çekme ve basınç kuvvet çifti olarak hesaplanmıştır.

$$T_{1(G-F)u} = C_{1(G-F)u} = \frac{M_{1(G-F)u}}{D_{G-F}} = \frac{104,84}{9} = 11,65 \text{ kN} \quad (6.129)$$

$$C_{01,y} = 11,65 \text{ kN} \quad (6.130)$$

- 2 numaralı yırtık nedeniyle oluşan başlık kuvvetleri:

6 – 7 aksları arasında bulunan 2 numaralı yırtıkta oluşan başlık kuvvetleri hesap edilmiştir.



Şekil 6.38: Y doğrultusundaki yükleme nedeniyle 2 numaralı yırtık hizasına düşen trapez yayılı yükün kenarları.

$$w_6 = w_R + \frac{w_L - w_R}{L_{1-8}} \cdot L_{6-8} = 41,93 + \frac{63,44 - 41,93}{51} \cdot 12 \quad (6.131)$$

$$= 46,99 \text{ kN/m}$$

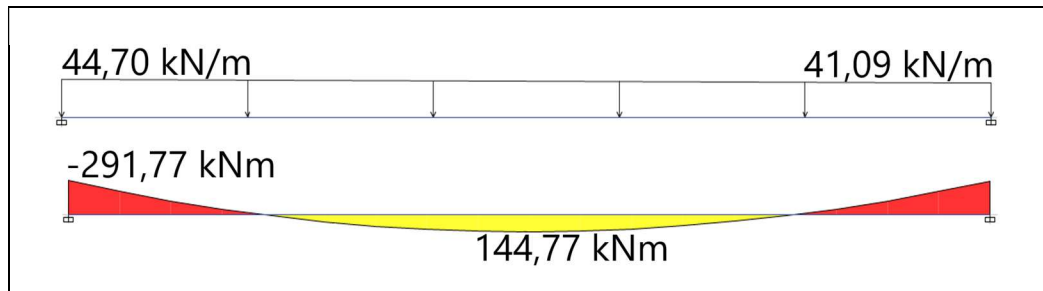
$$w_7 = w_R + \frac{w_L - w_R}{L_{1-8}} \cdot L_{7-8} = 41,93 + \frac{63,44 - 41,93}{51} \cdot 3 \quad (6.132)$$

$$= 43,20 \text{ kN/m}$$

f' – A aksları arasında bulunan eşdeğer kirişe diyafram yükü paylaştırılmıştır.

$$w_{2(F-A)} = w_6 \frac{D_{f'-A}}{D_{G-g'} + D_{f'-A}} = 46,99 \cdot \frac{39}{39 + 2} = 44,70 \text{ kN/m} \quad (6.133)$$

$$w_{2(F-A)} = w_7 \frac{D_{f'-A}}{D_{G-g'} + D_{f'-A}} = 43,20 \cdot \frac{39}{39 + 2} = 41,09 \text{ kN/m} \quad (6.134)$$



Şekil 6.39: Y doğrultusundaki yükleme nedeniyle 2 numaralı yırtığın eşdeğer kirişindeki düzgün yayılı yamuk kuvvet ve maksimum moment değerleri.

$$M_{2(f'-A)u} = 291,77 \text{ kNm} \quad (6.135)$$

Başlık kuvvetleri çekme ve basınç kuvvet çifti olarak hesaplanmıştır.

$$T_{2(f'-A)u} = C_{2(f'-A)u} = \frac{M_{2(f'-A)u}}{D_{f'-A}} = \frac{291,77}{39} = 7,48 \text{ kN} \quad (6.136)$$

$$C_{02,y} = 7,48 \text{ kN} \quad (6.137)$$

6.12.2.3. Tüm Katların Tasarım Yırtık Başlık Kuvvetleri

Tablo 6.25: Y doğrultusundaki sismik etkiler nedeniyle yırtık tasarımda esas alınacak başlık kuvvetleri.

	1 Numaralı Yırtık	2 Numaralı Yırtık
	$C_{01,y}$ (kN)	$C_{02,y}$ (kN)
Çatı	5.86	2.61
8	12.21	5.43
7	12.74	5.67
6	12.86	5.72
5	13.01	5.79
4	13.25	5.90
3	13.65	6.07
2	14.44	6.42
1	16.81	7.48

6.12.2.4. Birincil Başlık Kuvvetleri ile İkincil Başlık Kuvvetlerinin Birleştirilmesi

Birincil ve ikincil başlık kuvvetlerinin birleştirilmesi mesnetler arasındaki akslar için detaylı bir şekilde açıklanmış diğer tüm katlar için Tablo 6.26'de verilmiştir.

- 1 – 4 aksları arasında:

$$C_{1-3} \Rightarrow C_{M(1-3)} = 213,43 \text{ kN} \quad (6.138)$$

$$C_{3-4} \Rightarrow C_{M(3-4)} + C_{01,y} = 205,83 + 11,65 = 217,48 \text{ kN} \quad (6.139)$$

1 – 3 aksları arasında kalan başlık kuvveti 3 – 4 aksları arasında kalan başlık kuvvetinden daha büyük olduğundan 1 – 4 aksları arasında bulunan başlık kuvveti 1 – 3 aksları arasındaki daha kritik olan kuvvettir.

$$C_{1-4} = 217,48 \text{ kN} \quad (6.140)$$

- 4 – 7 aksları arasında:

$$C_{4-7} \Rightarrow C_{M(4-7)} = 115,76 \text{ kN} \quad (6.141)$$

- 7 – 8 aksları arasında:

$$C_{(7-8)} = C_{M(7-8)} = 4,46 \text{ kN} \quad (6.142)$$

Tablo 6.26: Y doğrultusundaki sismik etkiler nedeniyle oluşan başlık kuvvetleri.

Kat	Kuvvet Birleşimi	1-4 Aksları Arası			4-7 Aksları Arası			7-8 Aksları Arası		
		Birincil Kuvvet $C_{M(1-4)}$ (kN)	İkincil Kuvvet $C_{0,1,y}$ (kN)	Tasarım Başlık Kuvveti C_{1-4} (kN)	Birincil Kuvvet $C_{M(4-7)}$ (kN)	İkincil Kuvvet $C_{0,7}$ (kN)	Tasarım Başlık Kuvveti C_{4-7} (kN)	Birincil Kuvvet $C_{M(7-8)}$ (kN)	İkincil Kuvvet $C_{0,y}$ (kN)	Tasarım Başlık Kuvveti C_{7-8} (kN)
Çatı	$F_{T1} + F_v$ (kN)	100.57	5.86	106.43	117.48	0	117.60	1.88	0.00	3.21
	$F_{T2} + F_v$ (kN)	83.00	3.44	86.44	117.60	0	117.60	3.21	0.00	3.21
8	$F_{T1} + F_v$ (kN)	212.17	12.21	224.38	250.05	0	250.05	4.15	0.00	5.14
	$F_{T2} + F_v$ (kN)	199.17	10.41	209.58	249.73	0	249.73	5.14	0.00	5.14
7	$F_{T1} + F_v$ (kN)	210.70	12.00	222.70	249.98	0	249.98	4.26	0.00	4.26
	$F_{T2} + F_v$ (kN)	216.04	12.74	228.78	250.25	0	250.25	3.86	0.00	3.86
6	$F_{T1} + F_v$ (kN)	210.62	11.99	222.61	249.98	0	249.98	4.27	0.00	4.27
	$F_{T2} + F_v$ (kN)	216.86	12.86	229.72	250.30	0	250.30	3.79	0.00	3.79
5	$F_{T1} + F_v$ (kN)	210.52	11.98	222.50	249.98	0	249.98	4.28	0.00	4.28
	$F_{T2} + F_v$ (kN)	218.01	13.01	231.02	250.37	0	250.37	3.71	0.00	3.71
4	$F_{T1} + F_v$ (kN)	210.37	11.96	222.33	249.97	0	249.97	4.29	0.00	4.29
	$F_{T2} + F_v$ (kN)	219.73	13.25	232.98	250.48	0	250.48	3.58	0.00	3.58
3	$F_{T1} + F_v$ (kN)	210.12	11.93	222.05	249.96	0	249.96	4.31	0.00	4.31
	$F_{T2} + F_v$ (kN)	222.60	13.65	236.24	250.70	0	250.70	3.36	0.00	3.36
2	$F_{T1} + F_v$ (kN)	209.62	11.86	221.48	249.94	0	249.94	4.34	0.00	4.34
	$F_{T2} + F_v$ (kN)	228.33	14.44	242.77	251.21	0	251.21	2.92	0.00	2.92
1	$F_{T1} + F_v$ (kN)	205.83	11.65	217.48	249.89	0	249.89	4.46	0.00	4.46
	$F_{T2} + F_v$ (kN)	245.54	16.81	262.35	253.42	0	253.42	1.61	0.00	1.61

6.12.3. Başlık Kesitleri

Tüm birincil başlık kuvvetleri için Bölüm 6.14’de verilmiş olan HE360B profili kullanılmıştır. Bölüm 6.14’deki hesaplar başlıkların kapasitesinin yeterince büyük olduğunu göstermektedir. Başlık elemanlarının daha küçük seçilmemesinin nedeni sehim şartlarıdır. Elemanlar ETABS [CSI, 2016] yazılımında sehim şartları açısından kontrol edilmiş ve daha hafif kesitlerin kullanılmaması gerektiği belirlenmiştir.

2 numaralı yırtığın X doğrultusuna paralel uzanan başlığında düşey veya yatay taşıyıcı sistem elemanı bulunmadığından bu elemandaki başlık kuvvetleri diyaframa eklenecek başlık donatıları vasıtasıyla karşılanacaktır.

Tasarıma esas başlık kuvveti olarak 1. Kat yırtığının maruz kaldığı 7,48 kN göz önüne alınmıştır. Yırtık çevresine 1 adet Ø8 donatı konularak yırtık başlıklarının tasarımı yapılmıştır.

$$A_s = \frac{7,48 \cdot 10^3}{\frac{420}{1,50} \cdot 0,90} = 29,68 \text{ mm}^2 \quad (6.143)$$

$$\text{Ø}8 = \pi \cdot \left(\frac{8}{2}\right)^2 = 50,27 \text{ mm}^2 > A_s = 29,68 \text{ mm}^2 \quad (6.144)$$

6.13. Dikme Tasarımı

Bu tez kapsamında tasarımı yapılan yapı için dikme tasarımında kullanılmış tasarım kuvvetleri daha önce Tablo 6.16 ve 6.17'de belirtilmiş olan diyaframın γ katsayısına bağlı olarak büyütülmüş mesnet reaksiyonlarıdır. Bu reaksiyonlar Denklem 4.3'de verilen minimum diyafram tasarım kuvvetinden belirlendiği için doğrudan bu kuvvetler vasıtasıyla yapılacaktır. Çatı katı dikme tasarımı ise hem X doğrultusunda hem Y doğrultusunda eşdeğer deprem yükü yönteminden belirlenen sismik kuvvetlere göre belirlendiği için tablodaki değerlerin dayanım fazlalığı katsayısıyla büyütülmesiyle kombinasyona sokulacaktır.

Yapı X doğrultusunda moment aktaran çerçevelerden Y doğrultusunda merkezi çaprazlı çerçevelerden oluştuğundan dayanım fazlalığı katsayısı TBDY-2018 Tablo 4.1'den X doğrultusu için $D = 3$, Y doğrultusu için $D = 2$ olarak alınmıştır.

Dikme elemanları aynı zamanda kiriş olmaları nedeniyle düşey yükler taşıırken; dikme görevleri nedeniyle aksel yük taşırlar bu nedenle bu elemanların tasarımında P-M Etkileşimi göz önüne alınmalıdır.

Dikme tasarımı 1.Kat $F_{T1} + F_v$ durumu için detaylı olarak gösterilecek diğer katlar ve durumlar tabloda verilecektir.

6.13.1. Dikme Analizi

X doğrultusunda G, E ve B akslarında 5 akstan oluşan moment aktaran çerçeve bir bütün olarak düşünülmüş ve 1, 2 ve 3 numaralı elemanlar olarak belirlenmiştir Y doğrultusu 1 aksında 2 adet ters V çaprazlı çerçeveden, 4 aksında 1 adet ters V çaprazlı çerçeveden, 7 aksında 2 adet ters V çaprazlı çerçeveden oluşmaktadır. Bu elemanlar

4, 5, 6, 7 ve 8 olarak numaralandırılmış ve Şekil 6.23’de ayrıntılı bir şekilde gösterilmiştir. Bu elemanların diyaframa mesnetlik etmesi dikmelerin aksel kuvvet talebine neden olmaktadır. Ayrıca diğer doğrultudaki yükleme nedeniyle oluşacak başlık kuvvetlerinin dikme tasarımına olan katkısı da %100-%30 kuralına göre göz önüne alınacaktır. Başlık kuvvetleri aks boyunca sürekli değişken olmasına rağmen hesaplarda kolaylık olması için maksimum değerlerin bulunduğu bölge göz ardı edilip doğrudan başlığın maksimum değerinin yüzde 30’u dikmedeki maksimum aksel kuvvet %100’üyle birleştirilecektir.

6.13.1.1. X Doğrultusundaki Yüklemeyle Oluşacak Dikme Kuvvetleri

Y Doğrultusundaki yükleme nedeniyle 1, 2 ve 3 numaralı elemanlar vasıtasıyla oluşturulan mesnet reaksiyonları sırasıyla 873,78 kN, 847,67 kN, 812,86 kN olarak hesaplanmıştır. Burulma nedeniyle 4, 5, 6, 7 ve 8 numaralı elemanlar vasıtasıyla oluşturulan mesnet reaksiyonları ise 104,99 kN, 104,99 kN, 10,77 kN, -110,38 kN, -110,38 kN olarak hesaplanmıştır.

$$v_{Diap-G} = \frac{R_G}{L_{1-8}} = \frac{873,78}{51} = 17,13 \text{ kN/m} \quad (6.145)$$

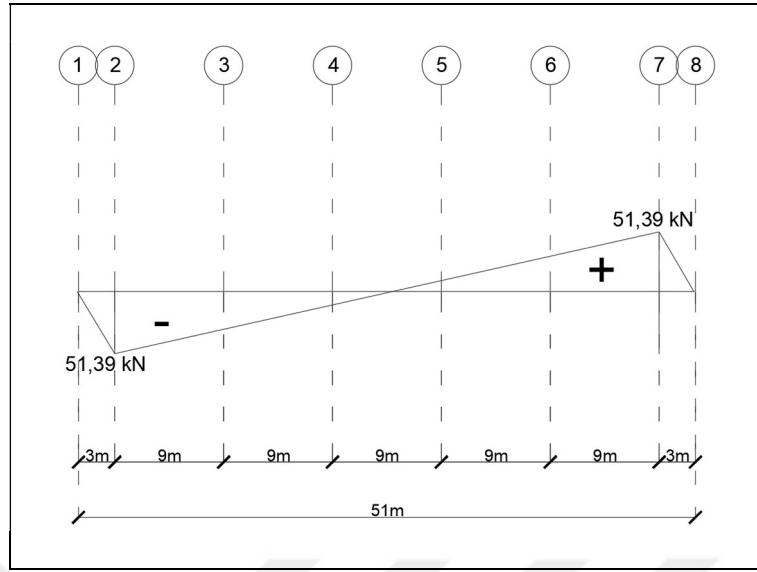
$$v_{Diap-E} = \frac{R_E}{L_{1-8}} = \frac{847,67}{51} = 16,62 \text{ kN/m} \quad (6.146)$$

$$v_{Diap-B} = \frac{R_B}{L_{1-8}} = \frac{812,86}{51} = 15,94 \text{ kN/m} \quad (6.147)$$

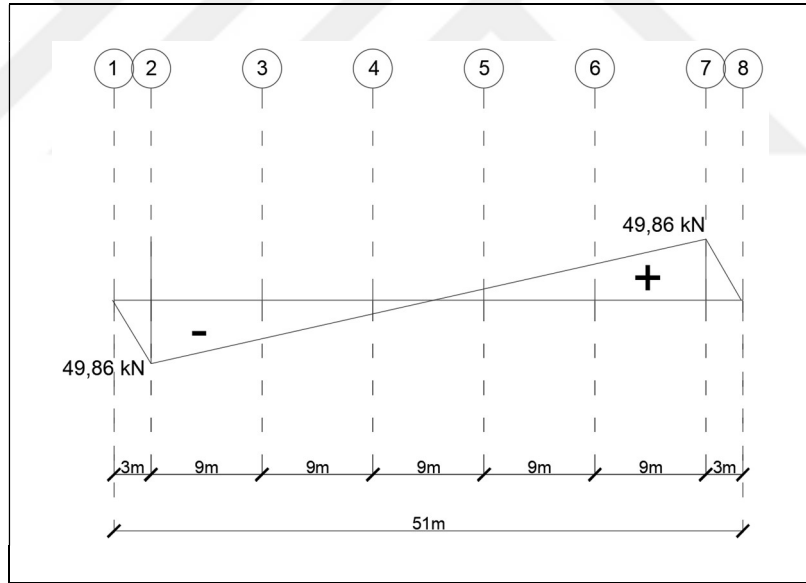
$$v_{MRF-G} = \frac{R_G}{L_{2-7}} = \frac{873,78}{45} = 19,41 \text{ kN/m} \quad (6.148)$$

$$v_{MRF-E} = \frac{R_E}{L_{1-8}} = \frac{847,67}{45} = 18,84 \text{ kN/m} \quad (6.149)$$

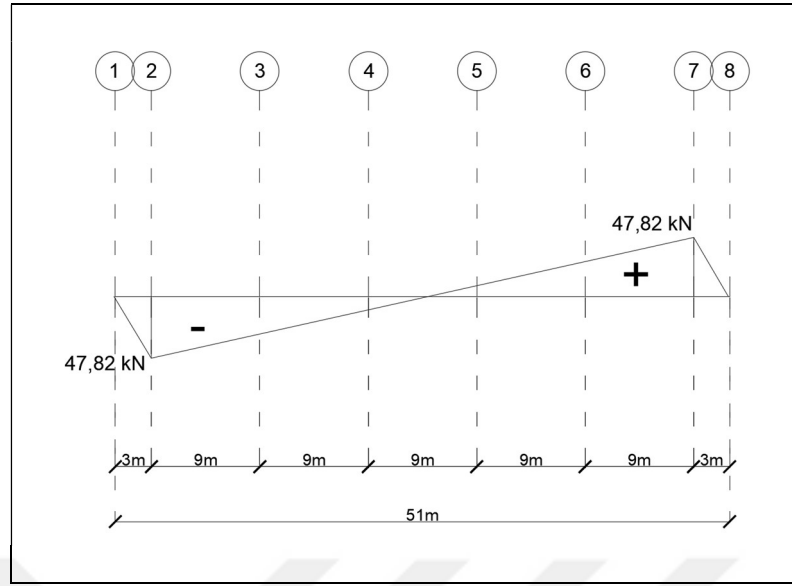
$$v_{MRF-B} = \frac{R_B}{L_{1-8}} = \frac{812,86}{45} = 18,06 \text{ kN/m} \quad (6.150)$$



Şekil 6.40: X yüklemesi nedeniyle G-G aksında yayılı diyafram kuvvetleri ve dikme eksenel yük diyagramı.



Şekil 6.41: X yüklemesi nedeniyle E-E aksında yayılı diyafram kuvvetleri ve dikme eksenel yük diyagramı.



Şekil 6.42: X yüklemesi nedeniyle B-B aksında yayılı diyafram kuvvetleri ve dikme eksenel yük diyagramı.

$$v_{Diap-1} = \frac{R_4 + R_5}{L_{G-A}} = \frac{104,99 + 104,99}{45} = 4,67 \text{ kN/m} \quad (6.151)$$

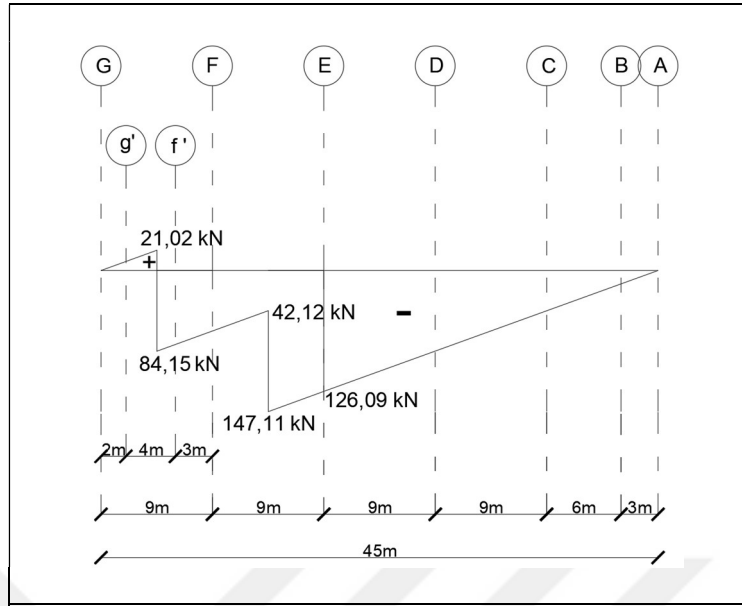
$$v_{Diap-4} = \frac{R_6}{L_{G-B}} = \frac{10,77}{42} = 0,26 \text{ kN/m} \quad (6.152)$$

$$v_{Diap-7} = \frac{R_7 + R_8}{L_{G-A}} = \frac{-110,38 - 110,38}{45} = -4,91 \text{ kN/m} \quad (6.153)$$

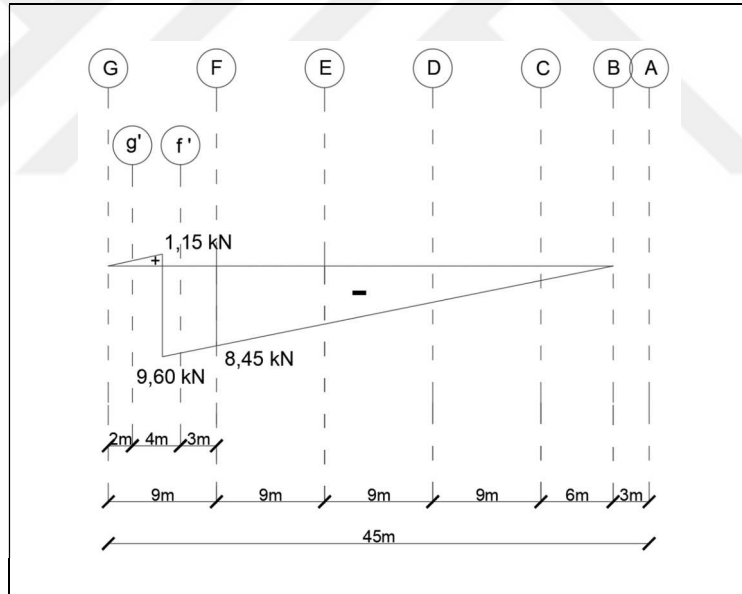
$$v_{CBF-1} = \frac{R_4 + R_5}{2} = \frac{104,99 + 104,99}{2} = 104,99 \text{ kN/m} \quad (6.154)$$

$$v_{CBF-4} = \frac{R_6}{1} = \frac{10,77}{1} = 10,77 \text{ kN/m} \quad (6.155)$$

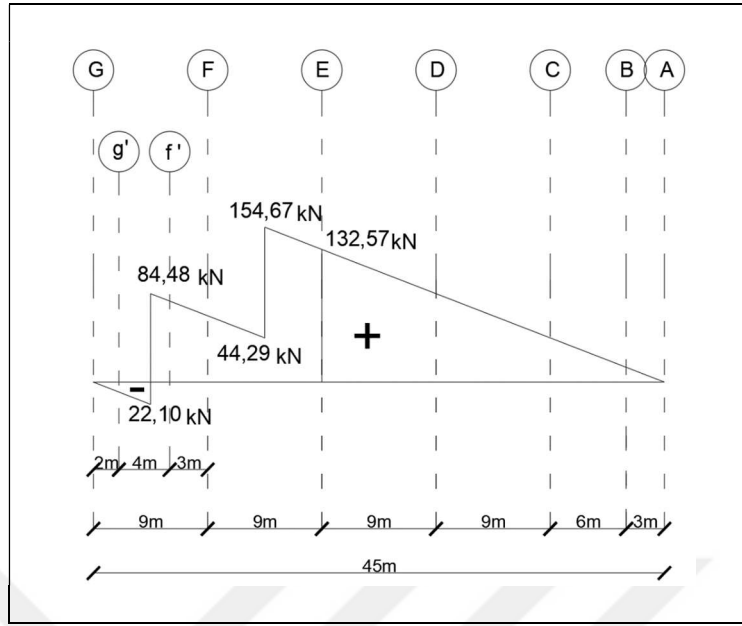
$$v_{CBF-7} = \frac{R_7 + R_8}{2} = \frac{-110,38 - 110,38}{2} = -110,38 \text{ kN/m} \quad (6.156)$$



Şekil 6.43: X yüklemesi nedeniyle 1-1 aksında yayılı diyafram kuvvetleri ve dikme eksenel yük diyagramı.



Şekil 6.44: X yüklemesi nedeniyle 4-4 aksında yayılı diyafram kuvvetleri ve dikme eksenel yük diyagramı.



Şekil 6.45: X yüklemesi nedeniyle 7-7 aksında yayılı diyafram kuvvetleri ve dikme eksenel yük diyagramı.

6.13.1.2. Y Doğrultusundaki Yüklemeyle Oluşacak Dikme Kuvvetleri

X Doğrultusundaki yükleme nedeniyle 4, 5, 6, 7 ve 8 numaralı elemanlar vasıtasıyla oluşturulan mesnet reaksiyonları sırasıyla -527,45 kN, -527,45 kN, -536,36 kN, -547,81 kN, -547,81 kN'dur. Burulma nedeniyle 1, 2 ve 3 numaralı elemanlar vasıtasıyla oluşan mesnet reaksiyonları ise -2,74 kN, -0,27 kN, 3,02 kN olarak hesaplanmıştır.

$$v_{Diap-1} = \frac{R_4 + R_5}{L_{G-A}} = \frac{-527,45 - 527,45}{45} = -23,44 \text{ kN/m} \quad (6.157)$$

$$v_{Diap-4} = \frac{R_6}{L_{G-B}} = \frac{-536,36}{42} = -12,77 \text{ kN/m} \quad (6.158)$$

$$v_{Diap-7} = \frac{R_7 + R_8}{L_{G-A}} = \frac{-547,81 - 547,81}{45} = -24,35 \text{ kN/m} \quad (6.159)$$

$$v_{CBF-1} = \frac{R_4 + R_5}{2} = \frac{527,45 + 527,45}{2} = 527,45 \text{ kN/m} \quad (6.160)$$

$$v_{CBF-4} = \frac{R_6}{1} = \frac{536,36}{1} = 536,36 \text{ kN/m} \quad (6.161)$$

$$v_{CBF-7} = \frac{R_7 + R_8}{2} = \frac{547,81 + 547,81}{2} = 547,81 \text{ kN/m} \quad (6.162)$$

$$v_{CBF-7} = \frac{R_7 + R_8}{2} = \frac{547,81 + 547,81}{2} = 547,81 \text{ kN/m} \quad (6.163)$$

$$v_{Diap-G} = \frac{R_G}{L_{1-8}} = \frac{2,74}{51} = 0 \text{ kN/m} \quad (6.164)$$

$$v_{Diap-E} = \frac{R_E}{L_{1-8}} = \frac{0,27}{51} = 0 \text{ kN/m} \quad (6.165)$$

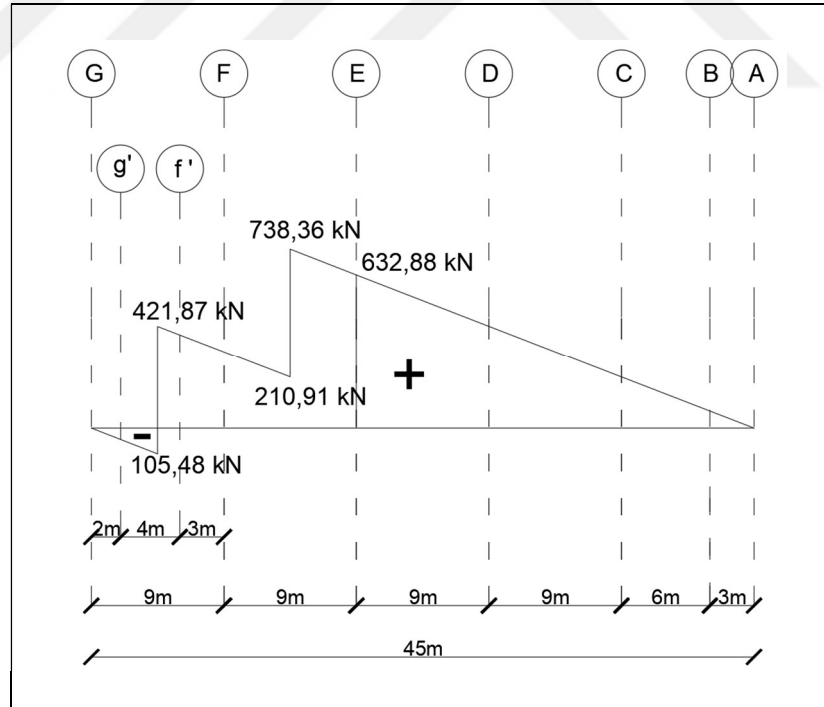
$$v_{Diap-B} = \frac{R_B}{L_{1-8}} = \frac{3,02}{51} = 0 \text{ kN/m} \quad (6.166)$$

$$v_{MRF-G} = \frac{R_G}{L_{2-7}} = \frac{2,74}{45} = 0 \text{ kN/m} \quad (6.167)$$

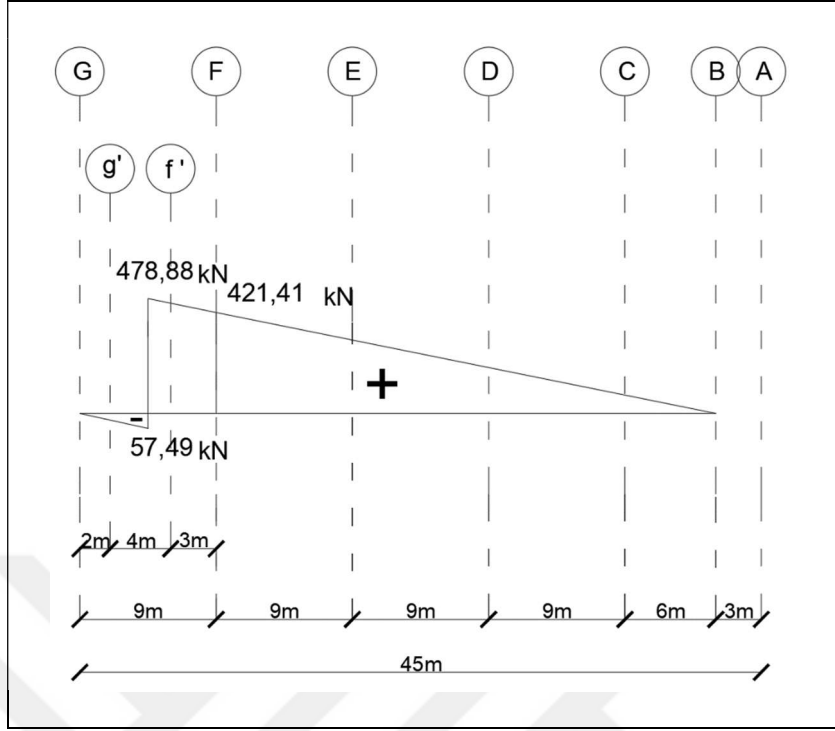
$$v_{MRF-E} = \frac{R_E}{L_{1-8}} = \frac{0,27}{45} = 0 \text{ kN/m} \quad (6.168)$$

$$v_{MRF-B} = \frac{R_B}{L_{1-8}} = \frac{3,02}{45} = 0 \text{ kN/m} \quad (6.169)$$

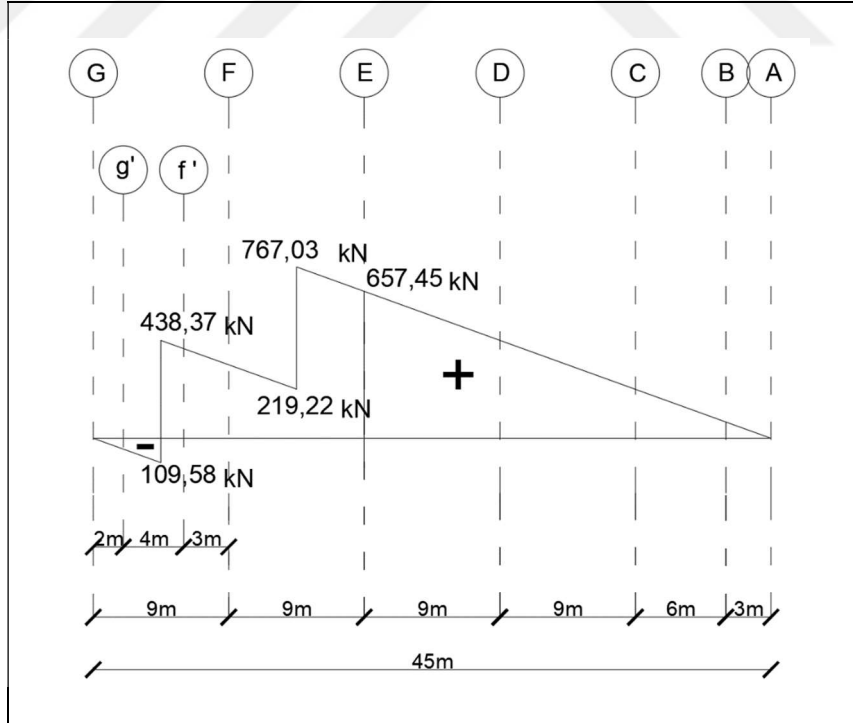
Burulma nedeniyle oluşan G, E ve B aksındaki etkiler çok küçük olduğu için 0'a yuvarlanmıştır.



Şekil 6.46: Y yüklemesi nedeniyle 1-1 aksında yayılı diyafram kuvvetleri ve dikme aksinel yük diyagramı.



Şekil 6.47: Y yüklemesi nedeniyle 4-4 aksında yayılı diyafram kuvvetleri ve dikme aksenal yük diyagramı.



Şekil 6.48: Y yüklemesi nedeniyle 7-7 aksında yayılı diyafram kuvvetleri ve dikme aksenal yük diyagramı.

6.13.1.3. X doğrultusu ve Y doğrultusundaki yüklemeler nedeniyle oluşan etkilerin birleştirilmesi

Dikme kuvvetleri Bölüm 3.4'e uygun olarak birleştirilmiştir.

- X doğrultusunda dikme kuvvetlerinin birleştirilmesi:

$$N_{dikme,G(1-2)} = N_{dikme,G(7-8)} = 51,39 \text{ kN} \quad (6.170)$$

$$N_{dikme,E(1-2)} = N_{dikme,E(7-8)} = 49,86 \text{ kN} \quad (6.171)$$

$$N_{dikme,B(1-2)} = N_{dikme,B(7-8)} = 47,82 \text{ kN} \quad (6.172)$$

- Y doğrultusunda dikme kuvvetlerinin birleştirilmesi:

Y doğrultusunda aksel kuvvet diyagramında daha büyük değerler olmasına rağmen 1-1 aksındaki dikmelerin hesabında E – E aksıyla kesişen noktadaki değerler kullanılmıştır bunun sebebi, E – A aksları arasının dikmelerden oluşması, G – E aksları arasının merkezi çaprazlı çerçevenin kirişleri olmasıdır. Bu durum 7 – 7 aksı içinde geçerliken 4 – 4 aksında farklılık göstermektedir çünkü bu aksta merkezi çaprazlı çerçeve G – F aksları arasındadır; bu nedenle 4 – 4 aksında dikme tasarımı için dikkate alınacak maksimum değer 4 – 4 aksı ile F – F aksının kesiştiği noktada okunan değerdir.

Dikme kuvvetleri birleştirilirken depremin tersinir davranışı göz önünde bulundurularak dikme kuvvetlerinin basınç ya da çekme olması göz ardı edilmiş ve her iki dikme kuvveti de mutlak değerli olarak birleştirilmiştir.

$$N_{dikme,1(E-D)} = |632,82| + |0,3 \cdot (-126,09)| = 670,65 \text{ kN} \quad (6.173)$$

$$N_{dikme,1(D-C)} = |421,88| + |0,3 \cdot (-84,06)| = 447,09 \text{ kN} \quad (6.174)$$

$$N_{dikme,1(C-B)} = |210,94| + |0,3 \cdot (-42,03)| = 223,55 \text{ kN} \quad (6.175)$$

$$N_{dikme,1(B-A)} = |70,32| + |0,3 \cdot (-14,01)| = 74,52 \text{ kN} \quad (6.176)$$

$$N_{dikme,4(F-E)} = |421,41| + |0,3 \cdot (-8,45)| = 423,95 \text{ kN} \quad (6.177)$$

$$N_{dikme,4(E-D)} = |306,48| + |0,3 \cdot (-6,15)| = 308,33 \text{ kN} \quad (6.178)$$

$$N_{dikme,4(D-C)} = |191,55| + |0,3 \cdot (-3,84)| = 192,70 \text{ kN} \quad (6.179)$$

$$N_{dikme,4(C-B)} = |76,62| + |0,3 \cdot (-1,54)| = 77,08 \text{ kN} \quad (6.180)$$

$$N_{dikme,7(E-D)} = |657,45| + |0,3 \cdot 132,5| = 697,2 \text{ kN} \quad (6.181)$$

$$N_{dikme,7(D-C)} = |438,30| + |0,3 \cdot 88,33| = 464,80 \text{ kN} \quad (6.182)$$

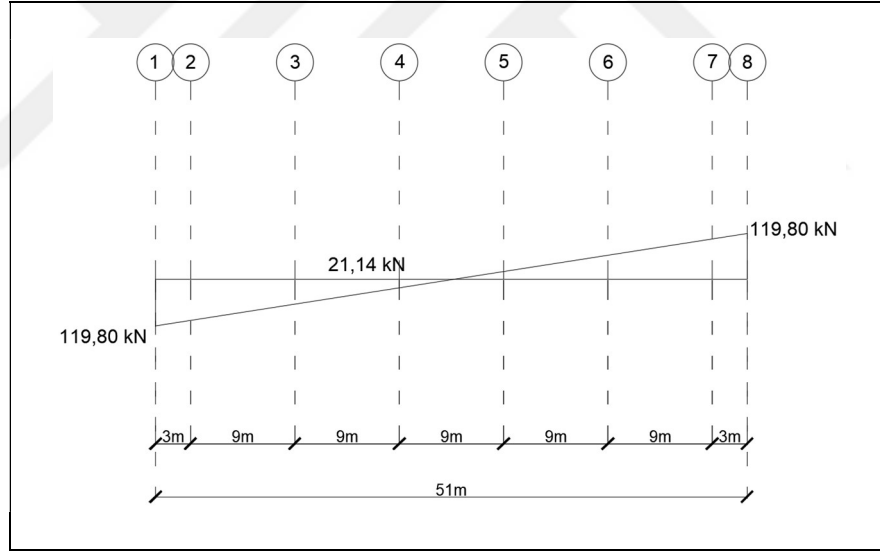
$$N_{dikme,7(C-B)} = |219,15| + |0,3 \cdot 44,17| = 232,40 \text{ kN} \quad (6.183)$$

$$N_{dikme,7(B-A)} = |73,05| + |0,3 \cdot 14,72| = 77,47 \text{ kN} \quad (6.184)$$

- X doğrultusundaki yükleme nedeniyle dikkate alınacak başlık kuvveti:

Tablo 6.23’de belirtildiği gibi G – E aksları arasında 115,76 kN, E – B aksları arasında 119,48 kN, B – A aksları arasında 5,07 kN maksimum başlık kuvveti oluşmaktadır. Dikme tasarımında başlık kuvveti olarak maksimum başlık kuvvetinin yeri göz ardı edilerek 119,8 kN değerindeki maksimum başlık kuvveti işlemden kolaylık olması amacıyla kullanılacaktır.

Başlık kuvvetlerinin uç bölgelerle beraber arada kalan 4 – 4 aksındaki kesişimi hesaplarda kullanılacağından üçgende benzerlik bağıntıları kullanılarak bu kısımdaki başlık kuvveti hesaplanmıştır.



Şekil 6.49: X doğrultusundaki yükleme nedeniyle E – E aksında oluşacak başlık kuvveti.

$$N_{başlık,4} = 119,80 - \left(\frac{119,80 \cdot 2}{51} \right) \cdot 21 = 21,14 \text{ kN} \quad (6.185)$$

- Y doğrultusundaki yükleme nedeniyle dikkate alınacak başlık kuvveti

Tablo 6.25’de belirtildiği gibi 1 – 4 aksları arasında 262,35 kN, 4 – 7 aksları arasında 253,42 kN, 7 – 8 aksları arasında 4,46 kN maksimum başlık kuvveti

$$D_{B(1-2)} = D_{B(7-8)} = 47,82 + 0,3 \cdot 262,35 = 126,53 \text{ kN} \quad (6.189)$$

- Y doğrultusunda dikme ve başlık kuvvetlerinin birleştirilmesi:

1 – 1 aksında birleştirme:

$$D_{1(E-D)} = 670,65 + 0,3 \cdot 119,80 = 706,59 \text{ kN} \quad (6.190)$$

$$D_{1(D-C)} = 447,09 + 0,3 \cdot 119,80 = 483,03 \text{ kN} \quad (6.191)$$

$$D_{1(C-B)} = 223,55 + 0,3 \cdot 119,80 = 259,49 \text{ kN} \quad (6.192)$$

$$D_{1(B-A)} = 74,52 + 0,3 \cdot 119,80 = 110,46 \text{ kN} \quad (6.193)$$

4 – 4 aksında birleştirme:

$$D_{4(F-E)} = 423,95 + 0,3 \cdot 21,14 = 430,29 \text{ kN} \quad (6.194)$$

$$D_{4(E-D)} = 308,33 + 0,3 \cdot 21,14 = 314,67 \text{ kN} \quad (6.195)$$

$$D_{4(D-C)} = 192,70 + 0,3 \cdot 21,14 = 199,04 \text{ kN} \quad (6.196)$$

$$D_{4(C-B)} = 77,08 + 0,3 \cdot 21,14 = 83,42 \text{ kN} \quad (6.197)$$

7-7 aksında birleştirme:

$$D_{7(E-D)} = 697,2 + 0,3 \cdot 119,80 = 733,14 \text{ kN} \quad (6.198)$$

$$D_{7(D-C)} = 464,80 + 0,3 \cdot 119,80 = 500,74 \text{ kN} \quad (6.199)$$

$$D_{7(C-B)} = 232,40 + 0,3 \cdot 119,80 = 268,34 \text{ kN} \quad (6.200)$$

$$D_{7(B-A)} = 77,47 + 0,3 \cdot 119,80 = 113,41 \text{ kN} \quad (6.201)$$

X doğrultusunda birleştirmeler sonucu elde edilen dikme kuvvetleri:

Tablo 6.27: X doğrultusundaki dikmelerin maruz kaldığı kuvvetler.

X Doğrultusu		1. Kat		2. Kat		3. Kat		4. Kat		5. Kat	
Aks	Aks Aralığı	$F_{T1} + F_V$ (kN)	$F_{T2} + F_V$ (kN)	$F_{T1} + F_V$ (kN)	$F_{T2} + F_V$ (kN)	$F_{T1} + F_V$ (kN)	$F_{T2} + F_V$ (kN)	$F_{T1} + F_V$ (kN)	$F_{T2} + F_V$ (kN)	$F_{T1} + F_V$ (kN)	$F_{T2} + F_V$ (kN)
G - G	(1 - 2)	130.15	128.99	125.93	125.35	125.49	125.10	125.27	124.98	125.15	124.92
	(7 - 8)	130.15	128.99	125.93	125.35	125.49	125.10	125.27	124.98	125.15	124.92
E - E	(1 - 2)	65.61	65.49	65.52	65.46	65.49	65.45	65.48	65.45	65.47	65.45
	(7 - 8)	65.61	65.49	65.52	65.46	65.49	65.45	65.48	65.45	65.47	65.45
B - B	(1 - 2)	126.57	128.97	124.14	125.34	124.29	125.09	124.38	124.98	124.44	124.92
	(7 - 8)	126.57	128.97	124.14	125.34	124.29	125.09	124.38	124.98	124.44	124.92

X Doğrultusu		6. Kat		7. Kat		8. Kat		Çatı Katı	
Aks	Aks Aralığı	$F_{T1} + F_V$ (kN)	$F_{T2} + F_V$ (kN)	$F_{T1} + F_V$ (kN)	$F_{T2} + F_V$ (kN)	$F_{T1} + F_V$ (kN)	$F_{T2} + F_V$ (kN)	$F_{T1} + F_V$ (kN)	$F_{T2} + F_V$ (kN)
G - G	(1 - 2)	125.07	124.88	125.02	124.85	124.13	124.89	363.52	365.35
	(7 - 8)	125.07	124.88	125.02	124.85	124.13	124.89	363.52	365.35
E - E	(1 - 2)	65.46	65.44	65.46	65.44	65.38	65.45	80.60	80.79
	(7 - 8)	65.46	65.44	65.46	65.44	65.38	65.45	80.60	80.79
B - B	(1 - 2)	124.48	124.88	124.51	124.85	125.38	124.93	365.94	365.48
	(7 - 8)	124.48	124.88	124.51	124.85	125.38	124.93	365.94	365.48

Y doğrultusunda birleştirmeler sonucu elde edilen dikme kuvvetleri:

Tablo 6.28: Y doğrultusundaki dikmelerin maruz kaldığı kuvvetler.

Y Doğrultusu		1. Kat		2. Kat		3. Kat		4. Kat		5. Kat	
Aks	Aks Aralığı	$F_{T1} + F_V$ (kN)	$F_{T2} + F_V$ (kN)	$F_{T1} + F_V$ (kN)	$F_{T2} + F_V$ (kN)	$F_{T1} + F_V$ (kN)	$F_{T2} + F_V$ (kN)	$F_{T1} + F_V$ (kN)	$F_{T2} + F_V$ (kN)	$F_{T1} + F_V$ (kN)	$F_{T2} + F_V$ (kN)
(1 - 1)	E - D	706.68	817.70	693.64	749.20	689.33	726.36	687.17	714.95	685.87	708.10
	D - C	483.10	557.18	474.47	511.51	471.59	496.29	470.16	488.68	469.29	484.11
	C - B	259.52	296.56	255.21	273.73	253.77	266.11	253.05	262.31	252.62	260.02
	B - A	110.47	122.81	109.03	115.20	108.55	112.66	108.31	111.40	108.17	110.63
(4 - 4)	F - A	430.30	437.77	429.44	433.17	429.15	431.63	429.00	430.87	428.91	430.41
	E - D	314.68	320.11	314.05	316.76	313.84	315.64	313.73	315.09	313.67	314.75
	D - C	199.05	202.44	198.66	200.35	198.53	199.66	198.46	199.31	198.42	199.10
	C - B	83.43	84.78	83.27	83.95	83.22	83.67	83.19	83.53	83.17	83.44
(7 - 7)	E - D	732.95	538.39	706.82	609.54	698.11	633.26	693.76	645.12	691.14	652.23
	D - C	500.58	370.87	483.16	418.31	477.36	434.12	474.45	442.03	472.71	446.77
	C - B	268.21	203.36	259.50	227.08	256.60	234.98	255.15	238.94	254.28	241.31
	B - A	113.30	91.68	110.40	99.59	109.43	102.22	108.95	103.54	108.66	104.33

Y Doğrultusu		6. Kat		7. Kat		8. Kat		Çatı Katı	
Aks	Aks Aralığı	$F_{T1} + F_V$ (kN)	$F_{T2} + F_V$ (kN)	$F_{T1} + F_V$ (kN)	$F_{T2} + F_V$ (kN)	$F_{T1} + F_V$ (kN)	$F_{T2} + F_V$ (kN)	$F_{T1} + F_V$ (kN)	$F_{T2} + F_V$ (kN)
(1 - 1)	E - D	685.01	703.53	684.39	700.27	697.97	633.65	352.79	274.93
	D - C	468.62	480.97	468.21	478.79	477.26	434.38	247.14	195.23
	C - B	252.23	258.41	252.03	257.32	256.55	235.11	141.49	115.54
	B - A	107.97	110.03	107.91	109.67	109.41	102.27	71.06	62.41
(4 - 4)	F - A	333.12	316.91	332.50	318.60	333.50	353.79	159.30	191.49
	E - D	244.00	232.21	243.55	233.44	244.27	259.03	117.58	141.00
	D - C	154.88	147.51	154.60	148.28	155.05	164.28	75.87	90.50
	C - B	65.76	62.81	65.64	63.12	65.82	69.52	34.15	40.01
(7 - 7)	E - D	689.40	656.98	688.16	660.37	690.15	730.75	341.75	406.14
	D - C	471.55	449.93	470.72	452.19	472.05	499.11	239.78	282.71
	C - B	253.70	242.89	253.28	244.02	253.95	267.48	137.81	159.28
	B - A	108.46	104.86	108.32	105.24	108.55	113.06	69.83	76.99

6.13.1.4. Tasarıma Esas Dikme Kuvvetleri

Tasarım dikme kuvvetleri her katta her bir doğrultuda iki farklı burulma durumu nedeniyle oluşan dikme kuvvetlerinin en kritik olanıdır.

Tablo 6.29: Dikme elemanlarının tasarımında esas alınacak eksenel kuvvetler.

Doğrultu	Aks	Aks Aralığı	1.Kat (kN)	2.Kat (kN)	3.Kat (kN)	4.Kat (kN)	5.Kat (kN)
X Doğrultusu	G - G	(1 - 2)	130.15	125.93	125.49	125.27	125.15
		(7 - 8)	130.15	125.93	125.49	125.27	125.15
	E - E	(1 - 2)	65.61	65.52	65.49	65.48	65.47
		(7 - 8)	65.61	65.52	65.49	65.48	65.47
	B - B	(1 - 2)	128.97	125.34	125.09	124.98	124.92
		(7 - 8)	128.97	125.34	125.09	124.98	124.92
Y Doğrultusu	(1 - 1)	E - D	817.70	749.20	726.36	714.95	708.10
		D - C	557.18	511.51	496.29	488.68	484.11
		C - B	296.56	273.73	266.11	262.31	260.02
		B - A	122.81	115.20	112.66	111.40	110.63
	(4 - 4)	F - A	437.77	433.17	431.63	430.87	430.41
		E - D	320.11	316.76	315.64	315.09	314.75
		D - C	202.44	200.35	199.66	199.31	199.10
		C - B	84.78	83.95	83.67	83.53	83.44
	(7 - 7)	E - D	732.95	706.82	698.11	693.76	691.14
		D - C	500.58	483.16	477.36	474.45	472.71
		C - B	268.21	259.50	256.60	255.15	254.28
		B - A	113.30	110.40	109.43	108.95	108.66

Doğrultu	Aks	Aks Aralığı	6. Kat (kN)	7. Kat (kN)	8. Kat (kN)	Çatı Katı (kN)
X Doğrultusu	G - G	(1 - 2)	125.07	125.02	124.89	365.35
		(7 - 8)	125.07	125.02	124.89	365.35
	E - E	(1 - 2)	65.46	65.46	65.45	80.79
		(7 - 8)	65.46	65.46	65.45	80.79
	B - B	(1 - 2)	124.88	124.85	125.38	365.94
		(7 - 8)	124.88	124.85	125.38	365.94
Y Doğrultusu	(1 - 1)	E - D	703.53	700.27	697.97	352.79
		D - C	480.97	478.79	477.26	247.14
		C - B	258.41	257.32	256.55	141.49
		B - A	110.03	109.67	109.41	71.06
	(4 - 4)	F - A	333.12	332.50	353.79	191.49
		E - D	244.00	243.55	259.03	141.00
		D - C	154.88	154.60	164.28	90.50
		C - B	65.76	65.64	69.52	40.01
	(7 - 7)	E - D	689.40	688.16	730.75	406.14
		D - C	471.55	470.72	499.11	282.71
		C - B	253.70	253.28	267.48	159.28
		B - A	108.46	108.32	113.06	76.99

6.13.2. Dikme Kesit Hesabı

1 – 1 aksı düzleminde en kritik durumda olan dikme E – D aksları arasındadır. Dikme tasarımı bu aks için yapılacaktır. Diğer tüm aksların maruz kaldıkları yükler ve seçilmiş bu dikme elemanı ilerleyen bölümlerde kapasite diyagramlarıyla mukayese edilmiştir.

6.13.2.1. Dikmenin Maruz Kaldığı Kuvvetler

Dikmeler aynı zamanda birer basit kiriş oldukları için ölü ve hareketli yükleri de dikme kuvvetleriyle birleştirilmiş bir şekilde güvenle taşıyabilmelidirler. Bu

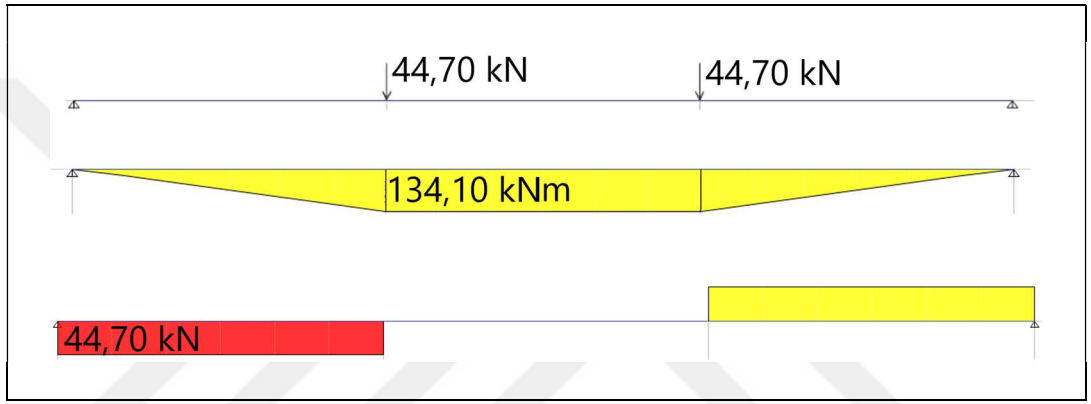
nedenle dikmelere etkiyecek uygun hareketli ve ölü yük kombinasyonuna göre hesaplanmış döşemenin birim alanına etkiyen kuvvet aşağıda verilmiştir.

$$Düşey\ Yük = 1,2D + E_v + L \quad (6.202)$$

$$E_v = 0,2 \cdot S_{DS} \cdot D \quad (6.203)$$

$$Düşey\ Yük = 1,2 \cdot 5,25 + 0,2 \cdot 1,080 \cdot 5,25 + 2,5 = 9,93 \text{ kN/m}^2 \quad (6.204)$$

$$F_1 = 9,93 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1,5 \text{ m} \cdot 3 \text{ m} = 44,70 \text{ kN} \quad (6.204)$$



Şekil 6.51: 1 – 1 aksında E – D ve D – E aksları arasında bulunan dikmelerinin maruz kaldığı yükler ve kesme ile eğilme momenti diyagramları.

$$P_{1,(E-D)} = 817,70 \text{ kNm} \quad (6.205)$$

$$M_{1,(E-D)} = 134,10 \text{ kNm} \quad (6.206)$$

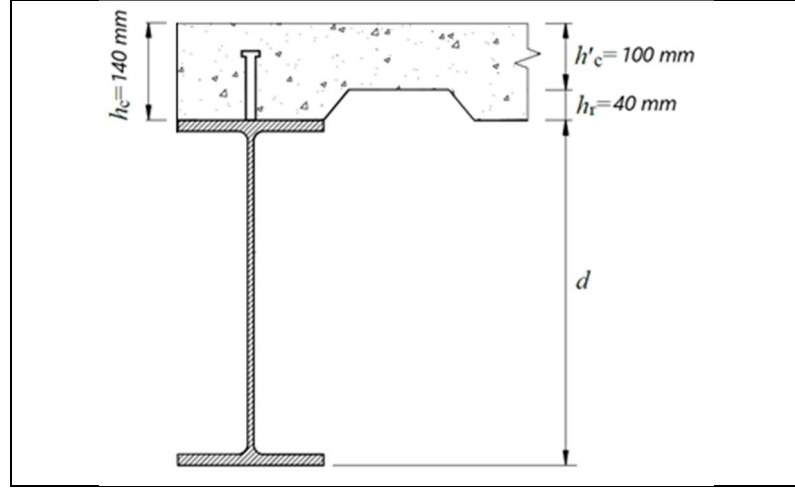
$$V_{1,(E-D)} = 44,70 \text{ kN} \quad (6.207)$$

6.13.2.2. Dikme Kesit Özellikleri

Tüm dikmeler için HE 360B kesit seçilmiştir.

Tablo 6.30: Profil kesit özellikleri.

HE360B Kesit Özellikleri							
d (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	A (mm ²)	I _x (mm ⁴)	I _y (mm ⁴)	h (mm)
360	300	12.5	22.5	18060	431900000	101400000	261
h ₀ (mm)	J (mm ⁴)	W _{px} (mm ³)	W _{py} (mm ³)	W _{cx} (mm ³)	W _{cy} (mm ³)	C _w (mm ⁶) (10 ⁹)	
315	2925000	2683000	1032000	2400000	676100	2883	



Şekil 6.52: 1 – 1 Aksı Y doğrultusunda kompozit dikme kesiti.

- Dikme eğilme momenti kapasitesi:

Dikme eğilme momenti kapasitesi kompozit kesit olarak belirlenmiştir.

Kompozit dikmenin moment kapasitesinin hesaplanmasında ilk adım olarak etkin genişlik tespit edilmiştir.

$$L_{1(E-D)} = 9000 \text{ mm} \quad (6.208)$$

$$b_{eff} = \text{minimum}\left(\frac{L}{8}; \frac{s}{2}\right) \quad (6.209)$$

- L = Dikme uzunluğu
- L_a = Dikme enkesitinin düşey ekseninden komşu kiriş enkesitinin düşey eksenine olan uzaklık.

$$b_{eff,1(E-D)} = \text{minimum}\left(\frac{9000}{8}; \frac{3000}{2}\right) = 1125 \text{ mm} \quad (6.210)$$

$$b_{1(E-D)} = 1125 \text{ mm} \cdot 1 = 1125 \text{ mm} \quad (6.211)$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{261}{12,5} = 20,88 \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 89,25 \quad (6.212)$$

olduğundan kompozit enkesit plastik gerilme dağılımı yöntemi ile akma sınır durumu için karakteristik eğilme dayanımı belirlenmiştir.

Çelik sac hadveleri çelik kiriş boyuna eksenine dik doğrultuda yerleştirildiği için çelik sac üst kotunun altında kalan betonun katkısı tasarıma dahil edilmiştir.

$$A_{c,1(E-D)} = 1125 \text{ mm} \cdot 140 \text{ mm} = 1575 \cdot 10^2 \text{ mm}^2 \quad (6.213)$$

Kompozit kirişin tasarımında göz önüne alınacak basınç kuvveti:

$$C_s = F_y \cdot A_s = 355 \cdot 18060 = 6411,30 \text{ kN} \quad (6.214)$$

$$C_{c,1(E-D)} = 0,85 \cdot f_{ck} \cdot A_c = 0,85 \cdot 30 \cdot 1575 \cdot 10^2 = 4016,25 \text{ kN} \quad (6.215)$$

Kompozit kirişler tam etkileşimli kabul edilerek tasarlandığından kompozit elemanın basınç dayanımı beton ve çıplak çeliğin basınç dayanımından minimum olanı olarak verilmiştir.

$$C = \text{minimum}(C_s; C_c) \quad (6.216)$$

$$C_{c,1(E-D)} = 4016,25 \text{ kN} \quad (6.217)$$

Tarafsız eksenin yeri denge durumu göz önüne alınarak kabaca belirlenmiştir.

$$C_{c,1(E-D)} < C_s \quad (6.218)$$

olduğundan bu elemanlarda plastik tarafsız eksen çelik kesitin içinde kalmaktadır.

$$C_c + F_y \cdot (y_{1(E-D)} - h_c) \cdot b_f = F_y A_s - F_y \cdot (y_{1(E-D)} - h_c) \cdot b_f \quad (6.219)$$

$$4016,25 \cdot 10^3 + 355 \cdot (y_{1(E-D)} - 140) \cdot 300 \quad (6.220)$$

$$= 6411,30 \cdot 10^3 - 355 \cdot (y_{1(E-D)} - 140) \cdot 300$$

$$y_{1(E-D)} = 151,24 \text{ mm} \quad (6.221)$$

E-D aksındaki kompozit elemanda plastik tarafsız eksen çelik kesitin başlığının içinden geçtiği için basınç kuvveti hem beton yüksekliği nedeniyle oluşan eşdeğer basınç bloğu yüksekliğinin yarısından ve çelik başlığın basınca çalışan yüksekliğinin yarısından olmak üzere iki bölgeden basınç kuvveti etkirken çekme kuvveti ise plastik tarafsız eksenin altında kalan çelik kesitin ağırlık merkezinden etkir, bu nedenle plastik tarafsız eksenin altında bulunan çelik kesitin ağırlık merkezinin hesaplanması gerekmektedir.

Profilin basınca çalışan yüksekliği:

$$y_{1(E-D)} - h_c = t_{fc} = 151,24 - 140 = 11,24 \text{ mm} \quad (6.222)$$

Profilin çekmeye çalışan yüksekliği:

$$t_f - t_{fc} = t_{ft} = 22,5 - 11,24 = 11,26 \text{ mm} \quad (6.223)$$

Profilin çekmeye çalışan ağırlık merkezi:

$$y_G = \frac{11,26 \cdot 300 \cdot (360 - 22,5 + 11,26 \cdot 0,5)}{11,26 \cdot 300 + 315 \cdot 12,5 + 300 \cdot 22,5} + \frac{315 \cdot 12,5 \cdot (315 \cdot 0,5 + 22,5)}{11,26 \cdot 300 + 315 \cdot 12,5 + 300 \cdot 22,5} \quad (6.224)$$

$$+ \frac{300 \cdot 22,5 \cdot (22,5 \cdot 0,5)}{11,26 \cdot 300 + 315 \cdot 12,5 + 300 \cdot 22,5}$$

$$y_G = 138,18 \text{ mm} \text{ (Kesitin alt başlığının alt kotundan)} \quad (6.225)$$

Kesitin moment kapasitesi:

$$M_{n,1}(E - D) = 0,85 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot k_1 \cdot h_c \cdot (d + k_1 \cdot h_c \cdot 0,5 + (h_c - k_1 \cdot h_c)) + F_y \cdot b_f \cdot t_{fc} \cdot (d - t_{fc} \cdot 0,5) - (F_y \cdot A_s - F_y \cdot b_f \cdot t_{fc}) y_G \quad (6.226)$$

$$M_{n,1}(E - D) = 0,85 \cdot 30 \cdot 1125 \cdot 0,82 \cdot 140 \cdot (360 + 0,82 \cdot 140 \cdot 0,5 + (140 - 0,82 \cdot 140)) + 355 \cdot 300 \cdot 11,24 \cdot (360 - 11,26 \cdot 0,5) - (355 \cdot 18060 - 355 \cdot 300 \cdot 11,26) \cdot 138,18 \quad (6.227)$$

$$M_{n,1}(E - D) = 1161,59 \text{ kNm} \quad (6.228)$$

$$M_{d,1}(E - D) = \phi M_n = 0,9 \cdot 1161,59 = 1045,43 \text{ kNm} \quad (6.229)$$

- Dikme basınç kapasitesi:

Dikmenin aksenal basınç kuvveti dayanımının belirlenmesinde ÇYTHYE Bölüm 8 temel alınmıştır.

Rijitleştirilmemiş eleman kontrolü:

$$\frac{b}{2 \cdot t_f} = \frac{300}{2 \cdot 2,19} = 7,89 \quad (6.230)$$

Rijitleştirilmiş eleman kontrolü:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{261}{12,5} = 20,88 \quad (6.231)$$

Atalet yarı çapının hesaplanması:

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{431900000}{18060}} = 154,64 \text{ mm}; r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{101400000}{18060}} = 74,93 \text{ mm} \quad (6.232)$$

Yerel burkulma kontrolü ÇYTHYE Tablo 5.1 A'göz önüne alınarak yapılmıştır.

Rijitleştirilmemiş eleman kontrolü:

$$\lambda_r = 0,56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{355}} = 13,29 \quad (6.233)$$

Rijitleştirilmiş eleman kontrolü:

$$\lambda_r = 1,49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1,49 \sqrt{\frac{200000}{355}} = 35,37 \quad (6.234)$$

Eleman en kesitinin gövdesi ve başlığının her ikisi de kompakttır.

Eğilmeli burkulma sınır durumu için zayıf eksen tespit edilmiştir. Bu tespite göre aksenal basınç kuvveti dayanımını kuvvetli eksen olan (x-x) eksenini etrafında oluşan eğilmeli burkulma durumu belirleyecektir.

$$\frac{k_x L_x}{r_x \cdot 1(E-D)} = \frac{1,0 \cdot 9000}{154,64} = 58,20 \quad (6.235)$$

$$\frac{k_y L_y}{r_{y \ 1(E-D)}} = \frac{1,0 \cdot 3000}{74,93} = 40,04 \quad (6.236)$$

Burulmalı burkulma boyu zayıf eksen burkulma boyuna eşittir. Burulmalı burkulma sınır şartlarının I şekilli elemanlar için kontrol edilmesine ihtiyaç yoktur çünkü zayıf eksenin burkulma değeri daha düşüktür.

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \sqrt{\frac{200000}{355}} = 111,79 > 58,20 \quad (6.237)$$

Eğilmeli burkulma sınır durumu tespit edilmiştir.

$$F_{e,1(E-D)} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 200000}{(58,20)^2} = 582,75 \text{ N/mm}^2 \quad (6.238)$$

Kritik burkulma gerilmesi tespit edilmiş ardından bu kritik burkulma gerilmesine karşılık gelen basınç kuvveti tespit edilmiş ve yük azaltma katsayılarıyla azaltılmıştır.

$$F_{cr,1(E-D)} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e}\right] F_y = \left[0,658 \frac{355}{582,75}\right] 355 = 275,10 \text{ N/mm}^2 \quad (6.239)$$

$$P_{n,1(E-D)} = F_{cr} A_g = 275,10 \cdot 18060 = 4968,31 \text{ kN} \quad (6.240)$$

$$\phi P_{n,1(E-D)} = 0,90 \cdot 4968,31 = 4471,48 \text{ kN} \quad (6.241)$$

- Dikmenin birleşik etki altında kapasitesi:

Dikmelerin birleşik etki altında davranışının değerlendirilmesinde, Seismic Design Brief No:5'e dayanılarak, moment kapasitesinin belirlenmesinde kompozit bir kiriş gibi düşünülmüştür. [NEHRP, 2011] Bu doğrultuda, daha önceki kısımlarda yapıldığı üzere ÇYTHYE Bölüm 11'de verilen bağıntılar kullanılmış, basınç kapasitesinin değerlendirilmesinde ise kompozit olmayan kirişin basınç dayanımı kullanılmıştır.

$$\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2 \text{ için;} \quad (6.242)$$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0 \quad (6.243)$$

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2 \text{ için;} \quad (6.244)$$

$$\frac{P_r}{2 \cdot P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0 \quad (6.245)$$

$$\frac{P_{r,1(E-D)}}{\phi P_{n,1(E-D)}} = \frac{817,70}{4471,48} = 0,18 < 0,20 \quad (6.246)$$

$$\frac{817,70}{2 \cdot 4471,48} + \frac{134,10}{1045,43} = 0,22 \leq 1,0 \quad (6.247)$$

Dikme aksenal yük ve eğilme altında kapasitesinin %22'sini kullanmaktadır. Bu nedenle fazlasıyla dayanıma sahiptir.

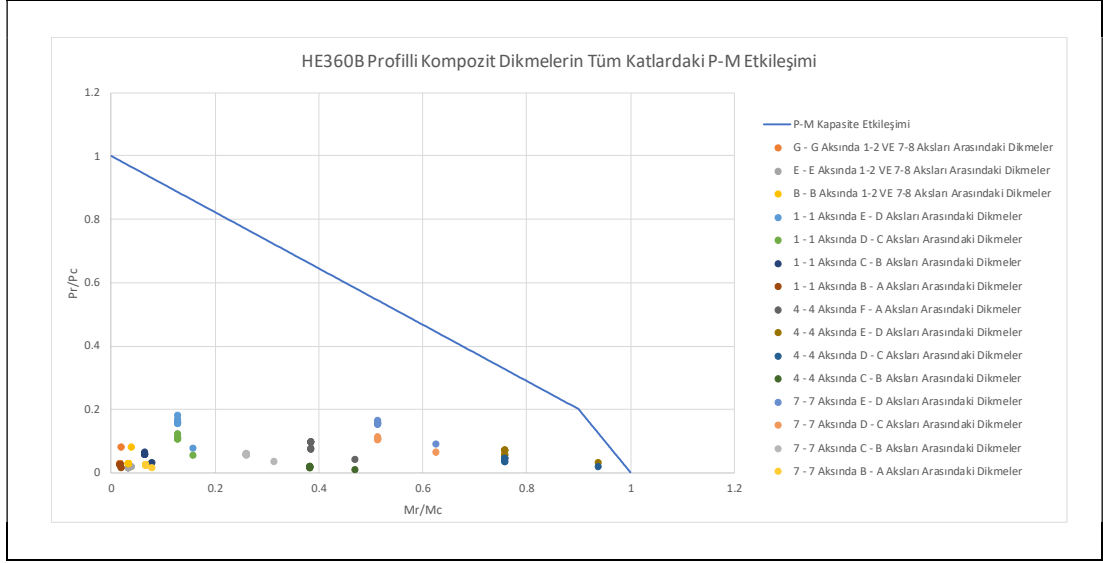
6.13.2.3. Tüm Katlar için P – M Etkileşimi

Tüm dikme kesitleri HE360B olarak seçilmiştir. Çatı katı dikmelerinin moment kapasiteleri kompozit olmadıklarından sadece çelik HE360B profillerin kapasiteleri olarak göz önüne alınmıştır.

- Diğer dikmelerin maruz kaldığı eğilme momenti değerleri:

Tablo 6.31: Dikme elemanlarının maruz kaldığı eğilme momentleri.

Dikmenin Bulunduğu Konum	Maruz Kaldığı Moment (kNm)
$M_{1,(E-D)} = M_{1,(D-C)}$: 134,10
$M_{1,(C-B)}$: 67,05
$M_{1,(B-A)}$: 16,76
$M_{4,(F-E)}$: 402,18
$M_{4,(E-D)} = M_{4,(D-C)}$: 804,33
$M_{4,(B-A)}$: 402,17
$M_{7,(E-D)} = M_{7,(D-C)}$: 536,22
$M_{7,(C-B)}$: 268,11
$M_{7,(B-A)}$: 67,03
$M_{G,(E-D)} = M_{G,(D-C)}$: 16,76
$M_{E,(E-D)} = M_{E,(D-C)} = M_{B,(E-D)} = M_{B,(D-C)}$: 33,51



Şekil 6.53: Dikmelerin P – M etkileşimi.

6.13.2.4. Kompozit Etkileşimin Sağlanması

Başlıklı çelik ankrajın dayanımı sayısı ise kesitin tam etkileşimde olduğu göz önüne alınarak belirlenmiştir.

$$E_c = 0,043w_c^{1,5}\sqrt{f_{ck}} = 0,043 \cdot 2400^{1,5}\sqrt{30} = 27690 \text{ MPa} \quad (6.248)$$

$$A_{sa} = \frac{\pi d_{sa}^2}{4} = \frac{\pi 19^2}{4} = 283,53 \text{ mm}^2 \quad (6.249)$$

$$\frac{w_r}{h_r} = \frac{100}{40} = 2,5 > 1,0 \text{ olduğundan} \quad (6.250)$$

$$R_g = 1,0 ; R_p = 0,75 \quad (6.251)$$

$$Q_n = 0,5A_{sa}\sqrt{f_{ck}E_c} \leq R_gR_pA_{sa}F_u \quad (6.252)$$

$$Q_n = 0,5 \cdot 283,53 \cdot \sqrt{30 \cdot 27690} \leq 1,0 \cdot 0,75 \cdot 283,53 \cdot 450 \quad (6.253)$$

$$Q_n = 129,21 \text{ kN} \quad (6.254)$$

Tam etkileşimli kompozit kiriş varsayımı kabul edildiğinden

$$V' = C = \text{minimum}(C_s; C_c) \quad (6.255)$$

$$V'_{c,1(E-D)} = 4016,25 \text{ kN} \quad (6.256)$$

Tekil yük ile eğilme momentinin 0 olduğu bölge arasında kullanılacak ankraj sayısı:

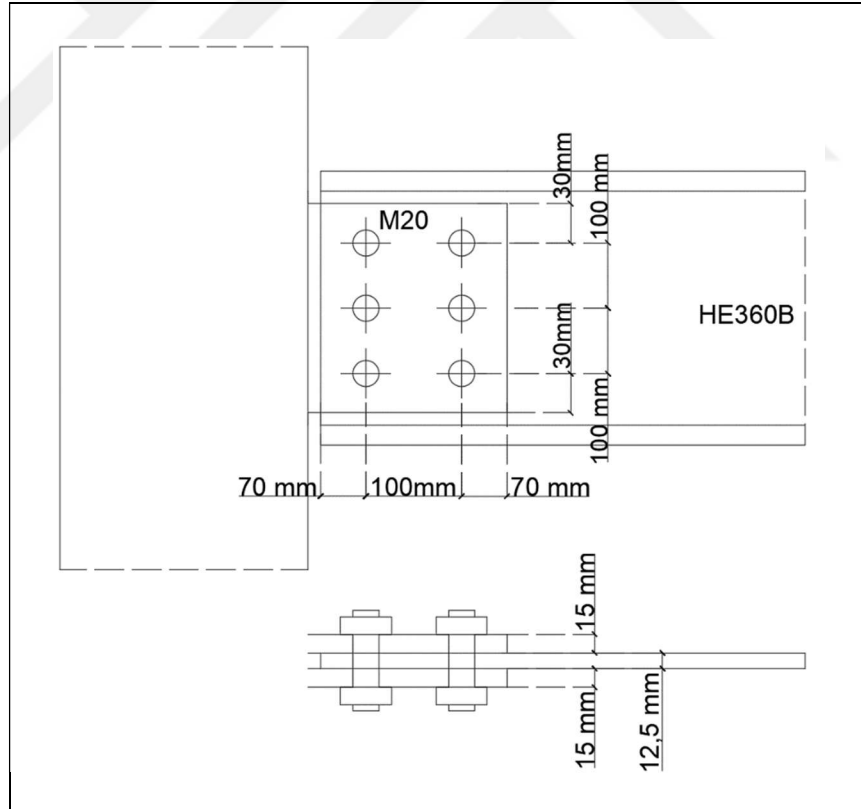
$$N_{1(E-D)} = \frac{4016,25}{129,21} = 31 \text{ adet} \quad (6.257)$$

$$\frac{300 \text{ cm}}{32} = 9,4 \text{ cm} \quad (6.258)$$

Dikmenin orta açıklığında minimum şartların sağlanması yeterlidir [ÇYTHYE, 2018].

6.13.2.5. Dikme – Kolon Birleşim Tasarımı

Dikme ve kolon bağlantısı Şekil 6.54’de verildiği üzere çift tesirli olarak gövdeden bulonlu bir şekilde yapılmıştır. Bulonlar 10.9 sınıfı olarak belirlenmiş ve çap olarak ise M20 bulon tercih edilmiştir. Birleşim tahkiki 1 – 1 aksı düzleminde bulunan en kritik dikme için detaylı olarak gösterilmiştir. Diğer dikme elemanları için bu birleşim tipinde tasarımı yöneten kapasite kullanım oranı grafiği verilmiştir.



Şekil 6.54: Birleşim detayı.

$$P_{1(E-D)} = 817,70 \text{ kN} \quad (6.259)$$

$$V_{1(E-D)} = 44,70 \text{ kN} \quad (6.260)$$

- Birleşim levhasının akma kontrolü:

Levha akması kesme ve aksenal kuvvet etkilerinin birleşimi için kontrol edilmelidir [National Council of Structural Engineers Association, 2009]. Aksenal kuvvet ayrıca kirişin ekseni ve levhanın ekseni arasındaki mesafe nedeniyle zayıf eksende eksantrik momente neden olur. Levha akmasının kontrolü dört adımda yapılmıştır ilk üçü dayanımların belirlenmesi sonuncusu ise birleşik etki altındaki dayanımın kontrol edilmesidir.

$$\left(\frac{V_r}{V_c}\right)^2 + \left(\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_r}{M_c}\right)^2 \quad (6.261)$$

- i) İlk adım olarak levhanın kesme dayanımı belirlenmiştir.

$$V_n = 0,6 \cdot F_y \cdot t \cdot h = 0,6 \cdot 355 \cdot 15 \cdot 260 = 830,70 \text{ kN} \quad (6.262)$$

$$\phi V_n = 1,0 \cdot 830,70 = 830,70 \text{ kN} \quad (6.263)$$

- ii) İkinci adımda levhanın aksenal dayanımlarından kritik olanı olan basınç dayanımı belirlenmiştir.

ÇYHTYE Madde 13.4.4 (a), $L_c \leq 25$ için basınç dayanımının $P_n = F_y \cdot A_g$ olarak hesaplanmasını hükmetmektedir.

$$\frac{KL}{r} = \frac{1,0 \cdot 70}{\frac{15}{\sqrt{12}}} = 16,17 \leq 25 \quad (6.264)$$

$$P_n = F_y A_g = 355 \cdot (15 \cdot 260) = 1384,50 \text{ kN} \quad (6.265)$$

$$\phi P_n = 0,90 \cdot 1384,50 = 1246,05 \text{ kN} \quad (6.266)$$

- iii) Üçüncü adımda levhanın eğilme dayanımı ve aksenal yük nedeniyle maruz kaldığı eğilme momenti belirlenmiştir.

$$P_r = \frac{P_1}{2} = \frac{817,70}{2} = 408,85 \text{ kN} \quad (6.267)$$

$$M_r = P_r \cdot \frac{t}{2} = 408,85 \cdot \frac{15}{2} = 3,07 \text{ kNm} \quad (6.268)$$

$$M_n = d \cdot \frac{t^2}{4} \cdot F_y = 260 \cdot \frac{15^2}{4} \cdot 355 = 5,19 \text{ kNm} \quad (6.269)$$

$$\phi M_n = 0,9 \cdot 5,19 = 4,67 \text{ kNm} \quad (6.270)$$

iv) Son adımda birleşik etkiler altında levha tahkik edilmiştir.

$$V_r = \frac{V_1}{2} = \frac{44,7}{2} = 22,5 \text{ kN} \quad (6.271)$$

$$P_r = \frac{P_1}{2} = \frac{817,70}{2} = 408,85 \text{ kN} \quad (6.272)$$

$$\left(\frac{44,70}{830,70}\right)^2 + \left(\frac{408,85}{1246,05} + \frac{8}{9} \cdot \frac{3,07}{4,67}\right)^2 = 0,87 \leq 1,0 \quad (6.273)$$

Birleşim levhası öngörülen yükler altında akmadan yük aktarımını sağlayacak dayanıma sahiptir.

- Birleşim levhasının kopma kontrolü:

Birleşim levhasının kopma kontrolü levhadaki delikler nedeniyle, net alanın azalması bu nedenlerle levhanın gevrek bir şekilde kopmamasını sağlamak için yapılır [National Council of Structural Engineers Association, 2009].

Bulon delik çapı:

$$d_h = 20 + 2 = 22 \text{ mm} \quad (6.274)$$

$$\left(\frac{V_r}{V_c}\right)^2 + \left(\frac{P_r}{P_c}\right)^2 \leq 1,0 \quad (6.275)$$

Çekme ve kesme doğrultuları için net alanlar tespit edilmiş ardından bu net alanlar göz önüne alınarak birleşik kesme ve eksenel kuvvet tahkiki yapılmıştır.

$$A_{nett} = (15 \text{ mm} \cdot 260 \text{ mm} - 3 \cdot (22 \text{ mm} \cdot 15 \text{ mm})) = 2910 \text{ mm}^2 \quad (6.276)$$

$$F_u = 510 \text{ Mpa} \quad (6.277)$$

$$A_{netv} = (15 \text{ mm} \cdot 240 \text{ mm} - 2 \cdot (22 \text{ mm} \cdot 15 \text{ mm})) = 2940 \text{ mm}^2 \quad (6.278)$$

$$\phi V_n = 0,75 \cdot 0,6 \cdot F_u \cdot A_{net} = 0,75 \cdot 0,6 \cdot 510 \cdot 2940 = 674,73 \text{ kN} \quad (6.279)$$

$$\phi P_n = F_u \cdot A_{net} = 0,75 \cdot 510 \cdot 2910 = 1113,08 \text{ kN} \quad (6.280)$$

$$\left(\frac{44,70}{674,73}\right)^2 + \left(\frac{817,70}{1113,08}\right)^2 = 0,54 \leq 1,0 \quad (6.281)$$

Birleşim levhası yeterli kopma dayanımına sahiptir.

- Dikme gövdesinin dayanımı:

Dikme gövdesi özellikle kesit aksenal yük taşıyacağı için daha kalın gövde kalınlıklarına sahip HEB profil olarak seçilmiştir. Dikme gövdesi çift tesirli bir bağlantıyla bağlandığından gövdede aksenal yük nedeniyle moment oluşmamaktadır. Buna rağmen HEB profil tek bir gövdeye sahip olduğundan kesme kuvveti ve aksenal birleşik kuvveti altındaki kesit detaylıca analiz edilmelidir, çünkü konsantre yükler taşımaktadır Bu amaçla dikme gövdesi 3 adımda tahkik edilecektir, ilk iki adımda dayanımlar belirlenmiş üçüncü adımda tahkik yapılmıştır.

- i) Dikme gövdesinin kesme dayanımı:

$$V_n = 0,6 \cdot F_y \cdot t_w \cdot h = 0,6 \cdot 355 \cdot 12,5 \cdot 260 = 692,30 \text{ kN} \quad (6.282)$$

$$V_c = \phi V_n = 0,75 \cdot 692,30 = 519,23 \text{ kN} \quad (6.283)$$

- ii) Dikme gövdesinin basınç dayanımı:

ÇYHTYE Madde 13.4.4 (a), $L_c \leq 25$ için basınç dayanımının $P_n = F_y \cdot A_g$ olarak hesaplanmasını hükmetmektedir.

$$\frac{KL}{r} = \frac{1,0 \cdot (100 - 22)}{\frac{12,5}{\sqrt{12}}} = 21,62 \leq 25 \quad (6.284)$$

$$P_n = F_y A_g = 355 \cdot (12,5 \cdot 260) = 1153,75 \text{ kN} \quad (6.285)$$

$$\phi P_n = 0,90 \cdot 1153,75 = 1038,38 \text{ kN} \quad (6.286)$$

- iii) Birleşik etki:

$$\left(\frac{V_r}{V_c}\right)^2 + \left(\frac{P_r}{P_c}\right)^2 \leq 1,0 \quad (6.287)$$

$$\left(\frac{44,70}{519,23}\right)^2 + \left(\frac{817,70}{1038,38}\right)^2 = 0,63 \leq 1,0 \quad (6.288)$$

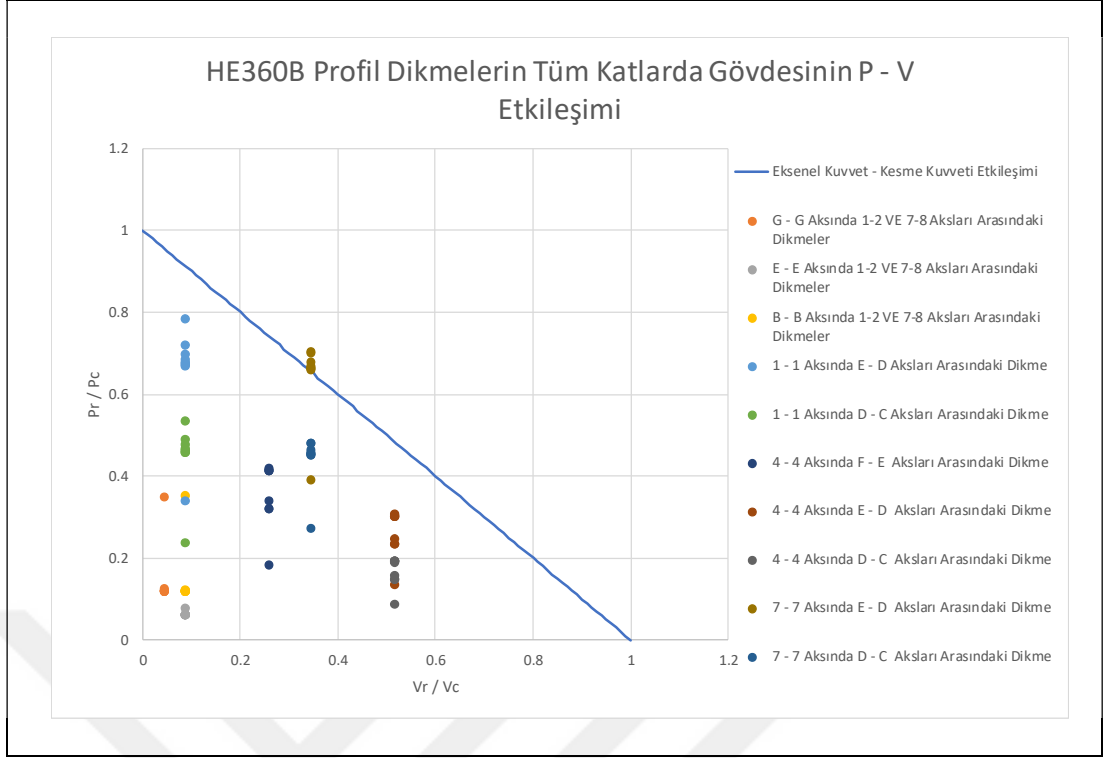
Dikme gövdesi üzerindeki yükleri aktarabilmek için yeterli dayanıma sahiptir. Hatta %37 oranında fazladan kapasitesi bulunmaktadır.

- Tüm katlar için dikme gövdesinin P – V etkileşimi:

Tüm katlarda tüm dikmeler için HE360B profil gövdesinin maruz kaldığı değerler hesaplanmış kapasite değerleriyle birleşik etki formülüne sokularak Şekil 6.55’de verilmiş grafik elde edilmiştir. Dikmelerin maruz kaldığı değerler Tablo 6.32’de verilmiştir.

Tablo 6.32:Dikme elemanlarının maruz kaldığı kesme kuvvetleri.

Dikmenin Bulunduğu Konum	Maruz kaldığı kesme kuvveti (kN)
$V_{1,(E-D)} = V_{1,(D-C)}$	44,70
$V_{1,(C-B)} = V_{1,(B-A)}$	22,34
$V_{4,(F-E)}$	134,06
$V_{4,(E-D)} = V_{4,(D-C)}$	268,11
$V_{4,(C-B)}$	201,09
$V_{7,(E-D)} = V_{7,(D-C)}$	178,74
$V_{7,(C-B)} = V_{7,(B-A)}$	89,37
$V_{G,(E-D)} = V_{G,(D-C)}$	14,90
$V_{E,(E-D)} = V_{E,(D-C)} = V_{B,(E-D)} = V_{B,(D-C)}$	29,80



Şekil 6.55: Tüm katlar için dikme gövdesinin P – V etkileşimi.

• Bulon kontrolleri:

Bulon Sınıfı 10.9 olarak seçilmiştir, bu sınıfın karakteristik dayanım değerleri $F_{nt} = 750 \text{ MPa}$; $F_{nv} = 450 \text{ MPa}$ 'dir. Bulon dayanımının belirlenmesi maruz kaldığı her etki göz önüne alınarak bir çok adımdan oluşmaktadır.

i) Kesme kontrolü:

$$\sqrt{V_r^2 + P_r^2} = \sqrt{268,22^2 + 816,06^2} = 859,01 \text{ kN} \quad (6.289)$$

$$\phi R_n = n_{sp} \cdot \phi \cdot F_{nv} \cdot A_b = 12 \cdot 0,75 \cdot 450 \cdot (\pi \cdot 10^2) = 1272,35 \text{ kN} \quad (6.290)$$

ii) Kesme ve çekme kuvvetinin ortak etkisindeki bulonun çekme kontrolü:

Bulonlar çekme kuvveti altında olmadığından bu etkinin kontrolüne gerek yoktur.

iii) Bulon deliğinin ezilme sınır durumunun kontrolü:

Bulon deliğinin ezilme sınır durumunu iki sınır durumu kontrol etmektedir. Bunlardan ilki oval form alma sınır durumu ikincisi birleşen elemanın kesme etkisindeki kırılma durumudur.

Dikme gövdesinin kalınlığı daha kritik olduğundan oval form alma sınır durumunu giriş gövdesi yönetmektedir.

$$R_n = 2,4 \cdot d \cdot t \cdot F_u = 2,4 \cdot 20 \cdot 12,5 \cdot 510 = 306 \text{ kN} \quad (6.291)$$

Birleşen elemanın kesme etkisindeki kırılma durumunun tespitinde, kenar ile bulon arasındaki levha ve kenara yakın olan levha arasındaki mesafe eşit olmadığından ayrı ayrı göz önüne alınarak ezilme sınır durumu belirlenmelidir. Dikme gövdesinin kalınlığı daha kritik olduğundan bu dayanımı giriş gövdesi yönetmektedir.

Bulonlar arasındaki levhanın dayanımı belirlenirken iki bulon deliğinin yarı çapı çıkarılarak en kısa uzunluk belirlenmiştir.

Ezilmeye maruz kalan en kısa uzunluk:

$$l_c = 100 - 22 = 78 \text{ mm} \quad (6.292)$$

$$R_n = 1,2 \cdot l_c \cdot t \cdot F_u = 1,2 \cdot 78 \cdot 12,5 \cdot 510 = 596,70 \text{ kN} \quad (6.293)$$

Kenara yakın olan levhanın dayanımı belirlenirken bir bulon deliğinin yarı çapı çıkarılarak en kısa uzunluk belirlenmiştir.

Ezilmeye maruz kalan en kısa uzunluk:

$$l_c = 70 - 22 \cdot 0,5 = 59 \text{ mm} \quad (6.294)$$

$$R_n = 1,2 \cdot l_c \cdot t \cdot F_u = 1,2 \cdot 59 \cdot 12,5 \cdot 510 = 451,35 \text{ kN} \quad (6.295)$$

Bulon için en kritik durumu oval form alma sınır durumu oluşturduğu için dayanımı belirleyen etki olarak göz önüne alınmıştır.

$$R_n = 6 \cdot 306 = 1836 \text{ kN} \quad (6.296)$$

$$\phi R_n = 0,75 \cdot 1836 = 1377 \text{ kN} \quad (6.297)$$

Bulon dayanımı kesme ve eksenel yük altında her iki durum içinde en kritik durumu oval form alma sınır durumunu oluşturduğu kabul edilerek birleşik etki altında kapasitesi kontrol edilmiştir.

$$\frac{\sqrt{V_r^2 + P_r^2}}{\phi R_n} = \frac{859,01}{1377} = 0,62 \leq 1,0 \quad (6.298)$$

Bulonlar kesme ve ezilme durumlarının her ikisi içinde güvenli sınırlar içindedir.

• Blok kırılma dayanımı

Dikme gövdesinin kalınlığı daha kritik olduğundan bu dayanımı kiriş gövdesi yönetmektedir.

$$R_n = 0,60 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} \leq 0,60 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} \quad (6.299)$$

Kayıpsız kesme alanı:

$$A_{gv} = 12,5 \cdot 2 \cdot (100 + 70) = 4250 \text{ mm}^2 \quad (6.300)$$

Net kesme alanı:

$$A_{nv} = 12,5 \cdot 2 \cdot (100 + 70 - 1,5 \cdot 22) = 3425 \text{ mm}^2 \quad (6.301)$$

Net çekme alanı:

$$A_{nt} = 12,5 \cdot 2 \cdot (100 - 22) = 1950 \text{ mm}^2 \quad (6.302)$$

Blok kırılma tahkiki:

$$R_n = 0,60 \cdot 510 \cdot 3425 + 0,50 \cdot 510 \cdot 1950 \leq 0,60 \cdot 355 \cdot 4250 + 0,5 \cdot 510 \cdot 1950 \quad (6.303)$$

$$R_n = 1545,30 \text{ kN} < 1402,50 \text{ kN} \quad (6.304)$$

$$\phi R_n = 0,75 \cdot 1402,50 \text{ kN} = 1051,88 \text{ kN} \quad (6.305)$$

$$\phi R_n = 1051,88 \text{ kN} > P_r = 816,06 \text{ kN} \quad (6.306)$$

Kesit blok kırılma dayanımı için yeterli dayanıma sahiptir.



7. SONUÇLAR

Tez kapsamında literatürdeki diyafram ve yük aktarma elemanlarının tasarımı ve analizi ile ilgili araştırma yapılmış ve bu araştırmalar tez kapsamında verilmiştir. Ardından sekiz normal ve bir çatı katından oluşan bir yönde moment aktaran çerçevelerden diğer yönde merkezi çaprazlı ters V çerçevelerle teşkil edilmiş çelik yapının literatürdeki bilgilere göre diyafram ile yük aktarma elemanlarının analizi ve kesit tahkiki yapılmıştır. Bu çalışmadan elde edilen sonuçlar aşağıda özetlenmiştir.

- Diyafram tasarım yükü ASCE 7-16 Bölüm 10.2 hükümlerine göre belirlenmiştir. Bu hükümlere göre hesap edilen diyafram tasarım kuvvetleri alt katlarda katlara etkileyen eşdeğer deprem yüklerine kıyasla çok daha büyüktür, hatta bu tasarım kuvveti aynı yönetmeliğin minimum şartlarını sağlaması gerektiği için kata etkileyen eşdeğer deprem yükünün 20 katı seviyelerine ulaşmıştır. Bu tez kapsamında uygulanmamış dahi olsa gereksiz büyük tasarımlardan kaçınılması için kapasite tasarımı da tasarım esnasında göz önüne alınabilir.
- Diyafram gövdesinin tasarımında hadvenin üstündeki 100 mm yüksekliğinde beton göz önüne alınarak hesaplanan kesme kuvveti kapasitesi Y doğrultusundaki sismik etkiler nedeniyle diyaframda oluşan en büyük kesme kuvveti değerinin yaklaşık 3,5 katı mertebelerinde olmuştur. Diyafram gövdesi fazlasıyla kesme dayanımına sahip olsa da rijitliği çok yüksek bir çerçeveye komşu olan yırtık, kritik bir bölge oluşturup diyafram gövdesindeki kesme gerilmelerini arttıracığından bu gibi YKTS elemanlarının bulunduğu aksların yakınında büyük yırtıkların bırakılmasından kaçınılması faydalı olacaktır.
- Başlık tasarım kuvvetleri diyaframın derinliğine bağlıdır. Başlık kuvvetlerini etkileyen tek unsur derinlik olmasa da, her iki doğrultuda aynı eğilme momentine maruz diyafram üzerinden düşünülürse, diyaframın uzun doğrultusuna paralel başlıklarda daha büyük gerilmeler oluşacaktır. Ayrıca başlık kuvvetlerinin büyük ya da küçük olmasında diyaframın açıklığı da belirleyici olmaktadır bu nedenle tasarımda rijitliği yüksek ama az sayıda YKTS elemanı kullanmak yerine daha az rijitliğe sahip yapının bütününe yayılmış YKTS elemanları diyafram mesnetlerini çoğaltıp açıklığını azaltacağından başlık kuvvetlerini de azaltacaktır.
- Yapıda 2 adet yırtık bulunmaktadır bunlardan 1 numaralı olanı 9 x 9 boyutlarında ve kat alanının %3,8'i kadar bir alanı kaplamaktadır. Bu yırtığın başlık kuvveti

yırtığın olmadığı varsayılarak hesaplanan birincil başlık kuvvetinin bir yönde %7'si kadar diğer yönde %10'una kadar ulaşmıştır. Bu yaklaşık değerlerden anlaşılmaktadır ki TBDY-2018 'in A2 türü düzensizliğin kontrolü için verdiği kat alanının $\frac{1}{3}$ 'ü seviyesi sınırı gibi büyük bir orana sahip yırtık veya yırtık gurubunda başlık kuvvetleri çok ciddi oranlarda artacaktır. Yapının işlevselliği için yırtıklar muhakkak gerekli olsa da tasarım mühendisi diyaframda olabildiğince yırtık bırakmaktan kaçınmalı bırakacağı yırtıkları ise belirli bir bölgede kümelenlendirmekten kaçınarak bırakmalıdır. Bu amaçla tasarım sürecinde mimarla iletişim halinde olmak en doğru uygulama olacaktır.

- Yırtıklarda oluşan ikincil başlık kuvvetleri veya diyafram gövdesindeki ana başlık kuvvetlerini karşılamak için çelik profil yerine diyafram içine konulacak donatı daha ekonomik çözümler sunabilmektedir. Bu nedenle yapı planında X doğrultusuna paralel kenarlarında düşey veya sismik yükler için taşıyıcı herhangi bir eleman olmayan 2 numaralı yırtığa 1 adet Ø8 kesitinde S420 tipi çelik donatı konulmuştur.

- Çelik yapıları, betonarme yapılardan farklı kılan en önemli unsurlardan biri yük aktarma elemanları yani dikmelerdir. Geleneksel betonarme yapılarda dikmeler sadece konsol döşemelerden SKDS elemanlarına yük aktarırken çelik yapılarda dikmeler çok uzun mesafeler boyunca sismik yükleri taşıyarak SKDS elemanlarına iletmektedir. Bu iletim nedeniyle basit kiriş olan elemanlarda eksenel yük – eğilme momenti etkileşimleri söz konusu olmaktadır. Buna rağmen dikmelerin kapasiteleri maruz kaldıkları yüke nazaran oldukça büyüktür. Bunun temel sebebi dikmelerin moment taşımayacak şekilde gövdelerinden bağlı olması ve buna bağlı olarak gövdelerinin konsantre eksenel yük ve kesme yüklerini taşımasıdır. Bunu daha iyi anlamak için dikme kesitinin P-M etkileşiminin ve gövdesinin P-V etkileşiminin incelenmesi yeterlidir. Bu etkileşim diyagramlarına göre 7 – 7 aksı düzleminde bulunan E – D aksları arasındaki dikme kesiti yaklaşık %40 P-M kapasitesinde iken gövdesinin P-V etkileşimi kapasitesinin ötesine geçmiştir. Dikme gövdelerinin bu kritik durumundan daha az etkilenmek için kutu kesit gibi çift gövdeli bir elemanın dikme elemanı olarak seçilmesi veya daha kompakt bir elemanın seçilmesi daha uygun olabilir.

- Dikme gövdelerini kolonlara bağlayan levhaların eksenleri ile dikme gövdesi eksenini arasındaki mesafeden etkileyen eksenel yük nedeniyle birleştirme levhalarında

eğilme momentleri oluşmaktadır. Bu nedenle bu levhaların kalınlığı alışılmış kesme bağlantı levhalarına göre daha büyük olabilmektedir. Ayrıca dikme gövdelerinin bu eğilme momentlerinden etkilenmemesi için çift tesirli olarak birleştirilmesi önemlidir. Bu sayede dikme gövdesinde momentler dengelenecektir, aksi takdirde çok ağır dikme kesitlerinin kullanılması gerekebilir.



KAYNAKLAR

AFAD, (2018), Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY), Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı.

Aghayere A. O., Vigil J., (2018), Çelik Yapı Tasarımı Uygulamaya Yönelik Bir Yaklaşım, 1. Baskı, Çevirenler: Akbaş B., Eğilmez O. Ö., Nobel Akademik Yayıncılık, Ankara.

ACI, (2014), (318), Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, American Concrete Institute.

AISI, (2016), (S310), North American Standard for the Design of Profiled Steel Diaphragm Panels, American Iron and Steel Institute.

ASCE, (2016), (ASCE 7), Minimum design loads for buildings and other structures, American Society of Civil Engineers.

Bull, D.K., (2004), “Understanding the Complexities of Designing Diaphragms in Buildings for Earthquakes”, Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, 37, 45-52.

Chopra A. K., (2015), Yapı Dinamiği Teori ve Deprem Mühendisliği Uygulamaları, 1. Baskı, Çeviren: Hilmi LUŞ, Palme Yayıncılık, Ankara.

Chourasiya R., Sakalle R., 2015, “Seismic Evaluation of Multi Storey R.C. Structure Using Different Floor Diaphragms, International Research Journal of Engineering and Technology”, 02, 641-648.

CSI, (2016), ETABS Integrated Software for Structural Analysis and Design, Berkeley, California, Computers and Structures Inc.

Çevre ve Şehircilik Bakanlığı, (2016) Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapım Esaslarına Dair Yönetmelik.

Doran B., Akbaş B., “SAP 2000 Uygulamaları”, 1. Baskı, Birsen Yayınevi.

FEMA, (2015), (P-1050), NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other structures, Federal Emergency Management Agency.

Gardiner, D.R., (2011), “Design Recommendations and Methods for Reinforced Concrete Floor Diaphragms Subjected to Seismic Forces”, PhD Thesis, The University of Canterbury.

Hamburger R. O., Malley J. O., (2016), NEHRP Seismic Design Technical Brief, Technical Report No:2, “Seismic Design of Steel Special Moment Frames”, US. Department of Commerce, USA.

LeGrue J. S., (2014), "Evaluation of Collector Design for Concrete Diaphragms", National Conference on Earthquake Engineering Frontiers of Earthquake Engineering, Anchorage, Alaska, USA, 22 March.

Luttrell L. D., (1996), "Designing Roof and Floor Diaphragms" Modern Steel Construction 17, 58-65.

Moehle H. P., Hooper H. D., Meyer T. R., (2016), NEHRP Seismic Design Technical Brief, Technical Report No:3, "Seismic Design of Cast in Place Concrete Diaphragms, Chords and Collectors", US. Department of Commerce, USA.

Naeim F., (2001), "Seismic Design Handbook", 2nd Edition, Springer.

NCSEA, (2009), "Guide to the Design of Diaphragms, Chords and Collectors", 2nd Edition, International Code Council ICC, National Council of Structural Engineers Association.

Sabelli R., Sabol T. A., Easterling W. S., (2011), NEHRP Seismic Design Technical Brief, Technical Report No:5, "Seismic Design of Composite Steel Deck and Concrete-filled Diaphragms", U.S. Department of Commerce, USA.

Scarry, J. M., (2014), "Floor Diaphragms – Seismic Bulwark or Archilles' heel" New Zealand Society for Earthquake Engineering Conference, Auckland/New Zealand, 03/2014.

Shen J., Wen R., Seker O., Akbas B., (2015), "Designs of Special Concentrically Braced Frame Using AISC 341-05 and AISC 341-10", 21(1), 13-22.

SDI, (2004), Diaphragm Design Manual 3rd Edition, Steel Deck Institute.

TSE, (2000), (TS500), Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü.

Web 1, (2018), <https://www.structuremag.org/?p=12970>, (Erişim Tarihi: 01/04/2018).

Web 2, (2018), <https://tdth.afad.gov.tr/TDTH/main.xhtml>, (Erişim Tarihi: 18/03/2018).

ÖZGEÇMİŞ

Ozan Dursun ERDEM, 1993 yılında İstanbul / Kadıköy’de doğdu. 2012 yılında başladığı Fatih Sultan Mehmet Vakıf Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümünü 2017 yılında tamamladı ardından yüksek lisans eğitimine Gebze Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında başladı. 2013 – 2017 yılları arasında sırasıyla Yapı Merkezi firması bünyesinde Avrasya Tünel Projesinde Çatladıkapı Şantiyesinde, KGM bünyesinde Yavuz Sultan Selim Köprüsü Projesinde ve İGA bünyesinde İstanbul Havalimanı Projesi Terminal Binası 1 bölgesinde stajyer olarak çalışmıştır. 2018 yılından itibaren İstanbul/Ataşehir’de bulunan bir yapı denetim firmasında aktif olarak görev almaktadır ve İstanbul çapında denetimini yaptığı büyük küçük birçok şantiye bulunmaktadır.