

T.C.
YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

FARKLI KOLON TİPLERİNE SAHİP BİR
ENDÜSTRİ YAPISININ DEPREM DAVRANIŞININ
İNCELENMESİ

Mehmet Fatih YILANCI

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı
Yapı Programı

Danışman
Doç. Dr. Zeynep FIRAT ALEMDAR

Kasım, 2024

T.C.
YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**FARKLI KOLON TİPLERİNE SAHİP BİR ENDÜSTRİ
YAPISININ DEPREM DAVRANIŞININ İNCELENMESİ**

Mehmet Fatih YILANCI tarafından hazırlanan tez çalışması 15.11.2024 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Yapı Programı **YÜKSEK LİSANS TEZİ** olarak kabul edilmiştir.

Doç. Dr. Zeynep FIRAT ALEMDAR
Yıldız Teknik Üniversitesi
Danışman

Jüri Üyeleri

Doç. Dr. Zeynep FIRAT ALEMDAR, Danışman
Yıldız Teknik Üniversitesi

Prof. Dr. Barış SEVİM, Üye
Yıldız Teknik Üniversitesi

Prof. Dr. Hasan ÖZKAYNAK, Üye
Beykent Üniversitesi

Danışmanım Doç. Dr. Zeynep FIRAT ALEMDAR sorumluluğunda tarafımda hazırlanan FARKLI KOLON TİPLERİNE SAHİP BİR ENDÜSTRİ YAPISININ DEPREM DAVRANIŞININ İNCELENMESİ başlıklı çalışmada veri toplama ve veri kullanımında gerekli yasal izinleri aldığımı, diğer kaynaklardan aldığım bilgileri ana metin ve referanslarda eksiksiz gösterdiğimi, araştırma verilerine ve sonuçlarına ilişkin çarpıtma ve/veya sahtecilik yapmadığımı, çalışmam süresince bilimsel araştırma ve etik ilkelerine uygun davrandığımı beyan ederim. Beyanımın aksinin ispatı halinde her türlü yasal sonucu kabul ederim.

Mehmet Fatih YILANCI

İmza

Rahmetli kardeşim Ahmet Furkan YILANCI'ya ithafen



TEŞEKKÜR

Yüksek lisans tez çalışmam süresince bilgi ve deneyimleriyle yolumu aydınlatan değerli danışman hocam Sayın Doç. Dr. Zeynep FIRAT ALEMDAR'a, tez savunmam sırasında kıymetli değerlendirmeleri ve yapıcı önerileriyle katkı sağlayan saygıdeğer jüri üyeleri Prof. Dr. Barış SEVİM ve Prof. Dr. Hasan ÖZKAYNAK'a, sabır ve destekleriyle her zaman yanımda olan aileme ve çalışmam sırasında emeği geçen, fikirleriyle katkı sağlayan herkese en içten teşekkürlerimi sunarım.

Mehmet Fatih YILANCI

İÇİNDEKİLER

SİMGE LİSTESİ	viii
KISALTMA LİSTESİ	xvi
ŞEKİL LİSTESİ	xviii
TABLO LİSTESİ	xxi
ÖZET	xxiii
ABSTRACT	xxv
1 GİRİŞ	1
1.1 Literatür Özeti	1
1.2 Çelik Taşıyıcı Sistemler	7
1.3 Tezin Amacı	9
2 MODEL BİNANIN YAPISAL ANALİZİ	11
2.1 Model Bina İle İlgili Genel Bilgiler	11
2.2 Modelde Kullanılacak Malzemeler	14
2.2.1 Beton	14
2.2.2 Çelik	14
2.2.3 Donatı Çeliği	15
2.3 Deprem Hesabında Kullanılacak Parametrelerin Belirlenmesi	16
2.3.1 Spektral İvme Katsayılarının Belirlenmesi	16
2.3.2 Bina Kullanım Sınıfı (BKS) ve Bina Önem Katsayısı (I)	16
2.3.3 Yerel Zemin Etki Katsayılarının Belirlenmesi	19
2.3.4 Tasarım Spektral İvme Katsayılarının Hesaplanması	19
2.3.5 Deprem Tasarım Sınıfının (DTS) Belirlenmesi	20
2.3.6 Bina Yükseklik Sınıfının (BYS) Belirlenmesi	20
2.3.7 Bina Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı (R) ve Dayanım Fazlalığı Katsayısının (D) Belirlenmesi	20
2.3.8 Yatay Elastik Tasarım Spektrumu Köşe Periyotlarının Hesaplanması	21

2.4	Analizde Kullanılacak Yük Değerlerinin Hesabı	22
2.4.1	Sabit Yükler	22
2.4.2	Hareketli Yükler	22
2.4.3	Kar Yükü	24
2.4.4	Rüzgar Yükü	25
2.4.5	Eşdeğer Deprem Yükü	33
2.4.6	Deprem Yükü	43
2.5	Binanın Matematiksel Modelinin Oluşturulması	44
2.5.1	Malzemelerin Tanımlanması	44
2.5.2	Kesitlerin Tanımlanması	44
2.5.3	Yük Birleşimleri	44
2.5.4	Modelin Oluşturulması	45
3	YAPISAL ANALİZ SONUÇLARI	46
3.1	Rijit Diyafram Davranışının Kontrolü	46
3.2	Düzensizliklerin Kontrolü	48
3.2.1	A1-Burulma Düzensizliği Kontrolü	48
3.2.2	A2-Döşeme Süreksizlikleri	50
3.2.3	A3-Planda Çıkıntılar Bulunması	50
3.2.4	B1-Komşu Katlar Arası Dayanım Düzensizliği (Zayıf Kat)	51
3.2.5	B2-Komşu Katlar Arası Rijitlik Düzensizliği (Yumuşak Kat)	51
3.2.6	B3-Düşey Taşıyıcı Sistem Elemanlarının Süreksizliği	51
3.3	Taban Kesme Kuvveti Kontrolü	51
3.4	Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü	53
3.5	Kesitlerin Dayanımlarının Hesabı	56
3.5.1	Çekme Kuvveti Dayanımı	56
3.5.2	Basınç Kuvveti Dayanımı	56
3.5.3	Eğilme Momenti Dayanımı	58
3.5.4	Kesme Kuvveti Dayanımı	58
3.5.5	Bileşik Eğilme Kontrolü	60
3.6	Çelik Kesitlerin Boyutlandırılması	60
3.6.1	Düzlemsel Kafes Kiriş Alt ve Üst Başlıkları	60
3.6.2	Düzlemsel Kafes Kiriş Kenar Dikmeleri	64
3.6.3	Düzlemsel Kafes Kiriş Dikmeleri	69
3.6.4	Düzlemsel Kafes Kiriş Çaprazları	72
3.6.5	Çatı Düzlemindeki Dikey Çaprazlar	75
3.6.6	Çatı Düzlemindeki Yatay Çaprazlar	77
3.6.7	Tüm Kesitlerin Programda Tasarımı	79
3.7	Kompozit Kesitlerin Boyutlandırılması	79

3.7.1	Beton Dolgulu Kompozit Kolon	82
3.7.2	Çelik Gömme Kompozit Kolon	90
3.7.3	Kompozit Kesitte Yük Aktarımı	103
3.8	Betonarme Kolonların Boyutlandırılması	108
4	SONUÇ	111
	KAYNAKÇA	113
A	EKLER	115
	TEZDEN ÜRETİLMİŞ YAYINLAR	129



SİMGE LİSTESİ

S_1	1.0 saniye periyot için harita spektral ivme katsayısı
S_{D1}	1.0 saniye periyot için tasarım spektral ivme katsayısı
F_1	1.0 saniye periyot için yerel zemin etki katsayısı
$DD - 2$	50 yılda aşılma olasılığı %10 (tekrarlanma periyodu 475 yıl) olan deprem yer hareketi düzeyi
$DD - 3$	50 yılda aşılma olasılığı %50 (tekrarlanma periyodu 72 yıl) olan deprem yer hareketi düzeyi
L_p	Akma sınır durumu için yanal olarak desteklenmeyen sınır uzunluk
k_r	Arazi katsayısı
I_x	Atalet momenti (X yönü)
I_y	Atalet momenti (Y yönü)
i	Atalet yarıçapı
i_x	Atalet yarıçapı (X yönü)
i_y	Atalet yarıçapı (Y yönü)
L_b	Basınç başlığında desteklenen noktalar arası uzaklık
ϕ_c	Basınç kuvveti etkisi için dayanım katsayısı (YDKT)
b_f	Başlık genişliği
t_f	Başlık kalınlığı
Q_{nv}	Başlıklı çelik ankraj karakteristik kesme kuvveti dayanımı
F_u	Başlıklı çelik ankraj malzemesinin karakteristik çekme dayanımı
d_{sa}	Başlıklı çelik ankrajın çapı
A_{sa}	Başlıklı çelik ankrajın enkesit alanı
h_{sa}	Başlıklı çelik ankrajın yüksekliği
s	Başlıklı çelik ankrajların merkezleri arası uzaklık

h	beton dolgunun apı
A_c	Beton enkesit alanı
$I_{c,x}$	Betonun atalet momenti (X yönü)
$I_{c,y}$	Betonun atalet momenti (Y yönü)
E_c	Betonun elastisite modülü
f_{ck}	Betonun karakteristik basınc dayanımı
f_{ctk}	Betonun karakteristik çekme dayanımı
I	Bina önem katsayısı
H_N	Bina toplam yüksekliği
A_{sr}	Boyuna donatı alanı
A	Brüt kat alanı
L_c	Burkulma boyu
K	Burkulma boyu katsayısı
K_x	Burkulma boyu katsayısı (X yönü)
K_y	Burkulma boyu katsayısı (Y yönü)
η_{bi}	Burulma düzensizliği katsayısı
F_{ez}	Burulmalı burkulmada elastik burkulma gerilmesi
D	ap
C_w	çarpılma sabiti
α	çatı eğim açısı
ϕ_t	çekme kuvveti etkisi için dayanım katsayısı (YDKT)
F_y	çeliğin karakteristik akma dayanımı
F_u	çeliğin karakteristik kopma dayanımı
G	eliğin kayma modülü
J	elik enkesitin burulma sabiti
D	Dayanım fazlalığı katsayısı
ϕ	Dayanım katsayısı (YDKT)
c_{pe}	Dış basınc katsayısı
F_{ysr}	Donatı eliği karakteristik akma gerilmesi

$I_{srs,x}$	Donatı çeliğinin atalet momenti (X yönü)
$I_{srs,y}$	Donatı çeliğinin atalet momenti (Y yönü)
E_{sr}	Donatı çeliğinin elastisite modülü
c	Donatı paspayı
A_b	Döşeme boşluk alanları toplamı
ϕ_b	Eğilme momenti etkisi için dayanım katsayısı (YDKT)
H	Eğilme sabiti
F_e	Elastik burkulma gerilmesi
P_e	Elastik kritik burkulma yükü
W_{ex}	Elastik mukavemet momenti (X yönü)
W_{ey}	Elastik mukavemet momenti (Y yönü)
L_r	Elastik olmayan yanal burulmalı burkulma durumu için sınır uzunluk
E_c	Elastisite modülü
L	Eleman boyu
PGV	En büyük yer hızı
PGA	En büyük yer ivmesi
c	En dış basınç lifinin plastik tarafsız eksene uzaklığı
$z_{en\ küçük}$	En düşük yükseklik
$c_r(z)$	Engebelilik katsayısı
z_0	Engebelilik uzunluğu
z_0	Engebelilik uzunluğu
d	Enkesit yüksekliği
v_b	Esas rüzgâr hızı
$v_{b,0}$	Esas rüzgâr hızının temel değeri
V_{tE}	Eşdeğer deprem yükü
$V_{tE}^{(X)}$	Eşdeğer deprem yükü (X yönü)
$V_{tE}^{(Y)}$	Eşdeğer deprem yükü (Y yönü)
β_{tE}	Eşdeğer taban kesme kuvveti büyütme katsayısı

i_{ts}	Etkin atalet yarıçapı
s	Etriyeler arasındaki uzaklık
λ	Görelî kat ötelemelerinin sınırlandırılmasında kullanılan ampirik katsayı
t_w	Gövde kalınlığı
C_{v1}	Gövde kesme kuvveti dayanım katsayısı
a	Gövde levhasını dikdörtgen panellere bölen düşey ara rijitlik levhaları arasındaki net uzaklık
T	Hakim titreşim periyodu
$T_p^{(X)}$	Hakim titreşim periyodu (X yönü)
$T_p^{(Y)}$	Hakim titreşim periyodu (Y yönü)
n	Hareketli yük kütle katılım katsayısı
ρ	Hava yoğunluğu
h_o	I-enkesitte başlık ağırlık merkezleri arası uzaklık
δ_i	i'inci kattaki kolon veya perdeler için etkin görelî kat ötelemesi
u_{i-1}	i-1'inci katta herhangi bir kolon veya perde için, azaltılmış yerdeğiştirme
w_i	i'inci katın ağırlığı
m_i	i'inci katın kütlesi
$(\Delta_i)_{maks}$	i'inci katta %5 ek dışmerkezlik etkileri gözönüne alınarak hesaplanan en büyük görelî kat ötelemesi
$(\Delta_i)_{ort}$	i'inci katta %5 ek dışmerkezlik etkileri gözönüne alınarak hesaplanan ortalama görelî kat ötelemesi
Δ_i	i'inci katta herhangi bir kolon veya perde için, ardışık iki kat arasındaki yerdeğiştirme farkını ifade eden azaltılmış görelî kat ötelemesi
u_i	i'inci katta herhangi bir kolon veya perde için, azaltılmış yerdeğiştirme
κ	İzin verilen görelî kat ötelemelerinin tanımında betonarme ve çelik taşıyıcı sistemler için farklı olarak kullanılan katsayı
t	Kalınlık

m	Kar yükü hesabında kullanılmak üzere çatı eğimine bağlı bir katsayı
P_k	Kar yükü hesap değeri
P_n	Karakteristik basınç kuvveti dayanımı
T_n	Karakteristik çekme kuvveti dayanımı
M_n	Karakteristik eğilme momenti dayanımı
V_n	Karakteristik kesme kuvveti dayanımı
A_g	Kayıpsız enkesit alanı
C_{v2}	Kayma etkisinde gövde burkulma katsayısı
$\bar{i}_0$	Kayma merkezine göre hesaplanan polar atalet yarıçapı
b	Kesit genişliği
h	Kesit yüksekliği
ϕ_v	Kesme kuvveti etkisi için dayanım katsayısı (YDKT)
k_v	Kesme kuvveti etkisinde gövde levhası burkulma katsayısı
h	Kesme kuvveti etkisindeki eleman yüksekliği
F_S	Kısa periyot bölgesi için yerel zemin etki katsayısı
S_S	Kısa periyot harita spektral ivme katsayısı
S_{DS}	Kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı
h_i	Kolon veya perde boyu
λ_p	Kompakt elemanlar için narinlik sınırı
V'_r	Kompozit eleman bileşenleri arasında iletilmesi gereken kuvvet
P_{rs}	Kompozit elemanda çelik enkesite doğrudan aktarılan kuvvet
P_{no}	Kompozit elemanın basınç kuvveti dayanımı
P_r	Kompozit elemanın tasarımında esas alınan dış kuvvet
A_g	Kompozit elemanın toplam enkesit alanı
F_{cr}	Kritik burkulma gerilmesi
F_{ex}	Kuvvetli eksen etrafında eğilmeli burkulmada elastik burkulma gerilmesi
M_{cx}	Mevcut eğilme momenti dayanımı (X yönü)

M_{Cx}	Mevcut eğilme momenti dayanımı (X yönü)
M_{cy}	Mevcut eğilme momenti dayanımı (Y yönü)
M_{Cy}	Mevcut eğilme momenti dayanımı (Y yönü)
P_c	Mevcut eksenel kuvvet dayanımı
P_C	Mevcut eksenel kuvvet dayanımı
c_{season}	Mevsim katsayısı
λ_r	Narin olmayan eleman için narinlik sınırı
λ	Narinliğe bağlı dayanım azaltma katsayısı
$c_o(z)$	Orografi katsayısı
$v_m(z)$	Ortalama rüzgâr hızı
$S_{aR}(T)$	Periyoda bağlı azaltılmış yatay elastik tasarım spektral ivme katsayıları
$R_a(T)$	Periyoda bağlı deprem yükü azaltma katsayısı
$S_{ae}(T)$	Periyoda bağlı yatay elastik tasarım spektral ivme katsayıları
a_x	Plandaki çıkıntı veya girinti uzunluğu (X yönü)
a_y	Plandaki çıkıntı veya girinti uzunluğu (Y yönü)
M_p	Plastik eğilme momenti
W_{px}	Plastik mukavemet momenti (X yönü)
W_{py}	Plastik mukavemet momenti (Y yönü)
h_n	Plastik tarafsız eksenin enkesit tarafsız eksenine uzaklığı
h	Rijitleştirilmiş basınç elemanının yüksekliği
h_i	Rijitleştirilmiş basınç elemanının yüksekliği
θ	Rüzgâr açısı
w_e	Rüzgâr basıncı
$A_{srs,x}$	Simetri eksenindeki donatıların alanı (X eksen)
$A_{srs,y}$	Simetri eksenindeki donatıların alanı (Y eksen)
V_t	Taban kesme kuvveti
$V_t^{(X)}$	Taban kesme kuvveti (X yönü)
$V_t^{(Y)}$	Taban kesme kuvveti (Y yönü)

R	Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
$q_p(z)$	Tepe hız kaynaklı rüzgâr basıncı
N	Toplam kat sayısı
m_t	Toplam kütle
A_w	Tüm enkesit yüksekliği ile hesaplanan gövde alanı ($d * t_w$)
k_l	Türbülans katsayısı
$l_v(z)$	türbülans şiddeti
σ_v	Türbülansın standart sapması
γ_E	Yapı düzensizliklerine bağlı bir katsayı
L_x	Yapı uzunluğu (X yönü)
L_y	Yapı uzunluğu (Y yönü)
P_{k0}	Yapının bulunduğu bölgenin coğrafi koşullarına göre elde edilen zati kar yükü değeri
M_{rx}	Yapısal analiz sonucunda elemanda oluşan eğilme momenti (X yönü)
M_{ry}	Yapısal analiz sonucunda elemanda oluşan eğilme momenti (Y yönü)
P_r	Yapısal analiz sonucunda elemanda oluşan eksenel kuvvet
P_{maks}	Yapısal analiz sonucunda kesitte oluşan en büyük basınç kuvveti
T_{maks}	Yapısal analiz sonucunda kesitte oluşan en büyük çekme kuvveti
V_{maks}	Yapısal analiz sonucunda kesitte oluşan en büyük kesme kuvveti
A_s	Yapısal çelik enkesit alanı
T_A	Yatay elastik tasarım ivme spektrumu köşe periyodu
T_B	Yatay elastik tasarım ivme spektrumu köşe periyodu
z	Yer seviyesinden yükseklik
λ	Yerel burkulma narinlik değeri
λ_r	Yerel burkulma narinlik sınırı
c_{dir}	Yön katsayısı
n_{ankraj}	Yük aktarımı için gerekli ankraj adeti

F_{ey} Zayıf eksen etrafında eğilmeli burkulmada elastik burkulma gerilmesi



KISALTMA LİSTESİ

AFAD	Afet ve Acil Durum
AFAD TDTH	Afad Türkiye Deprem Tehlike Haritaları
AISC	American Institute of Steel Construction
AYETSE	Azaltılmış Yatay Elastik Tasarım Spektrum Eğrisi
BA	Betonarme
BDKK	Beton Dolgulu Kompozit Kolonlu
BDKK	Beton Dolgulu Kompozit
BKS	Bina Kullanım Sınıfı
BYS	Bina Yükseklik Sınıfı
CQC	Complete Quadratic Combination
ÇGKK	Çelik Gömme Kompozit Kolonlu
ÇGKK	Çelik Gömme Kompozit
ÇYTHYE	Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapım Esasları
DBA	Dairesel Betonarme
DBYBHY 2007	Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik-2007
DETSE	Düşey Elastik Tasarım Spektrum Eğrisi
DIN 120	Deutsches Institut für Normung 120
DKK	Düzlemsel Kafes Kiriş
DTS	Deprem Tasarım Sınıfı
DYAK	Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı
E	Deprem Yüğü
EDYY	Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi
G	Sabit Yüğüler

İMO	İnşaat Mühendisleri Odası
KBA	Kare Betonarme
KBA	Kare Betonarme
LRFD	Load and Resistance Factor Design
MBY	Mod Birleştirme Yöntemi
NBCC 2005	National Building Code of Canada 2005
Q	Hareketli Yükler
S	Kar Yüğü
SRSS	Square Root of Sum of the Squares
SSR	Steel Structures Regulations
TBDY 2018	Türkiye Bina Deprem Yönetmeliğı
TEC 2018	Turkish Earthquake Code 2018
TS	Türk Standardı
W	Rüzgâr Yüğü
YDKT	Yük ve Dayanım Katsayıları İle Tasarım
YETSE	Yatay Elastik Tasarım Spektrum Eğrisi

ŞEKİL LİSTESİ

Şekil 1.1	Farklı sıcaklıklardaki çeliğin gerilme şekil değiştirme eğrisi [17]	9
Şekil 2.1	Model bina üç boyutlu görünüşü	12
Şekil 2.2	Model bina plan görünüşü	12
Şekil 2.3	Model bina kesit görünüşü	13
Şekil 2.4	Kompozit kolon kesitleri	13
Şekil 2.5	Afad Türkiye Deprem Tehlike Haritaları Uygulaması [21]	16
Şekil 2.6	Spektral ivme katsayıları [21]	17
Şekil 2.7	Rüzgar basıncı profili [24]	28
Şekil 2.8	Düşey elemanlarda oluşan rüzgar basıncı bölgeleri [24]	29
Şekil 2.9	X yönündeki rüzgâr etkisinde yapı çatısında oluşan basınç bölgeleri [24]	30
Şekil 2.10	Y yönündeki rüzgâr etkisinde yapı çatısında oluşan basınç bölgeleri [24]	30
Şekil 2.11	X yönündeki rüzgâr etkisinde rüzgar yükünün şematik gösterimi	32
Şekil 2.12	Y yönündeki rüzgâr etkisinde rüzgar yükünün şematik gösterimi	32
Şekil 2.13	BDKK yapının toplam kütlesi	34
Şekil 2.14	ÇGKK yapının toplam kütlesi	34
Şekil 2.15	BDKK yapı 1. mod şekli	35
Şekil 2.16	BDKK yapı 2. mod şekli	35
Şekil 2.17	ÇGKK yapı 1. mod şekli	35
Şekil 2.18	ÇGKK yapı 2. mod şekli	35
Şekil 2.19	BDKK yapının modal analiz kütle katılım yüzdeleri	36
Şekil 2.20	ÇGKK yapının modal analiz kütle katılım yüzdeleri	36
Şekil 2.21	Yatay elastik tasarım spektrum eğrisi	38
Şekil 2.22	Azaltılmış yatay elastik tasarım spektrum eğrisi	41
Şekil 2.23	Yapının matematiksel modeli	45
Şekil 3.1	BDKK yapıda EDYY yüklemesi ile oluşan düğüm noktası yerdeğiştirmeleri	46
Şekil 3.2	ÇGKK yapıda EDYY yüklemesi ile oluşan düğüm noktası yerdeğiştirmeleri	47
Şekil 3.3	BDKK yapının hesaplanan göreceli kat ötelemeleri	48
Şekil 3.4	ÇGKK yapının hesaplanan göreceli kat ötelemeleri	49

Şekil 3.5	Döşeme süreksizlikleri [22]	50
Şekil 3.6	Planda çıkıntı bulunması [22]	51
Şekil 3.7	BDKK yapının taban kesme kuvvetleri	52
Şekil 3.8	ÇGKK yapının taban kesme kuvvetleri	52
Şekil 3.9	DD-3 spektral ivme katsayıları [21]	54
Şekil 3.10	BDKK yapının azaltılmış deprem yüklerine göre hesaplanan yatay yerdeğiştirmeleri	54
Şekil 3.11	ÇGKK yapının azaltılmış deprem yüklerine göre hesaplanan yatay yerdeğiştirmeleri	54
Şekil 3.12	Düzlemsel kafes kiriş alt ve üst başlıkları	61
Şekil 3.13	DKK alt ve üst başlıkları bileşik eğilme kapasite grafiğı	64
Şekil 3.14	DKK alt ve üst başlıkları kesme kuvveti kapasite grafiğı	65
Şekil 3.15	DKK kenar dikmeleri	65
Şekil 3.16	DKK kenar dikmeleri bileşik eğilme kapasite grafiğı	68
Şekil 3.17	DKK kenar dikmeleri kesme kuvveti kapasite grafiğı	69
Şekil 3.18	DKK dikmeleri	70
Şekil 3.19	DKK dikmeleri eksenel kuvvet kapasite grafiğı	72
Şekil 3.20	DKK çaprazları	72
Şekil 3.21	DKK çaprazları eksenel kuvvet kapasite grafiğı	75
Şekil 3.22	Çatı düzlemindeki dikey çapraz elemanlar	75
Şekil 3.23	Çatı dikey çapraz elemanları eksenel kuvvet kapasite grafiğı	77
Şekil 3.24	Çatı düzlemindeki yatay çapraz elemanlar	78
Şekil 3.25	Çatı yatay çapraz elemanları eksenel kuvvet kapasite grafiğı	79
Şekil 3.26	BDKK yapı elemanlarının Sap2000 tasarımı	80
Şekil 3.27	ÇGKK yapı elemanlarının Sap2000 tasarımı	80
Şekil 3.28	Kompozit kolonlar için geliştirilmiş karşılıklı etki diyagramı [19]	81
Şekil 3.29	BDK kolon enkesiti	82
Şekil 3.30	BDK kolon güçlü ve zayıf eksen P-M etkileşim diyagramı	88
Şekil 3.31	BDK kolon bileşik eğilme kapasite grafiğı	89
Şekil 3.32	BDK kolon kesme kuvveti kapasite grafiğı	90
Şekil 3.33	ÇGK kolon enkesiti	90
Şekil 3.34	ÇGK kolon enkesitinde güçlü ve zayıf eksen etrafında plastik gerilme yayılışı	98
Şekil 3.35	ÇGK kolon güçlü eksen P-M etkileşim diyagramı	99
Şekil 3.36	ÇGK kolon zayıf eksen P-M etkileşim diyagramı	100
Şekil 3.37	ÇGK kolon bileşik eğilme kapasite grafiğı	102
Şekil 3.38	ÇGK kolon kesme kuvveti kapasite grafiğı	102
Şekil 3.39	Ankraj boyutları	104
Şekil 3.40	Analiz sonucunda BDK kolonda oluşan en büyük normal kuvvet	105

Şekil 3.41	Analiz sonucunda ÇGK kolonda oluşan en büyük normal kuvvet .	106
Şekil 3.42	Kompozit kolonlarda yük aktarımı için hesaplanan ankrajların yerleşimi	107
Şekil 3.43	Betonarme kolon kesitleri	109
Şekil 3.44	Dairesel betonarme kolon kapasite grafiği	110
Şekil 3.45	Kare betonarme kolon kapasite grafiği	110
Şekil 4.1	Eksenel kuvvet ve eğilme momenti karşılıklı etki diyagramı . . .	112
Şekil A.1	Betonun programa tanımlanması	123
Şekil A.2	Çeliğin programa tanımlanması	124
Şekil A.3	Donatı çeliğinin programa tanımlanması	125
Şekil A.4	DKK başlıkları ve kenar dikmelerinin programa tanımlanması . .	126
Şekil A.5	DKK çaprazlarının programa tanımlanması	126
Şekil A.6	Çatı dikey çaprazlarının programa tanımlanması	127
Şekil A.7	Çatı yatay çaprazlarının programa tanımlanması	127
Şekil A.8	BDK kolonun programa tanımlanması	128
Şekil A.9	ÇGK kolonun programa tanımlanması	128

TABLO LİSTESİ

Tablo 2.1	Taşıyıcı elemanları kesitleri	11
Tablo 2.2	Beton sınıfları ve dayanımları [18]	14
Tablo 2.3	Sıcak haddelenmiş yapısal çeliklerde karakteristik akma gerilmesi F_y ve çekme dayanımı F_u [19]	15
Tablo 2.4	Donatı çeliği sınıfı mekanik özellikleri [20]	16
Tablo 2.5	Deprem hesabında kullanılacak spektral ivme katsayıları	17
Tablo 2.6	Bina Kullanım Sınıfları ve Bina Önem Katsayıları[22]	18
Tablo 2.7	Kısa periyot bölgesi için yerel zemin etki katsayıları[22]	19
Tablo 2.8	1.0 saniye periyot bölgesi için yerel zemin etki katsayıları[22]	19
Tablo 2.9	Deprem Tasarım Sınıfları (DTS)[22]	20
Tablo 2.10	Deprem Tasarım Sınıflarına (DTS) göre tanımlanan bina yükseklik aralıkları[22]	20
Tablo 2.11	Bina taşıyıcı sistemleri için Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı, Dayanım Fazlalığı Katsayısı ve izin verilen Bina Yükseklik Sınıfları [22]	21
Tablo 2.12	Düzgün yayılı düşey hareketli yük hesap değerleri[23]	23
Tablo 2.13	Çatı eğimine(α) bağlı olarak kar yükü azaltma değeri[23]	24
Tablo 2.14	Zati kar yükü (P_{k0}) değerleri kN/m^2 [23]	25
Tablo 2.15	Rüzgâr yükü için arazi kategorileri ve arazi parametreleri[24]	26
Tablo 2.16	Yapıların düşey duvarları için verilen rüzgâr dış basınç katsayıları [24]	29
Tablo 2.17	Yapının düşey duvarları için hesaplanan rüzgâr dış basınç katsayıları	29
Tablo 2.18	Eğim doğrultusundaki rüzgâr etkisi için çift eğimli çatılar için verilen rüzgâr dış basınç katsayıları [24]	31
Tablo 2.19	Yapının çatısı için hesaplanan rüzgâr dış basınç katsayıları	31
Tablo 2.20	Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'nin uygulanabileceği binalar[22]	33
Tablo 2.21	Hareketli yük kütle katılım katsayısı[22]	33
Tablo 2.22	Yatay elastik tasarım spektrum eğrisi verileri	38
Tablo 2.23	Azaltılmış yatay elastik tasarım spektrum eğrisi verileri	41
Tablo 2.24	Taşıyıcı eleman kesitleri	44
Tablo 3.1	EDYY ile hesaplanan düğüm noktası yer değiştirmeleri	47

Tablo 3.2	Eksenel basınç kuvveti etkisindeki enkesit parçaları için genişlik/kalınlık oranları [19]	57
Tablo 3.3	Eğilme momentinin basınç bileşeninin etkisindeki enkesit parçaları için genişlik/kalınlık oranları[19]	59
Tablo 3.4	Eksenel basınç etkisindeki kompozit kesitlerin çelik enkesit parçaları için genişlik/kalınlık oranlarının sınır değerleri [19] . .	83
Tablo 3.5	Eğilme momentinin basınç bileşeninin etkisindeki kompozit kesitlerin çelik enkesit parçaları için genişlik/kalınlık oranlarının sınır değerleri [19]	84
Tablo 3.6	Güçlü ve zayıf ekseninde narinlik etkisi ve dayanım katsayıları dikkate alınarak hesaplanan kesit dayanımları	87
Tablo 3.7	Güçlü ekseninde narinlik etkisi ve dayanım katsayıları dikkate alınarak hesaplanan kesit dayanımları	98
Tablo 3.8	Zayıf ekseninde narinlik etkisi ve dayanım katsayıları dikkate alınarak hesaplanan kesit dayanımları	99
Tablo A.1	YETSE, DYAK ve AYETSE verileri [21]	115
Tablo A.2	%5 ek dışmerkezlilik etkisi gözönüne alınarak hesaplanan düğüm noktası yerdeğiştirmeleri	117
Tablo A.3	Sap2000 sairesel betonarme kolon tasarım sonuçları	120
Tablo A.4	Sap2000 kare betonarme kolon tasarım sonuçları	121

FARKLI KOLON TIPLERİNE SAHİP BİR ENDÜSTRİ YAPISININ DEPREM DAVRANIŞININ İNCELENMESİ

Mehmet Fatih YILANCI

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı
Yüksek Lisans Tezi

Danışman: Doç. Dr. Zeynep FIRAT ALEMDAR

Bu çalışmada, kullanım amacı uçak bakım hangarı olan, taşıyıcı sistemi ilk modelde düzlemsel kafes kirişler, yatay stabilite sağlayan çapraz elemanlar ve beton dolgulu kompozit kolonlardan, ikinci modelde ise aynı sistem elemanlarına ek olarak beton dolgulu kompozit kolonlar yerine çelik gömme kompozit kolonlardan oluşan bir endüstri yapısı, TBDY 2018 ve ÇYTHYE yönetmeliklerine uygun olarak düşey ve yatay yükler altında analiz edilerek incelenmiştir. Çalışmanın ilk bölümünde kompozit kolonlar ve endüstriyel çelik yapılar üzerine yapılan benzer çalışmalar incelenmiş, çelik yapı malzemesinin ve çelik taşıyıcı sistemlerinin avantajlarına değinilmiş, kompozit kolonların çelik kolonlara göre sağladığı avantajlar ve çalışmanın amacı belirtilmiştir. İkinci bölümde, analiz edilecek yapıların geometrik özellikleri, taşıyıcı eleman malzemeleri ve kesit geometrileri belirlenmiş; deprem hesabında kullanılacak ivme katsayıları ve ilgili parametreler TBDY 2018'e uygun olarak belirlenmiştir. Çalışma kapsamında yapıların analizinde dikkate alınan düşey yükler (ölü yük, hareketli yük, kar yükü) ve yatay yükler (deprem ve rüzgâr yükleri) hesaplanarak yapıların yapısal analizi yapılmıştır. Üçüncü bölümde, yapısal analiz sonuçlarına göre rijit diyafram davranışının sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilmiş, TBDY 2018'de tanımlanan düzensizlik kontrolleri, taban kesme kuvveti ve görelî kat öteleme kontrolleri yapılmış; çatı düzlemindeki çelik elemanlar ve kompozit kolonlarda oluşan iç kuvvetler ile kapasite kontrolleri yapılmıştır. Ayrıca, kompozit kolonlarla aynı boyutlara sahip betonarme kolonlar ile yapılar analiz edilerek TS500 kurallarına uygun olarak değerlendirilmiştir. Dördüncü bölümde ise tüm taşıyıcı

sistem elemanlarının tasarım sonuçları irdelenerek yorumlanmıştır. Ayrıca tüm kolon tiplerinin karşılaştırması yapılmış ve elde edilen sonuçlarla, endüstriyel çelik yapılarda kompozit kolonların kullanımının önemi vurgulanmıştır.

Anahtar Kelimeler: Deprem, Çelik, Kompozit Kolon, Çelik Gömme, Beton Dolgulu



ABSTRACT

INVESTIGATION OF THE EARTHQUAKE BEHAVIOR OF AN INDUSTRIAL STRUCTURE WITH DIFFERENT COLUMN TYPES

Mehmet Fatih YILANCI

Department of Civil Engineering
Master of Science Thesis

Supervisor: Doç. Dr. Zeynep FIRAT ALEMDAR

In this study, an industrial building designed for use as an aircraft maintenance hangar is analyzed under vertical and horizontal loads in compliance with the TEC 2018 and SSR. In the first model, the structural system consists of planar trusses, bracing elements for horizontal stability, and concrete-filled composite columns, while in the second model, the same structural elements are used, with the exception that the concrete-filled composite columns are replaced by steel encased composite columns. In the first section of the study, similar studies on composite columns and industrial steel structures are reviewed, highlighting the advantages of steel materials and steel structural systems, and comparing the benefits of composite columns over steel columns along with the study's objective. In the second section, the geometrical properties, material specifications, and section geometries of the structures to be analyzed are defined; acceleration coefficients and related parameters to be used in the seismic analysis are determined in accordance with TEC 2018. In the scope of the study, structural analysis of the structures is conducted by calculating the vertical loads (dead load, live load, and snow load) and horizontal loads (seismic and wind loads) considered in the analysis. In the third section, the structural analysis results are reviewed, examining whether rigid diaphragm behavior is achieved and performing the irregularity checks, base shear force check, and interstory drift check as defined in TEC 2018. Internal forces in the roof truss steel elements and composite columns are analyzed for capacity, and the structures are also analyzed with reinforced concrete columns of the same

dimensions as the composite columns in accordance with TS500 standards. In the fourth section, the design results of all structural system elements are interpreted, and a comparison of all column types is provided to emphasize the importance of composite columns in industrial steel structures based on the results obtained.

Keywords: Earthquake, Steel, Composite Column, Encased Steel, Concrete Filled



1.1 Literatür Özeti

Yunus Emre ŞİMŞEK [1] tarafından yüksek lisans tezinde işlenen “Taşıyıcı sistemi beton dolgulu kompozit kolon ve çelik kirişlerden oluşan bir binanın tasarımı ve zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizi” konulu çalışma kapsamında; binanın taşıyıcı elemanları, ÇYTHYE ve TBDY 2018’e göre boyutlandırılarak bina taşıyıcı sisteminin deprem performansı, doğrusal olmayan yöntemlerle analiz edilmiştir. Binanın matematiksel modelinde taşıyıcı sistem elemanları süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çerçeve olarak dikkate alınmıştır. Bu incelemeler sonucunda, kirişlerde meydana gelen plastik şekildeğiştirmeler ile kolonların deformasyon durumları yorumlanarak yapının hasar durumu analiz edilmiştir. Kirişlerin çoğunluğunun belirgin hasar bölgesinde olduğu, kolonlarda ise hasar oluşmadığı gözlemlenmiştir. Ayrıca kolonlarda plastik şekil değiştirme olmadığı, elastik bölgede kaldığı tespit edilmiştir. Bu nedenle binanın TBDY 2018 ile belirlenen Kontrollü Hasar Performans Düzeyini sağladığı görülmüştür.

Ferit ÖMERBEYOĞLU [2] tarafından yapılan tez çalışması kapsamında; taşıyıcı sistemi iki doğrultuda moment aktaran çelik kiriş ve kompozit kolonlardan oluşan bir yapının TBDY 2018 ve ÇYTHYE esas alınarak yapısal tasarımı yapılmış ve yapının deprem davranışı zaman tanım alanında doğrusal olmayan yöntem kullanılarak irdelenmiştir. Analiz sonucunda kirişlerde meydana gelen plastik şekildeğiştirmelerin belirgin hasar bölgesinde kaldığı, kolonlarda ise yalnızca alt uçlarda meydana gelen en büyük şekildeğiştirmelerin belirgin hasar bölgesinde kaldığı gözlenmiştir. Yapının taşıyıcı elemanlarındaki en büyük şekildeğiştirmeler ileri hasar bölgesine ulaşmadığından dolayı yapıda kontrollü hasar performans düzeyinin sağlandığı gözlenmiştir.

Arif Hüseyin AYABAKAN [3] tarafından yüksek lisans tezinde işlenen “Eksenel basınç kuvveti etkisindeki yalın ve beton dolgulu çelik kutu ve boru profillerin tasarımı” konulu çalışma kapsamında; eksenel basınç kuvveti etkisindeki dolgu

kompozit elemanlar ele alınmıştır. Beton dolgulu kompozit kolonların, çok katlı binaların taşıyıcı sistemlerinde kullanıldığına ve yüksek dayanım gösterdiklerine değinilmiştir. Dolgu betonunun, çelik profil tarafından sargılanması nedeniyle yüksek dayanım ve rijitlik gösterdiğinden, çelik profilin ise beton dolgudan dolayı burkulma gibi problemlerinin azaldığından bahsedilmiştir. Kompozit kesitler için ÇYTHYE’de tanımlanan tasarım esaslarının nasıl ortaya çıktığını araştırmak amaçlanmıştır. Bu bağlamda ilk AISC yönetmeliği olan 1986 LRFD yönetmeliğinden başlanarak, sırasıyla 1993 ve 1999 LRFD yönetmelikleriyle, 2005, 2010 ve 2016 AISC 360 yönetmeliklerindeki tasarım esasları incelenmiştir. İnceleme sonucunda yönetmeliklerde eksenel basınç etkisindeki kompozit elemanlar için verilen tasarım esaslarının uğradığı değişimler yorumlanmıştır.

“Beton dolgulu çelik tüp kolonlu kompozit çerçevelerin doğrusal olmayan itme analizi” konusu Tayfun ÇINAR [4] tarafından yüksek lisans tezinde işlenmiştir. Bu çalışma kapsamında; beton dolgulu çelik boru kolonlara sahip kompozit yapıların doğrusal olmayan analizi ve deprem performansı ele alınmıştır. Çalışmadaki taşıyıcı sistem, beton dolgulu çelik tüp kompozit kolonlardan ve çelik I kirişlerden oluşmaktadır. Kiriş kolon birleşim noktaları rijit olarak dikkate alınmıştır. Çalışmada kiriş açıklıkları eşit olan 4, 6 ve 8 katlı çerçeveler incelenmiştir. Daha sonra bu çerçeve sistemlerin her katta bulunan kolonlarına, kolon enkesit geometrisinin, çelik ve beton malzeme dayanımlarının etkisini incelemek için doğrusal olmayan itme analizi uygulanmıştır. Böylece, beton dolgulu çelik tüp kompozit kolonlardan ve çelik I kirişlerden oluşan toplam 72 farklı kompozit çerçeve modelinin, sismik yükler etkisi altında tepe yerdeğiştirme değerleri elde edilmiştir. Elde edilen sonuçlar doğrultusunda beton dolgulu çelik tüp kompozit kolonların enkesit geometrisinin, çelik ve beton malzeme dayanımlarının kompozit çerçevelerin sismik yükler altındaki davranışlarını önemli ölçüde etkilediği gözlemlenmiştir.

İbrahim Tarık ŞEN [5] "Hangar Türü Çelik Sanayi Yapısında Farklı Makas ve Çapraz Tiplerinin Yapısal Sistem Üzerindeki Etkilerinin İncelenmesi" konulu çalışmalarında aynı geometrik boyutlara sahip toplam 24 farklı endüstriyel hangar tipi çelik yapının sabit, hareketli ve yatay yükler altında analizleri yapılarak davranışları incelenmiştir. Yapıların taşıyıcı sistemlerinde 3 tür makas ve 6 tür çapraz sistem kullanılmıştır. Analizler ve yükleme durumları için TS EN 1991-1-4, TS EN 1991-1-3, TBDY 2018, ÇYTHYE yönetmelikleri baz alınmıştır. Yapıların deprem hesapları zaman-tanım alanında mod birleştirme yöntemi ile yapılmış ve 1992 yılında meydana gelen 6,8 Ms büyüklüğündeki Erzincan depreminin sismik ivme kayıtları ile dinamik analizler yapılmıştır. Çelik taşıyıcı elemanların tasarımında YDKT hesap yöntemi kullanılmıştır. Yapısal analizlerin sonuçlarına

göre, taban kesme kuvveti, yapı ağırlığı, kolon üst noktası ötelenmesi, tepe noktası ötelenmesi ve maksimum deplasman değerleri karşılaştırmalı olarak incelenmiştir. Elde edilen bulgular doğrultusunda, dış merkezli çaprazlı yapılar yapı ağırlığı bakımından, merkezi çaprazlı yapılar ise öteleme açısından daha avantajlı olduğu görülmüştür.

"Tek Açıklıklı Endüstri Yapılarında Çelik Taşıyıcı Sistemlerin Karşılaştırılması" konusu Ömer MÜNGAN [6] tarafından yüksek lisans tezinde işlenmiştir. Bu çalışmada, inşaat sektöründe ekonomik ve amaca uygun çelik endüstri yapılarının tasarımı için farklı aks aralığı, çerçeve açıklığı ve yapı yüksekliği parametreleri dikkate alınarak tek açıklıklı çelik endüstri yapılarının "kafes kirişli çerçeve sistem" ve "profil kirişli çerçeve sistem" çözümleri analiz edilmiştir. Karşılaştırmalar üç farklı kritere göre yapılmıştır. Profil kirişli çerçeve sistemi "Yapma Profil", "IPE Profil" ve "HEA Profil" seçenekleriyle karşılaştırılarak en ekonomik çözümler belirlenmiştir. Profil kirişli çerçeve sistemin IPE profil olduğu durum ile kafes kirişli çerçeve sistem karşılaştırması yapılmıştır. Kafes kirişli çerçeve sistemde çatıda kullanılan çapraz elemanlar, sadece çekme veya hem basınç hem çekme alacak şekilde düzenlenerek karşılaştırması yapılmıştır. Ayrıca, çalışmada 2007 deprem yönetmeliği esasları ele alınmış ve örnek analiz hesapları sunulmuştur. Sonuç olarak, farklı parametreler için hangi sistemin daha uygun olduğu ve hangi profil tipinin ekonomik çözümler sunduğuna dair öngörüler elde edilmiştir.

Ömer KARAGÖZ vd. [7] tarafından yapılan çalışmada çelik ve betonarme taşıyıcı sistemlerinin birlikte kullanıldığı yapılarda bu taşıyıcı sistemlerin etkileşimi incelenmiştir. Bu tür yapıların statik hesabında pratik olarak çelik sistemin ayrı modellenerek analiz edilmesi elde edilen mesnet tepki kuvvetlerinin betonarme sisteme aktarılacak betonarme taşıyıcı sistemin çözümü yapılır. Bu çalışma kapsamında son katı çelik kafes kirişlerden oluşan 3, 5 ve 7 katlı betonarme yapı modelleri türetilerek yapılan kabulün çelik ve betonarme taşıyıcı sistemlerde ne gibi farklar ortaya koyduğu incelenmiştir. Çelik taşıyıcı sistemin betonarmeden ayrı modellenmesinin deprem yükleri altında kesitlerde daha küçük eksenel kuvvetler oluşmasına sebep olduğu tespit edilmiştir. Ancak deprem etkisinde elemanlarda meydana gelen iç kuvvetlerin ölü yükler, kar yükleri gibi diğer yüklerden meydana gelen iç kuvvetlerin yanında ihmal edilebilir seviyede olduğu görülmüştür. Bu nedenle pratikte çelik sistemin ayrı analiz edilmesiyle elde edilen mesnet tepki kuvvetlerinin betonarme sistemde kolon uçlarına dış yük gibi etki ettirerek analiz yapılmasının yanlış bir yaklaşım olmadığı anlaşılmıştır. Ancak düzensiz taşıyıcı sistemlerde oluşabilecek beklenmedik etkilerin tespit edilebilmesi ve daha doğru sonuçlar elde edilebilmesi için çelik taşıyıcı sistem ile betonarme taşıyıcı sistemin birlikte analiz edilmesi önerilmiştir.

Sertaç KOÇDAĞ [8] tarafından yapılan çalışma kapsamında, çok katlı bir çelik endüstri yapısı üzerinde odaklanılmıştır. Bu yapının taşıyıcı sistem ve birleşim detayları, 2007 Deprem Yönetmeliği'ne uygun şekilde yeniden tasarlanmıştır. Tasarım sürecinde, yetersiz kalan bölümler ekonomik bir yaklaşımla güçlendirilmiştir. Depreme dayanıklı tasarım esasları detaylı olarak modellenmiş ve sonuçlar hem yerel hem de uluslararası standartlar çerçevesinde değerlendirilmiştir. Genel olarak, çalışma hem teorik hem de pratik anlamda mühendislik disiplinine katkı sağlamayı amaçlamış ve tasarım ile uygulama süreçlerindeki hataların azaltılması yoluyla, depremlerin sebep olabileceği can ve mal kayıplarını en aza indirme gayesini taşımıştır.

Zihni AYDENİZ [9] tarafından yapılan çalışmada, değişken kesitlerin hadde profillerine kıyasla sağladığı avantajların belirlenmesi amacıyla bir fabrika yapısı tasarlanmış ve analiz edilmiştir. SAP2000 programı kullanılarak gerçekleştirilen çalışmada, 2007 Deprem Yönetmeliği, NBCC 2005, İMO 02-2008, TS498-TS648 ve DIN120 standartları esas alınmıştır. Yapıda kullanılan taşıyıcı elemanlar için ST52 sınıfı çelik tercih edilmiş ve sistemin normal sünek davranış göstereceği varsayılmıştır. Kren kirişi üzerindeki yorulma etkilerinin kesit tasarımında belirleyici olduğu tespit edilmiş, değişken kesitlerin genel olarak daha hafif çözümler sunduğu, ancak kompaktlık sınırlarına bağlı olarak bazı durumlarda daha ağır tasarımlar gerektirdiği gözlemlenmiştir. Çerçeve kolonlarının boyutlandırılması iki aşamada yapılmış, birinci aşamada temel ve çerçeve kiriş bağlantıları, ikinci aşamada ise kren seviyesindeki etkiler dikkate alınmıştır. Statik ve dinamik analizler mod birleştirme yöntemiyle gerçekleştirilmiş, dinamik analiz sonuçları eşdeğer yöntemle karşılaştırılmıştır.

Mustafa KÜRÇE [10] tarafından yapılan çalışma kapsamında, sanayi tipi yapılar, spor salonları, hangarlar ve benzeri geniş açıklıklı ve yüksek tek katlı çelik yapıların artan ihtiyaçlara yönelik tasarımı ele alınmıştır. Deprem kuşağında yer alan Türkiye'de, bu tür yapıların depreme dayanıklılığını artırmak amacıyla performans analizi kullanılarak detaylı bir inceleme yapılmıştır. Çalışmada, yüksek süneklik kapasitesine sahip bir endüstri yapısı, bir yönde moment taşıyan çerçeve, diğer yönde ise merkezi çelik çaprazlı çerçeve olarak tasarlanmıştır. Tasarımlarda TBDY 2018, Çelik Yapılar Yönetmeliği 2018 ve AISC 341-16 standartları esas alınmış; TBDY 2018'de yer almayan bazı tasarım koşulları için AISC 341-16'dan faydalanılmıştır. Doğrusal tasarım sonrası SAP2000 yazılımı kullanılarak doğrusal olmayan analizler gerçekleştirilmiştir. Çapraz elemanların deprem yükleri altında plastikleşerek enerji sönümlemesi beklenmiş ve bu elemanların eksenel dayanım kaybına karşın çerçevelerin göçmeden davranışlarını sürdürebilmesi hedeflenmiştir. Kolonların farklı doğrultulardaki stabilite koşulları ve tasarımda oluşabilecek

iç kuvvet etkileri detaylı şekilde analiz edilmiştir. Sonuçlar, yapının tasarım hedeflerine uygun bir performans sergilediğini ortaya koymuştur. Çalışma kapsamında modelleme, tasarım ve analiz süreçleri SAP2000 dışında elle de kontrol edilerek tutarsızlıkların önüne geçilmiş ve elde edilen bulgular grafikler ve tablolarla sunulmuştur. Tasarım süreçleri, hesaplama detayları ve performans hedefleri sırasıyla çalışma bölümlerinde açıklanmış; sonuçlar, literatüre katkı sunmayı hedefleyen önerilerle tamamlanmıştır.

Sara YAŞAR [11] tarafından yapılan tez çalışmasında, TS648 (1980) ve DBYBHY (2007) yönetmeliklerine göre tasarlanmış tek açıklıklı profil kirişli ve kafes kirişli endüstri yapılarının, ÇYTHYE ve TBDY 2018 yönetmelikleri ile yeniden tasarımı gerçekleştirilmiştir. Yapının rüzgâr ve kar yükleri TS EN 1991-1-3 ve TS EN 1991-1-4 standartları ile hesaplanmış, modelleme ve analizler SAP2000 v20 yazılımı kullanılarak yapılmıştır. Tasarım, ÇYTHYE (2016)'de belirtilen Yük ve Dayanım Katsayıları (YDKT) yöntemine uygun şekilde gerçekleştirilmiştir. Öncelikle önceki çalışmalardaki enkesit değerleri kullanılmış, ardından dayanım oranlarını karşılamayan kesitler yenilenerek yeniden tasarlanmıştır. Yeni yönetmeliklere göre yapılan tasarımlar, eski yönetmeliklerle yapılan tasarımların tesir kuvvetleri, düğüm noktası deplasmanları ve yapı ağırlıkları açısından karşılaştırılmıştır. Sonuçlar, yeni yönetmeliklerin uygulanmasıyla yapı ağırlığında azalma sağlandığını ortaya koymuştur. Bu çalışma, güncel yönetmeliklere göre tasarımın sağladığı avantajları göstermeyi ve bu alanda yapılan çalışmalara katkıda bulunmayı amaçlamaktadır.

Süleyman UĞUR [12] tarafından yapılan çalışma kapsamında, farklı açıklıklara sahip düzlemsel çelik kafes sistemlerinin analizleri, ÇELiKPRO IV, SAP2000, STA4CAD ve ÇATICAD 9.5 yazılımları kullanılarak gerçekleştirilmiştir. 15m, 20m, 25m, 30m ve 35m açıklıklı sistemler için yapılan analizlerde, çubuk kuvvetleri, çubuk kesitleri ve düğüm noktası deplasmanları karşılaştırılmıştır. ÇELiKPRO IV programı, diğer yazılımlara kıyasla daha yüksek çubuk kuvvetleri üretmiş, ancak bu farkın çubuk kesitlerinin seçimi üzerinde belirgin bir etkisi olmadığı görülmüştür. STA4CAD dışında, diğer programlar düğüm noktası deplasmanlarını yönetmelik sınırları içinde hesaplamışken, STA4CAD, 25m, 30m ve 35m açıklıklı makaslar için yönetmeliklerin belirlediği sehim sınırlarının dışında sonuçlar vermiştir. Genel olarak, tüm programlar çubuk kuvveti ve kesiti analizlerinde benzer sonuçlar verirken, küçük farklılıklar gözlemlenmiştir. Bu çalışma, farklı yazılımlar arasında yapılan analizlerin karşılaştırılmasıyla, çelik yapı tasarımında yazılım seçiminin önemini ve farklı programlar arasındaki performans farklarını ortaya koymaktadır.

Huu-Tai THAI [13] tarafından yapılan çalışmada, beton dolgulu çelik tüp (CFST) kolonlar ile çelik ve kompozit kirişlerin bağlantı yöntemleri incelenmiştir. Bulonlu bağlantıların kolay montaj ve düşük iş gücü gereksinimi ile maliyet açısından avantaj sağlarken, kaynaklı bağlantıların daha yüksek rijitlik sunarak dayanımı arttırdığı tespit edilmiştir. Çalışmada, bağlantıların deprem, yangın ve darbe gibi dışsal etkilere karşı performansı değerlendirilmiş ve bu bağlantıların dayanımını artırmak için kolon duvar kalınlığı ve cıvataların beton dolgusuna ankrajlanması gibi yöntemlerin etkileri tartışılmıştır. Ayrıca, ters kanal bağlantıları yangın performansı açısından en iyi sonuçları verirken, diyafram bağlantıları yüksek yangın direnci göstermektedir.

Majid TAHERI [14] tarafından yapılan çalışma kapsamında, çelik gömme kompozit kolonlarının kesme davranışı deneysel ve sayısal olarak incelenmiştir. Kısa ÇGK kolonlar, betonun basınç dayanımı, çelik oranı, çelik çekirdek şekli, boyuna donatı oranı, enine donatı aralığı ve kompozit etki seviyesi gibi çeşitli tasarım değişkenleri dikkate alınarak test edilmiştir. Çalışmada, kesme kuvveti dayanımına etki eden en belirgin faktörlerin enine donatı oranı, betonun basınç dayanımı ve çelik çekirdek oranı olduğu gözlemlenmiştir. AISC standardının, donatılı betonun kesme kuvveti dayanımına etkisini ihmal ettiği için kesme kuvveti dayanımını önemli ölçüde düşük tahmin ettiği belirtilmiştir. Deneysel testlerin yanı sıra, geniş bir tasarım değişkeni yelpazesinde yapılan sayısal analizler ile, bu değişkenlerin çelik gömme kompozit kolonlarının kesme davranışı üzerindeki etkileri ayrıntılı şekilde incelenmiştir.

Fethullah USLU [15] tarafından yapılan çalışmada, farklı yönetmeliklere (ACI 318, AISC-LRFD, AISC Sismik Yönetmelikleri ve EN-1994) dayanarak kompozit kolonların tasarımı ve analizinin yapılması hedeflenmiştir. Örnek olarak, Los Angeles'taki 9 katlı bir bina seçilmiş ve bu yapının çelik ve beton bileşenlerinin elastik olmayan davranışları incelenmiştir. Yazar, kompozit kolondaki çelik ve betonun dayanım, etriye aralığı ve alan parametreleri gibi çeşitli faktörleri belirleyerek, bu bileşenlerin birleşik etkileri altında kolon davranışını ANSYS sonlu elemanlar analiziyle modellemiştir. Sonuçlar, farklı yönetmelikler arasında nominal dayanımlar açısından önemli farklılıklar olduğunu ortaya koymuş ve kompozit kolonların süneklik ve dayanım özelliklerinin birlikte değerlendirilmesi gerektiğini göstermiştir. Ayrıca, çelik ve kompozit kolonlardaki göçme mekanizmaları, şekil-değiştirme ve gerilme davranışları karşılaştırılmıştır.

Serkan ETLİ [16] tarafından yapılan çalışmada, dinamik yüklere maruz kalan beton dolgulu çelik tüp (CFST) elemanlarının tepkilerini modellemek için kullanılan farklı doğrusal olmayan modelleme yöntemleri incelenmiştir. Literatürde

yaygın olarak kullanılan sonlu elemanlar yazılımlarında (ABAQUS, ANSYS, LS-DYNA) çelik ve beton bileşenlerinin ayrı ayrı modellendiği, ancak bu bileşenlerin etkileşimini simüle etmek için ek bağlayıcı elemanlara ihtiyaç duyulduğu belirtilmiştir. Çalışma, bu modelleme yaklaşımının karmaşıklığını ve hesaplama maliyetlerini azaltmak amacıyla fiber kesitli elemanlar ve standart malzeme modelleri kullanarak kompozit kolonların hesaplanmasını hızlandırmayı hedeflemiştir. Sonuçlar, seçilen parametrelerin (μ ve n değerleri gibi) hesaplama sonuçları üzerinde önemli bir etkisi olduğunu ve bu parametrelerin doğru seçilmesinin daha doğru sonuçlar verdiğini göstermiştir. Ayrıca, yapılan karşılaştırmalarda, Bilinear çelik modeli için μ değeri 0.005 olduğunda elde edilen sonuçların deneysel verilerle en iyi uyumu gösterdiği, ancak Ramberg-Osgood çelik modelinde n değeri ile yapılan hesaplamaların büyük sapmalar gösterdiği bulunmuştur. Genel olarak, ortalama hata marjları %4-10 arasında değişmekle birlikte, belirli parametrelerle yapılan hesaplamalar çok küçük sapmalarla yakınsama göstermiştir.

1.2 Çelik Taşıyıcı Sistemler

Bu çalışmadaki temel amaç, farklı kolon tiplerine sahip bir endüstri yapısının davranışının incelenmesidir. Aşağıda çelik taşıyıcı sistemlerin avantajları verilmiştir.

- Yüksek mukavemet: Homojen ve izotrop bir atom yapısına sahip olan çelik, her noktasında eşit ve yüksek mukavemet gösteren bir yapı malzemesidir. Ayrıca, yüksek gerilmelere maruz kaldığında dahi elastik davranış göstererek plastik deformasyon yapmayan sünek bir yapıya sahiptir.
- Hafiflik: Çeliğin elastisite modülü, betona göre 20 kat ve ahşaba göre 10 kat daha yüksektir. Çeliğin bu özelliği diğer malzemelere göre büyük açıklıklarda daha az sehim yapması ve dolayısıyla küçük kesitli taşıyıcı elemanlar ile daha büyük açıklıklar geçilmesine olanak sağlar. Çelik ile geçilebilen açıklıklar büyük kesitli betonarme taşıyıcı elemanlar ile de geçilebilir ancak kesitlerin büyütülmesi maliyeti ve yapı ağırlığını artırır. Yapının hafif olması inşaat maliyetlerini düşürür ve binaya etki edecek deprem kuvvetlerinin azalmasını sağlar.
- Esnek tasarım imkanı: Çelik yapıların taşıyıcı sistemleri, sadece kolon, kiriş ve çapraz elemanlardan oluştuğu için, geniş açıklıklar geçildiğinde bölücü duvarlar istenilen şekilde yerleştirilebilir ve bu da mekanın kullanımında

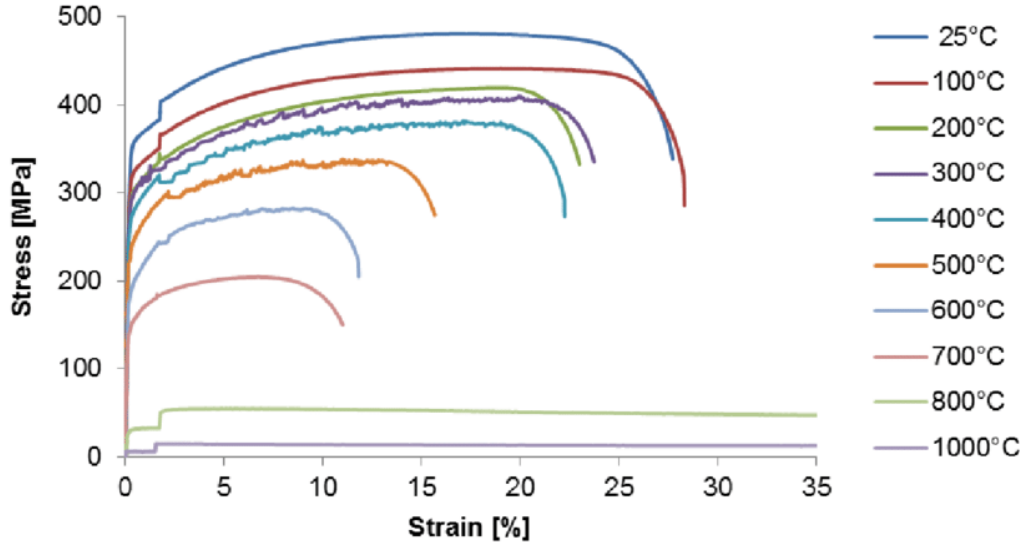
esneklik sağlar. Taşıyıcılık özelliği bulunmayan bu duvarlar, kaldırılabilir veya yerleri değiştirilebilir.

- Uzun ömür: Depreme dayanıklı olarak tasarlanan ve kaliteli bir işçilikle imal edilen çelik yapılar çok uzun ömürlüdür. Çelik materyal, işlevini tamamlamadığı sürece, sonsuza kadar varlığını sürdürebilir.
- Sürdürülebilirlik: Çelik, hiçbir kalite kaybı olmadan tamamen geri dönüştürülebilen bir yapı malzemesidir. Kullanım ömrü tamamlanmış çelik yapıların hurda malzemesi, yeni üretilen çelikte kullanılabilir.
- Hassas üretim imkanı: Günümüz teknolojiyle fabrikalarda belirli standartlar dikkate alınarak üretilen ve çeşitli testlerden geçirilen her biri aynı kalitede çelik parçalar üretmek mümkündür. Kontrollü olarak üretilen bu parçalar, üretim tesislerinde çeşitli bilgisayar yazılımları kullanılarak istenilen ölçü ve açılarda kesilip bir araya getirilebilir.
- Hızlı ve kolay imalat: Çelik yapıların tasarım süreci uzun zaman alırken, imalat ve montaj aşamaları hızlı tamamlanabilmektedir. Fabrikalarda yönetmeliklerde belirtilen standartlara esas alınarak üretilen çelik taşıyıcı elemanların inşaat alanında montajı kolay ve hızlıdır. Yapının hızlı bir şekilde tamamlanarak kullanıma açılması ekonomik açıdan büyük önem taşır.
- Ekonomiklik: Çelik yapıların ilk yatırım maliyeti kısmen yüksektir. Ancak, yapının yapımı ve işletilmesi süresince sağladığı enerji tasarrufu, bakım maliyetleri ve uzun ömürlülüğü göz önüne alındığında, ekonomik bir tercih olarak kabul edilir. Çelik yapılar, ömürlerini tamamladıklarında yüksek hurda değeri nedeniyle de ekonomik avantajlar sunarlar.
- Bunlara ilave olarak, çeliğin kolayca farklı seçeneklerle birleştirilebilmesi, prefabrikasyona uygunluğu, çeşitli sistemlere uyacak şekilde ve ölçülerde üretilebilmesi, çeliğin diğer avantajları arasında bulunmaktadır.

Aşağıda çeliğin dezavantajları verilmiştir.

- Korozyon: Korozyon metal yüzeyinin çevresel etkilerle tepkimeye girmesi sonucunda gerçekleşir. Bu süreç, metalin çözünmesine ve aşınmasına neden olarak malzemenin dayanıklılığını azaltabilir ve yapısal bütünlüğünü tehlikeye sokabilir. Korozyon genellikle metalin koruyucu kaplamalarla veya kimyasal işlemlerle korunmasıyla önlenmeye çalışılır.

- Yangın: Çelik, yangında veya yüksek sıcaklıklarda mekanik özelliklerini önemli ölçüde kaybedebilir, çünkü bu durumda bağlanma kuvvetleri, elastisite modülü ve akma sınırı gibi özelliklerinde azalmalar olabilir. Şekil 1.1’de farklı sıcaklıklarda çeliğin gerilme şekil değiştirme eğrisinin değişimi görülmektedir.



Şekil 1.1 Farklı sıcaklıklardaki çeliğin gerilme şekil değiştirme eğrisi [17]

- Burkulma: Çelik taşıyıcı elemanlar yüksek gerilmeler altında gerekli dayanımı gösterebilmelerine rağmen, burkulma gibi zayıf noktalara sahiptirler. Özellikle çelik taşıyıcı elemanların basınca maruz kalan kısımlarında burkulmalar oluşmaktadır. Projelendirme aşamasında burkulma problemleri dikkate alınarak tasarım yapılmalıdır.
- Yorulma: Çelik taşıyıcıların titreşim gibi sürekli tekrarlanan yükler nedeniyle yorulmaya maruz kalması sonucunda dayanımlarında azalma meydana gelir.

Kompozit çelik taşıyıcı elemanlarda yukarıda verilen çeliğin korozyon, yangın veya yüksek sıcaklıkta dayanımının azalması ve burkulma gibi dezavantajları ortadan kalkar. Bu nedenden ötürü çelik yapılarda kompozit taşıyıcı elemanların kullanılması oldukça önemlidir. Ayrıca yapının tasarımında yüksek dayanımdan dolayı büyük kolaylıklar sağlar.

1.3 Tezin Amacı

Bu çalışmanın amacı farklı kolon tiplerinin kullanıldığı bir endüstri yapısının davranışını incelemektir. Bu bağlamda taşıyıcı sistemi çatı düzleminde düzlemsel

kafes kirişlerden, çapraz elemanlardan ve farklı tipteki kompozit kolonlardan (beton dolgulu, elik gmme) oluşan bir endüstri yapısı yatay ve düşey yükler altında analiz edilmiştir. Analiz sonuçlar yorumlanarak hangi tip kolona sahip yapının nasıl bir davranış gösterdiği incelenmiştir.



2 MODEL BİNANIN YAPISAL ANALİZİ

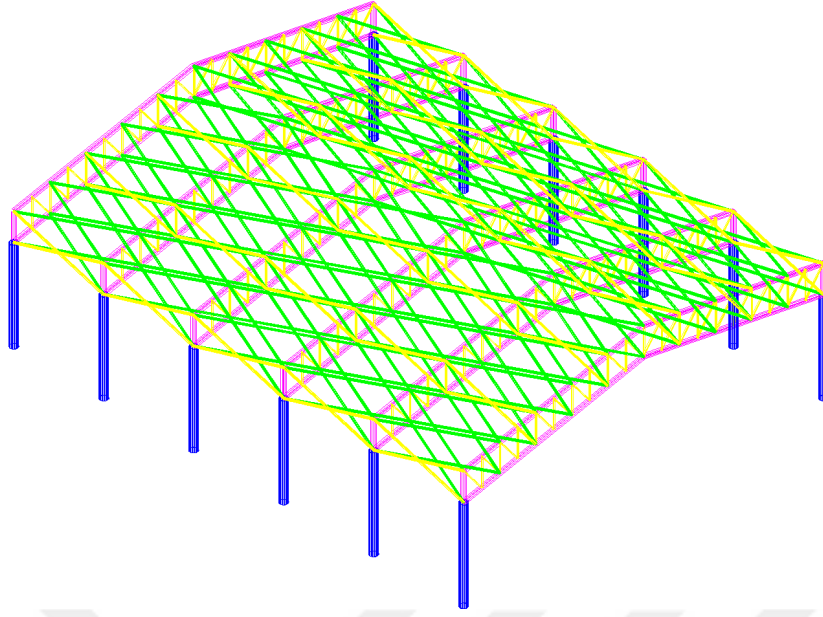
2.1 Model Bina İle İlgili Genel Bilgiler

Bu çalışma kapsamında bir yönde 40 m uzunlukta tek açıklıklı diğer yönde ise 10 m uzunlukta 5 açıklığa sahip tek katlı, yüksekliği 17.00 m, kullanım amacı uçak bakım hangarı olan iki binanın düşey ve yatay yükler altında yapısal analizi yapılacaktır. Binaların taşıyıcı sistemi düzlemsel kafes kiriş, çelik gömme ve beton dolgulu kompozit kolonlardan oluşmaktadır. Bina çatısında yatay stabilitenin sağlanması amacıyla yatay çapraz elemanlar kullanıldığından yapı çatısının rijit diyafram davranışı sergilediği kabul edilmiştir. Aşık ve kuşak kirişleri yalnızca yük aktarımı yapacağından taşıyıcı sistemde modellenmemiş, ağırlıkları kaplama yüküne dahil edilerek yapıya etkilmiştir. Binaların birinde çelik gömme, diğerinde ise beton dolgulu kompozit kolonlar kullanılacaktır. Binaların analizi için kullanılacak deprem parametreleri ve deprem yükü dışındaki yükler her iki bina için aynı şekilde hesaplanacaktır. Çalışma kapsamında kullanılacak binaların üç boyutlu, kesit ve plan görünüşleri Şekil 2.1, Şekil 2.2 ve Şekil 2.3 ile görülmektedir. Taşıyıcı sistemde yer alan kesitler Tablo 2.1 ile verilmiştir.

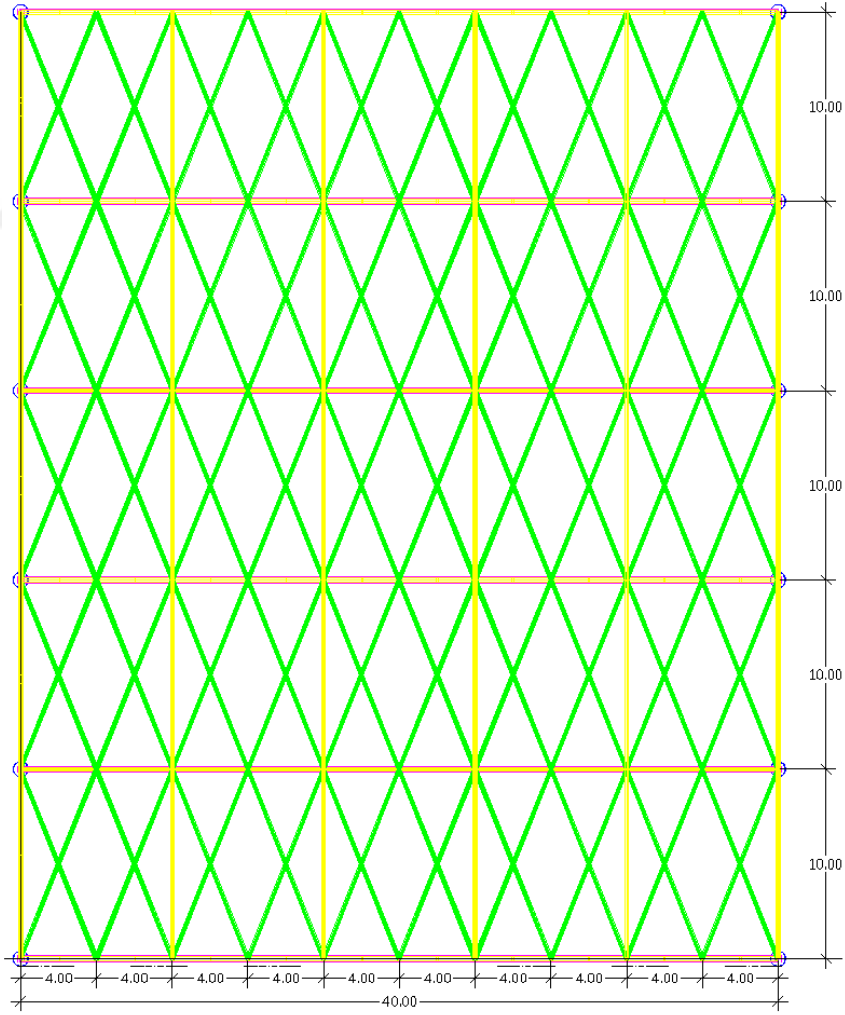
Tablo 2.1 Taşıyıcı elemanları kesitleri

Kolonlar	Şekil 2.4'de verilmiştir.
Düzlemsel kafes kiriş alt ve üst başlıklar	HE 300 B
Düzlemsel kafes kiriş çaprazlar	2L100*14/10
Çatı yatay çaprazları	Boru 200*5
Çatı dikey çaprazları	Boru 200*10

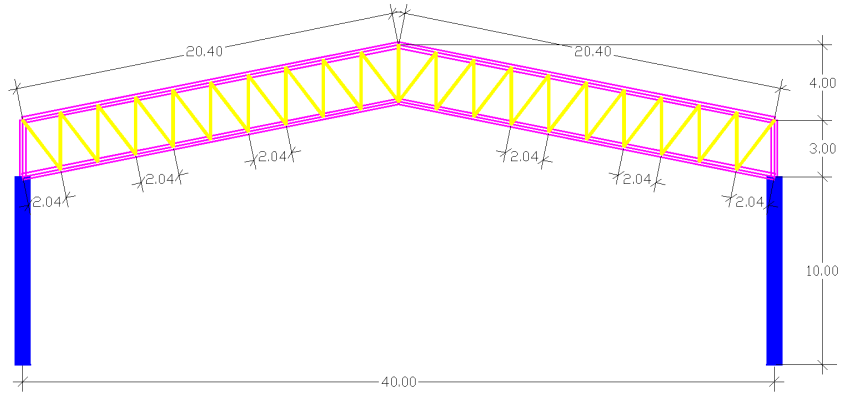
Çalışma kapsamında davranışı incelenecek kompozit kolonların kesitleri Şekil 2.4 ile verilmiştir. Çelik gömme kompozit kolon kesiti kare olarak tasarlanacak, çelik profil olarak I profil kullanılacaktır. Kesitte ayrıca boyuna ve enine donatılar da kullanılacaktır. Beton dolgulu kompozit kolon kesitte ise çelik profil olarak dairesel tüp kesit kullanılacaktır. Boyuna donatı kullanılmayacaktır.



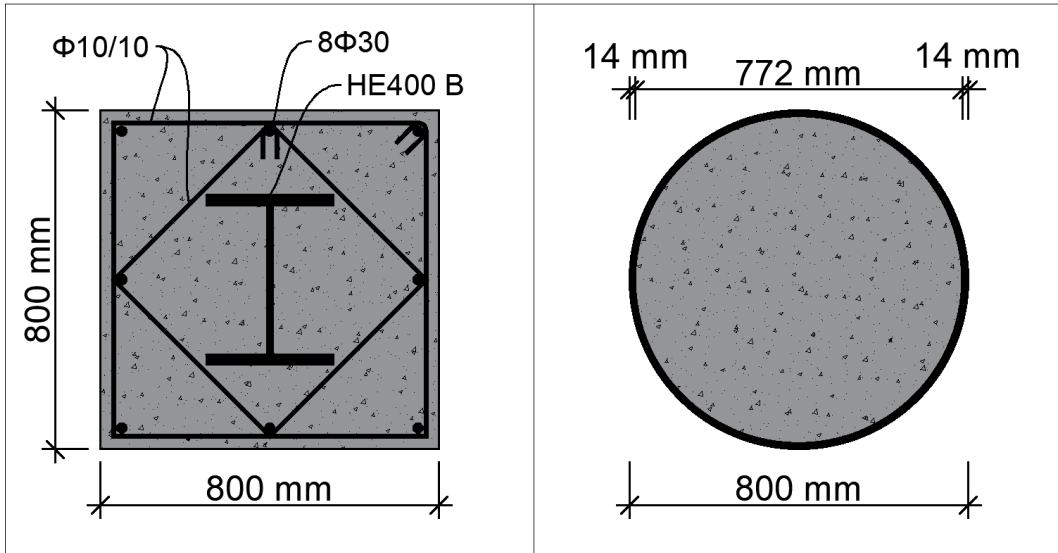
Şekil 2.1 Model bina üç boyutlu görünüşü



Şekil 2.2 Model bina plan görünüşü



Şekil 2.3 Model bina kesit görünüşü



Şekil 2.4 Kompozit kolon kesitleri

2.2 Modelde Kullanılacak Malzemeler

2.2.1 Beton

Beton, çimento, kum, çakıl veya kırma taş gibi malzemelerin su ile karıştırılmasıyla elde edilen dayanıklı bir yapı malzemesidir. Betonun dayanıklılığı, içindeki malzemelerin doğru oranlarda karıştırılması, sıkıştırılması ve uygun bir şekilde kurutulmasıyla sağlanır. Genellikle inşaat sektöründe kullanılır ve binaların, köprülerin, yolların ve diğer yapıların temel, duvar, zemin ve tavan gibi birçok parçasının yapımında kullanılır.

Betonun avantajları arasında maliyeti, dayanıklılığı, yangına dayanıklılığı, ses yalıtımı sağlaması ve uzun ömürlü olması bulunur. Bununla birlikte, betonun üretimi çevresel etkilere yol açabilir ve işlenmesi bazı enerji ve kaynakları gerektirir. Bu nedenle, çevre dostu beton formülleri ve üretim yöntemleri geliştirilmeye çalışılmaktadır.

Beton dayanımına göre çeşitli sınıflarda üretilebilmektedir. TS 500 ile verilen beton sınıfları ve karakteristik dayanımları Tablo 2.2’de görülmektedir. Bu çalışma kapsamında yapının kompozit kolonlarında kullanılacak beton sınıfı C30/37 olarak seçilmiştir.

Tablo 2.2 Beton sınıfları ve dayanımları [18]

Beton Sınıfı	Karakteristik Basınç Dayanımı, f_{ck} MPa	Eşdeğer Küp (200 mm) Basınç Dayanımı MPa	Karakteristik Eksenel Çekme Dayanımı, f_{ctk} MPa	28 Günlük Elastisite Modülü, E_c MPa
C16	16	20	1.4	27 000
C18	18	22	1.5	27 500
C20	20	25	1.6	28 000
C25	25	30	1.8	30 000
C30	30	37	1.9	32 000
C35	35	45	2.1	33 000
C40	40	50	2.2	34 000
C45	45	55	2.3	36 000
C50	50	60	2.5	37 000

2.2.2 Çelik

Çelik, yüksek mukavemeti ve esnekliği nedeniyle inşaat sektöründe yaygın olarak kullanılan bir yapı malzemesidir. İnşaat mühendisliğinde çelik, çeşitli yapı türlerinin tasarımında ve yapımında kullanılır. Çelik yapı malzemesi, endüstriyel

tesislerden ofislere, köprülerden alışveriş merkezlerine kadar geniş bir uygulama yelpazesine sahiptir. Tasarım esnekliği ve yüksek mukavemeti sayesinde, yapısal tasarım mühendislerine çeşitli şekillerde ve boyutlarda tasarlayabilme imkanı sunarlar.

Çelik yapılarda kullanılan, dayanımlarına ve tanımlanan standartlara göre çeşitli çelik sınıfları mevcuttur. ÇYTHYE ile verilen bazı çelik sınıfları Tablo 2.3’de görülmektedir. Bu çalışma kapsamında tüm çelik taşıyıcı elemanlar için S275 çeliği kullanılacaktır.

Tablo 2.3 Sıcak haddelenmiş yapısal çeliklerde karakteristik akma gerilmesi F_y ve çekme dayanımı F_u [19]

Standart ve Çelik Sınıfı	Karakteristik Kalınlık, t (mm)			
	$t \leq 40mm$		$40mm < t \leq 80mm$	
	$F_y(N/mm^2)$	$F_u(N/mm^2)$	$F_y(N/mm^2)$	$F_u(N/mm^2)$
EN 10025-2				
S235	235	360	215	360
S275	275	430	255	410
S355	355	510	335	470
S450	440	550	410	550

2.2.3 Donatı Çeliği

Donatı, inşaat sektöründe betonarme yapıların güçlendirilmesi ve dayanıklılığının artırılması amacıyla kullanılan bir yapı malzemesidir. Betonarme yapılarda donatı genellikle çelik çubuklar veya teller şeklinde kullanılır.

Beton, çekme dayanımı basınç dayanımına kıyasla oldukça düşük olan bir yapı malzemesidir ve çekme gerilmeleri etkisinde gevrek bir davranış gösterir. Donatının ana kullanım amacı, betonarme taşıyıcı elemanlara gelen çekme gerilmelerini karşılayıp betonarme elemanın daha sünek bir davranış sergilemesini sağlamaktır. Bu nedenle, donatı betonarme yapıların güvenliği ve dayanıklılığı için önemli bir yapı malzemesidir.

Bu çalışma kapsamında kompozit kolonlarda yapısal çelik elemanlara ek olarak donatı da kullanılacaktır. Bu çalışma kapsamında donatı çeliği olarak kullanılacak nervürlü S 420 sınıfı çeliğe ait TS 708 ile verilen karakteristik özellikler Tablo 2.4’de görülmektedir.

Tablo 2.4 Donatı çeliği sınıfı mekanik özellikleri [20]

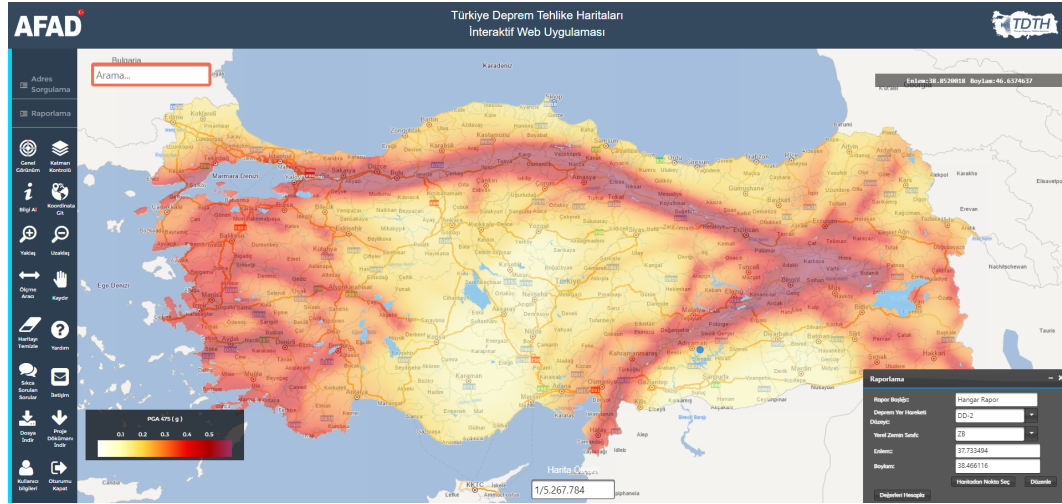
Sınıf	Akma dayanımı (en az) $R_e(N/mm^2)$	Çekme dayanımı (en az) $R_m(N/mm^2)$	Elastisite Modülü $E(N/mm^2)$
S 420	420	500	200000

2.3 Deprem Hesabında Kullanılacak Parametrelerin Belirlenmesi

Bu kısımda yapının deprem hesabında kullanılacak parametreler TBDY 2018'e göre belirlenerek etraflıca anlatılmıştır.

2.3.1 Spektral İvme Katsayılarının Belirlenmesi

Binanın yapılacağı yerin koordinat bilgileri, yerel zemin sınıfı ve deprem yer hareketi düzeyi bilgileriyle Şekil 2.5'de görülen AFAD Türkiye Deprem Tehlike Haritaları (AFAD TDTH) web uygulamasından 1.0 saniye periyot ve kısa periyot için spektral ivme katsayıları (S_1 ve S_S) değerleri elde edilir. (Şekil 2.6) Bu çalışmada deprem yer hareketi düzeyi olarak DD-2 standart deprem yer hareketi düzeyi esas alınacaktır. DD-2 Deprem Yer Hareketi, spektral büyüklüklerin 50 yılda aşılma olasılığının %10 ve buna karşı gelen tekrarlanma periyodunun 475 yıl olduğu seyrek deprem yer hareketini nitelemektedir.



Şekil 2.5 Afad Türkiye Deprem Tehlike Haritaları Uygulaması [21]

2.3.2 Bina Kullanım Sınıfı (BKS) ve Bina Önem Katsayısı (I)

BKS ve I yapının hangi amaçla kullanılacağına bağlı olarak Tablo 2.6'deki gibi belirlenecektir. Çalışma kapsamında analizi yapılacak bina uçak bakım hangarı olduğundan BKS=3 ve I=1.0 olarak belirlenir.

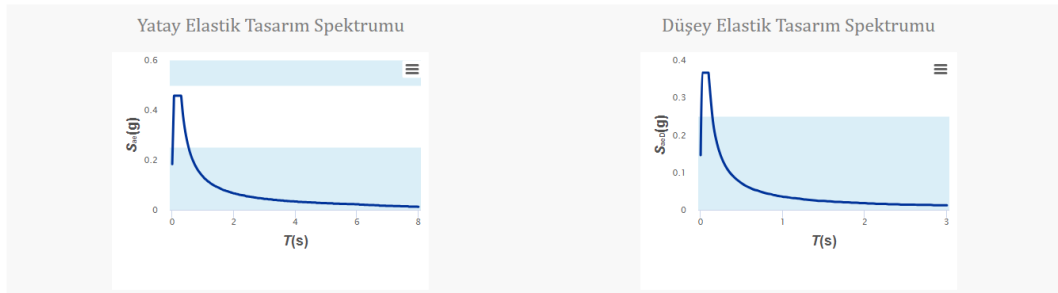
Tablo 2.5 Deprem hesabında kullanılacak spektral ivme katsayıları

Deprem Yer Hareketi Düzeyi	DD-2
Yerel Zemin Sınıfı	ZB
Yapı Koordinatları	E : 37.733494 B : 38.466116
S_1	0.166
S_S	0.508
S_{D1}	0.133
S_{DS}	0.457
PGA	0.218
PGV	14.405

Çıktılar

$S_S = 0.508$	$S_1 = 0.166$	$S_{DS} = 0.457$	$S_{D1} = 0.133$
$PGA = 0.218$	$PGV = 14.405$		

S_S : Kısa periyot harita spektral ivme katsayısı [boyutsuz]
 S_1 : 1.0 saniye periyot için harita spektral ivme katsayısı [boyutsuz]
 S_{DS} : Kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı [boyutsuz]
 S_{D1} : 1.0 saniye periyot için tasarım spektral ivme katsayısı [boyutsuz]
 PGA : En büyük yer imesi [g]
 PGV : En büyük yer hızı [cm/sn]

**Şekil 2.6** Spektral ivme katsayıları [21]

Tablo 2.6 Bina Kullanım Sınıfları ve Bina Önem Katsayıları[22]

Bina Kullanım Sınıfı	Binanın Kullanım Amacı	Bina Önem Katsayısı (I)
BKS=1	Deprem sonrası kullanımı gereken binalar, insanların uzun süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar, değerli eşyanın saklandığı binalar ve tehlikeli madde içeren binalar a) Deprem sonrasında hemen kullanılması gerekli binalar (Hastaneler, dispanserler, sağlık ocakları, itfaiye bina ve tesisleri, PTT ve diğer haberleşme tesisleri, ulaşım istasyonları ve terminalleri, enerji üretim ve dağıtım tesisleri, vilayet, kaymakamlık ve belediye yönetim binaları, ilk yardım ve afet planlama istasyonları) b) Okullar, diğer eğitim bina ve tesisleri, yurt ve yatakhaneler, askeri kışlalar, cezaevleri, vb. c) Müzeler d) Toksik, patlayıcı, parlayıcı, vb. özellikleri olan maddelerin bulunduğu veya depolandığı binalar	1.5
BKS=2	İnsanların kısa süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar Alışveriş merkezleri, spor tesisleri, sinema, tiyatro, konser salonları, ibadethaneler, vb.	1.2
BKS=3	Diğer binalar BKS=1 ve BKS=2 için verilen tanımlara girmeyen diğer binalar (Konutlar, işyerleri, oteller, bina türü endüstri yapıları, vb.)	1.0

2.3.3 Yerel Zemin Etki Katsayılarının Belirlenmesi

Yerel zemin sınıfına ve harita spektral ivme katsayılarına bağlı olarak yerel zemin etki katsayıları F_S ve F_1 sırası ile Tablo 2.7 ve Tablo 2.8’de gösterildiği gibi belirlenecektir. Yerel zemin sınıfı ZB, kısa periyot ve 1.0 saniye periyot için harita spektral ivme katsayıları ($S_s = 0.508$ ve $S_1 = 0.166$) olduğundan $F_S = 0.9$ ve $F_1 = 0.8$ olarak belirlenir.

Tablo 2.7 Kısa periyot bölgesi için yerel zemin etki katsayıları[22]

Yerel Zemin Sınıfı	Kısa Periyot Bölgesi için Yerel Zemin Etki Katsayısı F_S					
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.00$	$S_s = 1.25$	$S_s \geq 1.50$
ZA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
ZB	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
ZC	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2
ZD	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
ZE	2.4	1.7	1.3	1.1	0.9	0.8
ZF	Sahaya özel zemin davranış analizi yapılacaktır (Bkz.16.5).					

Tablo 2.8 1.0 saniye periyot bölgesi için yerel zemin etki katsayıları[22]

Yerel Zemin Sınıfı	1.0 Saniye Periyot Bölgesi için Yerel Zemin Etki Katsayısı F_1					
	$S_1 \leq 0.10$	$S_1 = 0.20$	$S_1 = 0.30$	$S_1 = 0.40$	$S_1 = 0.50$	$S_1 \geq 0.60$
ZA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
ZB	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
ZC	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
ZD	2.4	2.2	2.0	1.9	1.8	1.7
ZE	4.2	3.3	2.8	2.4	2.2	2.0
ZF	Sahaya özel zemin davranış analizi yapılacaktır (Bkz.16.5).					

2.3.4 Tasarım Spektral İvme Katsayılarının Hesaplanması

Kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı (S_{DS}) ve 1.0 saniye periyot için tasarım spektral ivme katsayısı (S_{D1}) (2.1) ile aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$\begin{aligned} S_{DS} &= S_s * F_S \\ S_{D1} &= S_1 * F_1 \end{aligned} \quad (2.1)$$

Burada; S_s ve S_1 spektral ivme katsayılarını, F_S ve F_1 ise yerel zemin etki katsayılarını göstermektedir.

$$\begin{aligned} S_{DS} &= 0.508 * 0.9 = 0.457 \\ S_{D1} &= 0.166 * 0.8 = 0.133 \end{aligned}$$

2.3.5 Deprem Tasarım Sınıfının (DTS) Belirlenmesi

Deprem Tasarım Sınıfı (DTS) BKS'ye ve S_{DS} 'ye bağlı olarak Tablo 2.9 ile belirlenecektir. Kısa periyot spektral ivme katsayısı Şekil 2.6'de görüldüğü üzere 0.457 ve Bina kullanım sınıfı (BKS) Tablo 2.6'de görüldüğü üzere 3 olduğundan DTS 3 olarak belirlenir.

Tablo 2.9 Deprem Tasarım Sınıfları (DTS)[22]

DD-2 Deprem Yer Hareketi Düzeyinde Kısa Periyot Spektral İvme Katsayısı (SDS)	Bina Kullanım Sınıfı	
	BKS=1	BKS=2,3
$S_{DS} < 0.33$	DTS=4a	DTS=4
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	DTS=3a	DTS=3
$0.50 \leq S_{DS} < 0.75$	DTS=2a	DTS=2
$0.75 \leq S_{DS}$	DTS=1a	DTS=1

2.3.6 Bina Yükseklik Sınıfının (BYS) Belirlenmesi

Bina Yükseklik Sınıfı (BYS), yapının toplam yüksekliğine ($H_N(m)$) ve DTS'ye bağlı olarak Tablo 2.10 ile gösterildiği gibi belirlenecektir. DTS=3, bina yüksekliği $H_N = 17.00 m$ olduğundan BYS 7 olarak belirlenir.

Tablo 2.10 Deprem Tasarım Sınıflarına (DTS) göre tanımlanan bina yükseklik aralıkları[22]

Bina Yükseklik Sınıfı	Bina Yükseklik Aralıkları [m]		
	DTS = 1, 1a, 2, 2a	DTS = 3, 3a	DTS = 4, 4a
BYS = 1	$H_N > 70$	$H_N > 91$	$H_N > 105$
BYS = 2	$56 < H_N \leq 70$	$70 < H_N \leq 91$	$91 < H_N \leq 105$
BYS = 3	$42 < H_N \leq 56$	$56 < H_N \leq 70$	$56 < H_N \leq 91$
BYS = 4	$28 < H_N \leq 42$	$42 < H_N \leq 56$	
BYS = 5	$17.5 < H_N \leq 28$	$28 < H_N \leq 42$	
BYS = 6	$10.5 < H_N \leq 17.5$	$17.5 < H_N \leq 28$	
BYS = 7	$7 < H_N \leq 10.5$	$10.5 < H_N \leq 17.5$	
BYS = 8	$H_N \leq 7$	$H_N \leq 10.5$	

2.3.7 Bina Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı (R) ve Dayanım Fazlalığı Katsayısının (D) Belirlenmesi

Yapıların taşıyıcı sistemlerinin davranışlarına göre TBDY 2018'de tanımlanan Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı (R) değerleri, Dayanım Fazlalığı Katsayısı (D)

değerleri ve taşıyıcı sistem için izin verilen BYS değerleri Tablo 2.11 ile verilmiştir. Yapıların taşıyıcı sistemi çelik gömme ve beton dolgulu kompozit kolonlardan ve çelik kafes kirişlerden oluşmaktadır. Çatı sistemini oluşturan düzlemsel kafes kirişler ile kompozit kolonların düğüm noktası birleşimleri mafsallı olarak modellenmiştir. Taşıyıcı sistemde deprem etkileri süneklik düzeyi yüksek kompozit kolonlar ile karşılanmaktadır. Buradan hareketle binanın taşıyıcı sistemi Tablo 2.11 ile verilen taşıyıcı sistem tiplerinden C16 tipi taşıyıcı sisteme uymaktadır. Taşıyıcı sistem davranış katsayısı $R=4$ ve dayanım fazlalığı katsayısı $D=2$ olarak belirlenir. Kolon yüksekliği 10 m olduğundan bu taşıyıcı sistem tipi için izin verilen kolon yüksekliği ($h \leq 12 m$) şartı da sağlanmaktadır.

Tablo 2.11 Bina taşıyıcı sistemleri için Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı, Dayanım Fazlalığı Katsayısı ve izin verilen Bina Yükseklik Sınıfları [22]

Bina Taşıyıcı Sistemi	Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı R	Dayanım Fazlalığı Katsayısı D	İzin Verilen Bina Yükseklik Sınıfları BYS
...	...	...	...
C. ÇELİK BİNA TAŞIYICI SİSTEMLERİ			
C1. Süneklik Düzeyi Yüksek Taşıyıcı Sistemler			
...	...	...	...
C16. Deprem etkilerinin tamamının çatı düzeyindeki bağlantıları mafsallı olan ve yüksekliği 12 m'yi geçmeyen süneklik düzeyi yüksek çelik kolonlar tarafından karşılandığı tek katlı binalar	4	2	-
...	...	...	...

2.3.8 Yatay Elastik Tasarım Spektrumu Köşe Periyotlarının Hesaplanması

Yatay Elastik Tasarım Spektrumu Köşe Periyotları (T_A ve T_B) (2.2) ile hesaplanacaktır.

$$\begin{aligned} T_A &= 0.2 * \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \\ T_B &= \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \end{aligned} \quad (2.2)$$

Burada; S_{DS} ve S_{D1} tasarım spektral ivme katsayılarıdır.

$$\begin{aligned} T_A &= 0.2 * \frac{0.133}{0.457} = 0.058s \\ T_B &= \frac{0.133}{0.457} = 0.290s \end{aligned}$$

2.4 Analizde Kullanılacak Yük Değerlerinin Hesabı

2.4.1 Sabit Yükler

Sabit yükler, bir yapının yapısal elemanlarına sürekli olarak etkiyen, sabit ve değişmez yüklerdir. Yani, bir yapının kendi ağırlığını, yapı elemanları, döşemeler, perde duvarlar, çatılar, pencere ve kapılar gibi sabit yapı elemanlarının ağırlığını ifade eder. Bu yükler, yapı inşa edildikten sonra sabit kalır ve yapı elemanlarının tasarımında önemli bir rol oynarlar.

Yapının taşıyıcı sistem elemanlarının ağırlıklarına ek olarak çatı kaplaması olarak sandviç panel kullanılacağından sandviç panel ağırlığı 0.25 kN/m^2 olarak dikkate alınacaktır.

2.4.2 Hareketli Yükler

Hareketli yükler, bir yapının kullanım ömrü boyunca yapısal elemanlarına sürekli olarak etki etmeyen, bazen bulunup bazen bulunmayan değişken ve geçici yüklerdir. Aşağıda hareketli yüklere örnekler verilmiştir.

- Yapı üzerinde bulunan canlılar
- Makineler
- Eşyalar
- Depolama malzemeleri
- Taşıtlar
- Araç ve gereçler
- Vinçler
- Yağmur

Hareketli yükler, pek çok farklı etkenden kaynaklanabilir, bu nedenle yapıya etki edecek net hareketli yük değerlerinin kesin olarak hesaplanması pratikte mümkün değildir. Bundan dolayı, bu yük değerleri, belirli kabuller yapılarak dikkate alınır. Bu çalışma kapsamında yapının çatısına etkiyecek olan hareketli yük değeri TS 498 ile verilen Tablo 2.12’de görüldüğü üzere 1.5 kN/m^2 olarak dikkate alınacaktır.

Tablo 2.12 Düzgün yayılı düşey hareketli yük hesap değerleri[23]

Kullanma Şekli				Hesap Değeri
	Çatılar (Yatay veya 1/20'ye kadar eğimli)	Döşemeler	Merdivenler (Sahanlık ve merdiven girişi dahil)	kN/m^2
1		Çatı arası Odalar		1.5
2	Zaman zaman kullanılan çatılar	Konut, teras oda ve koridorlar, bürolar, konutlardaki 50 m^2 'ye kadar olan dükkanlar, hastane odaları		2
3	Konut toleranslarının kullanılması ve çiçeklik (bahçe yapılması)	Hastanelerin mutfakları, muayene odaları, poliklinik odaları, sınıflar, yatakhaneler, anfiler	Konut merdivenleri	3.5
4		Camiler Tiyatro ve Sinemalar Spor dans ve sergi salonları Tribünler (oturma yeri sabit olan) Toplantı ve bekleme salonları Mağazalar Lokantalar Kütüphaneler Arşivler Hafif ağırlıklı atölyeler Büyük mutfaklar, kantinler Mezbahalar Fırınlr Büyükbaş hayvan ahırları Balkonlar 10 m^2 'ye kadar Büro, hastane okul, tiyatro sinema kütüphane depo vb. genel yapı koridorları	Umuma açık yapılarda büro hastane okul, tiyatro, kütüphane kitaplık vb.	5
5		Tribünler (oturma yeri sabit olmayan)		7.5
6		Garajlar (toplam ağırlığı 2.5 tona kadar olan araçlar için)		5

2.4.3 Kar Yüğü

Kar yüğü, bir yapının çatısına ya da diğer yapı elemanlarına birikmiş veya yüklenmiş olan kar miktarını ifade eder. Kar yüğü, pek çok faktör ile değışkenlik gösterebilir bu faktörler arasında yapının coğrafi konumu, kar kalınlığı, kar yoğunluğu, kar özellikleri ve yapı geometrisi yer alır. Yapının bulunduğu bölgenin iklim özellikleri, çatı şekli ve eğimi, kar yükünü etkileyen temel faktörlerden bazılarıdır.

Yapısal tasarımda, kar yüğü genellikle yönetmelikler veya standartlar tarafından belirlenen değrlere göre hesaplanır. Bu değrler, tipik olarak coğrafi konumun iklim verilerine dayanarak belirlenir. Kar yüğü, yapı elemanlarının tasarımında göz önünde bulundurulur ve yapıya karşı dayanıklılığını sağlamak için önemli bir tasarım kriteridir.

Yapıda kullanılacak kar yüğü değeri aşağıda TS 498 ile verilen (2.3) ile hesaplanacaktır.

$$P_k = m * P_{k0} \quad m = 1 - \frac{\alpha - 30^\circ}{40^\circ} \quad (2.3)$$

Burada; P_k kar yüğü hesap değeri, P_{k0} yapının bulunduğu bölgenin coğrafi koşullarına göre elde edilen yük değeri, m ise yapının çatı eğimine bağı Tablo 2.13 ile belirlenen bir katsayıdır.

Çatı eğimi: $\arctan(4/20) = 11.31^\circ < 30^\circ \rightarrow m = 1.0$

Yapının inşa edileceğı yer II. bölgede

Yapı yerinin deniz seviyesinden yüksekliğı 675 m olduğundan

$$P_{k0} = 0.75kN/m^2$$

$$P_k = 1 * 0.75 = 0.75kN/m^2 \text{ olarak hesaplanır.}$$

Tablo 2.13 Çatı eğimine(α) bağı olarak kar yüğü azaltma değeri[23]

α	0°	1°	2°	3°	4°	5°	6°	7°	8°	9°
0 – 30°	1.0									
30°	1.00	0.97	0.95	0.92	0.90	0.87	0.85	0.82	0.80	0.77
40°	0.75	0.72	0.70	0.67	0.65	0.62	0.60	0.57	0.55	0.52
50°	0.50	0.47	0.45	0.42	0.40	0.37	0.35	0.32	0.30	0.27
60°	0.25	0.22	0.20	0.17	0.15	0.12	0.10	0.07	0.05	0.02
70 – 90°										

Tablo 2.14 Zati kar yükü (P_{k0}) değerleri kN/m^2 [23]

Yapı yerinin denizden yüksekliği	BÖLGELER			
m	I	II	III	IV
≤ 200	0.75	0.75	0.75	0.75
300	0.75	0.75	0.75	0.80
400	0.75	0.75	0.75	0.80
500	0.75	0.75	0.75	0.85
600	0.75	0.75	0.80	0.90
700	0.75	0.75	0.85	0.95
800	0.80	0.85	1.25	1.40
900	0.80	0.95	1.30	1.50
1000	0.80	1.05	1.35	1.60
>1000	1000 m'ye tekabül eden değerler, 1500 m'ye kadar %10, 1500 m'den yukarı yüksekliklerde %15 artırılır.			

2.4.4 Rüzgar Yükü

Rüzgar yükü, bir yapıya atmosferdeki hava hareketlerinin bir sonucu olarak etki eder. Rüzgar yükü, yapının bulunduğu konumun engebe durumu, coğrafi koşulları, iklim koşulları, rüzgarın hızı, yoğunluğu ve yönüne bağlı olarak değişir. Rüzgar yükü, yapıya etki eden basınç kuvvetleri ve sürtünme kuvvetlerinin kombinasyonundan oluşur. Basınç kuvvetleri, rüzgarın yapıya çarptığı yüzeylerde oluşan basınç farklarına dayanırken, sürtünme kuvvetleri ise yapı yüzeyleri ile hava arasındaki sürtünmeden kaynaklanır. Rüzgar yükü çok katlı olmayan betonarme yapılarda genelde deprem yüküne kıyasla daha küçük olduğu için ihmal edilir. Ancak çelik yapılarda betonarmeye kıyasla yapı ağırlığı ve buna bağlı olarak deprem yükü daha az olduğundan rüzgar yükünün tasarımda göz önüne alınması gerekir.

Rüzgar yükü hesaplanırken, yapı geometrisi, yapı malzemeleri, coğrafi konum ve rüzgar hızı gibi faktörler dikkate alınır. Bu hesaplamalar genellikle yapı mühendisliği yazılımları veya standart tablolar aracılığıyla yapılır. Sonuç olarak elde edilen rüzgar yükü değerleri, yapı elemanlarının tasarımında kullanılarak yapı elemanlarının boyutlandırılmasında belirleyici olarak rol oynar.

Bu çalışma kapsamında rüzgâr yükünün hesabı TS EN 1991-1-4 'e göre yapılacaktır. Rüzgar yükünün yapıya sadece çatıdan etkidiği kabul edilmiştir. Hesaplar için Tablo 2.15 ile verilen arazi kategorisi II olarak dikkate alınacaktır. Analizde kullanılmak üzere hesaplanacak tepe rüzgâr basıncı (2.4) ile ve kullanılacak diğer parametreler aşağıda verilmiştir.

Tablo 2.15 Rüzgâr yükü için arazi kategorileri ve arazi parametreleri[24]

Arazi Kategorisi		z_0 (m)	z_{en} küçük (m)
0	Açık deniz etkisine maruz deniz veya kıyı alanı	0.003	1
I	Göller veya ihmal edilebilecek seviyede bitki örtüsü olan ve engebeli olmayan düz ve yatay alan	0.01	1
II	Çayır gibi az seviyede bitki örtüsü olan ve aralarında en az engel yüksekliğinin 20 katı kadar mesafe bulunan engellere (ağaçlar, binalar) sahip alan	0.05	2
III	Düzgün yayılı şekilde bir bitki örtüsüne veya binalara veya aralarında en az engel yüksekliğinin 20 katı kadar mesafe bulunan engellere sahip alan (kasabalar, yörekent, ormanlık alan gibi)	0.3	5
IV	Yüzeyinin en az % 15'i, yükseklik ortalaması 15 m'yi aşan binalarla kaplı alan	1.0	10

$$q_p(z) = [1 + 7 * l_v(z)] * \frac{1}{2} * \rho * v_m^2(z) \quad (2.4)$$

Burada; $l_v(z)$ (2.5) ile hesaplanan rüzgâr türbülans şiddetini, ρ hava yoğunluğunu (1.25 kg/m^3 olarak dikkate alınacaktır. [24]), $v_m(z)$ (2.7) ile hesaplanan ortalama rüzgâr hızını göstermektedir.

$$l_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} \quad (2.5)$$

Burada; σ_v (2.6) ile hesaplanan rüzgâr türbülansı standart sapmasını, $v_m(z)$ (2.7) ile hesaplanan ortalama rüzgâr hızını göstermektedir.

$$\sigma_v = k_r * v_b * k_l \quad (2.6)$$

Burada; k_r (2.9) ile hesaplanan arazi katsayısını, v_b (2.10) ile hesaplanan esas rüzgâr hızını, k_l ise türbülans katsayısını göstermektedir (1.0 olarak dikkate alınacaktır. [24]).

$$v_m(z) = c_r(z) * c_o(z) * v_b \quad (2.7)$$

Burada; $c_r(z)$ (2.8) ile hesaplanan engebелilik katsayısını, $c_o(z)$ orografi katsayısını

(1.0 olarak dikkate alınacaktır. [24]), v_b ise (2.10) ile hesaplanan esas rüzgâr hızını göstermektedir.

$$c_r(z) = k_r * \ln \frac{z}{z_0} \quad (2.8)$$

Burada; k_r (2.9) ile hesaplanan arazi katsayısını, z yapı yüksekliğini (yapı yüksekliği Tablo 2.15 ile verilen $z_{en\ küçük}$ değerlerinden küçükse bu değerler esas alınacaktır.), z_0 2.15 ile verilen parametreyi göstermektedir.

$$k_r = 0.19 * \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0.07} \quad (2.9)$$

Burada; z_0 2.15 ile verilen parametreyi ve $z_{0,II}$ 2.15 ile verilen II. sınıf arazi kategorisine ait parametreyi göstermektedir.

$$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0} \quad (2.10)$$

Burada; c_{dir} doğrultu katsayısını (1.0 olarak dikkate alınacaktır. [24]), c_{season} mevsim katsayısını (1.0 olarak dikkate alınacaktır. [24]), $v_{b,0}$ esas rüzgâr hızının temel değerini göstermektedir (28 m/s olarak dikkate alınacaktır. [19]).

Bu bağıntılar kullanılarak tepe rüzgâr basıncı $q_p(z)$ aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$\begin{aligned} v_b &= c_{dir} * c_{season} * v_{b,0} = 1.0 * 1.0 * 28 = 28 \text{ m/s} \\ k_r &= 0.19 * \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0.07} = 0.19 * \left(\frac{0.05}{0.05} \right)^{0.07} = 0.19 \\ c_r(z) &= k_r * \ln \frac{z}{z_0} = 0.19 * \ln \frac{17}{0.05} = 1.11 \\ v_m(z) &= c_r(z) * c_o(z) * v_b = 1.11 * 1.0 * 28 = 31.01 \text{ m/s} \\ \sigma_v &= k_r * v_b * k_l = 0.19 * 28 * 1.0 = 5.32 \text{ m/s} \\ l_v(z) &= \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{5.32}{31.01} = 0.17 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_p(z) &= [1 + 7 * l_v(z)] * \frac{1}{2} * \rho * v_m^2(z) \\ &= [1 + 7 * 0.17] * \frac{1}{2} * 1.25 * 31.01^2 = 1322.77 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

Yapının düşey duvarlarına ve çatısına etkiyen rüzgâr basıncı aşağıda verilen (2.11) ile hesaplanacaktır.

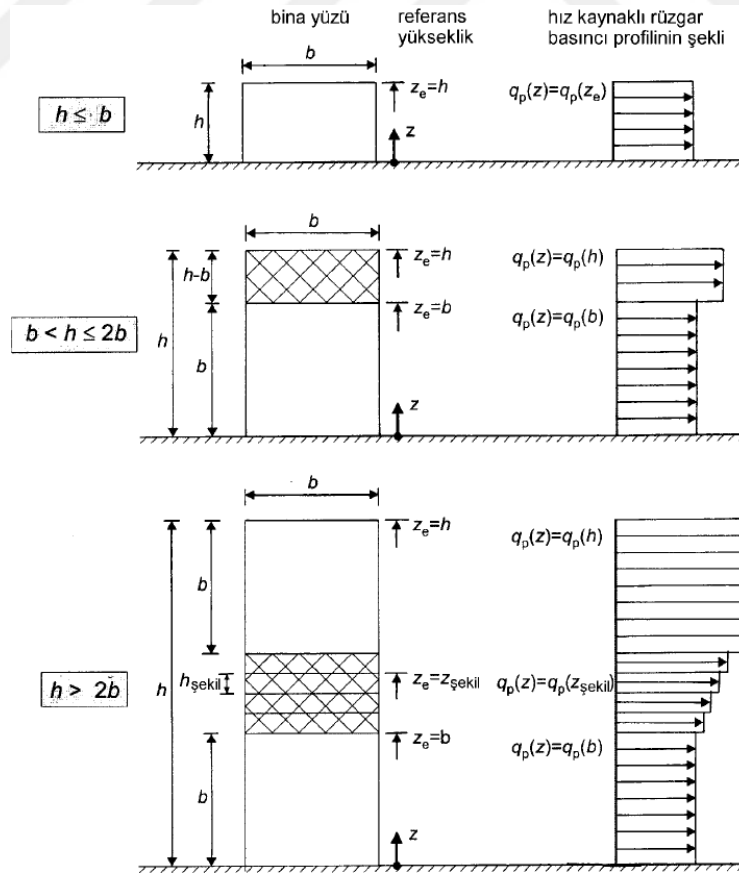
$$w_e = c_{pe} * q_p(z) \quad (2.11)$$

Burada; c_{pe} Tablo 2.16 ve Tablo 2.18 de verilen dış basınç katsayısını, $q_p(z)$ ise (2.4) ile hesaplanan rüzgâr tepe basıncını göstermektedir.

2.4.4.1 Düşey Duvara Etkiyen Rüzgâr Yüğü

Rüzgâr etkisinde düşey duvarlara etkiyen rüzgâr basıncının hesabında Şekil 2.7 ile verilen koşullar gözönüne alınacaktır.

- X Yönündeki Rüzgâr Yüğü Hesaplamaları İçin
 $h = 17 \text{ m} < b = 40 \text{ m}$ olduğundan rüzgâr basıncı profili sabit düzgün yayılı olarak dikkate alınacaktır.
- Y Yönündeki Rüzgâr Yüğü Hesaplamaları İçin
 $h = 17 \text{ m} < b = 50 \text{ m}$ olduğundan rüzgâr basıncı profili sabit düzgün yayılı olarak dikkate alınacaktır.



Şekil 2.7 Rüzgâr basıncı profili [24]

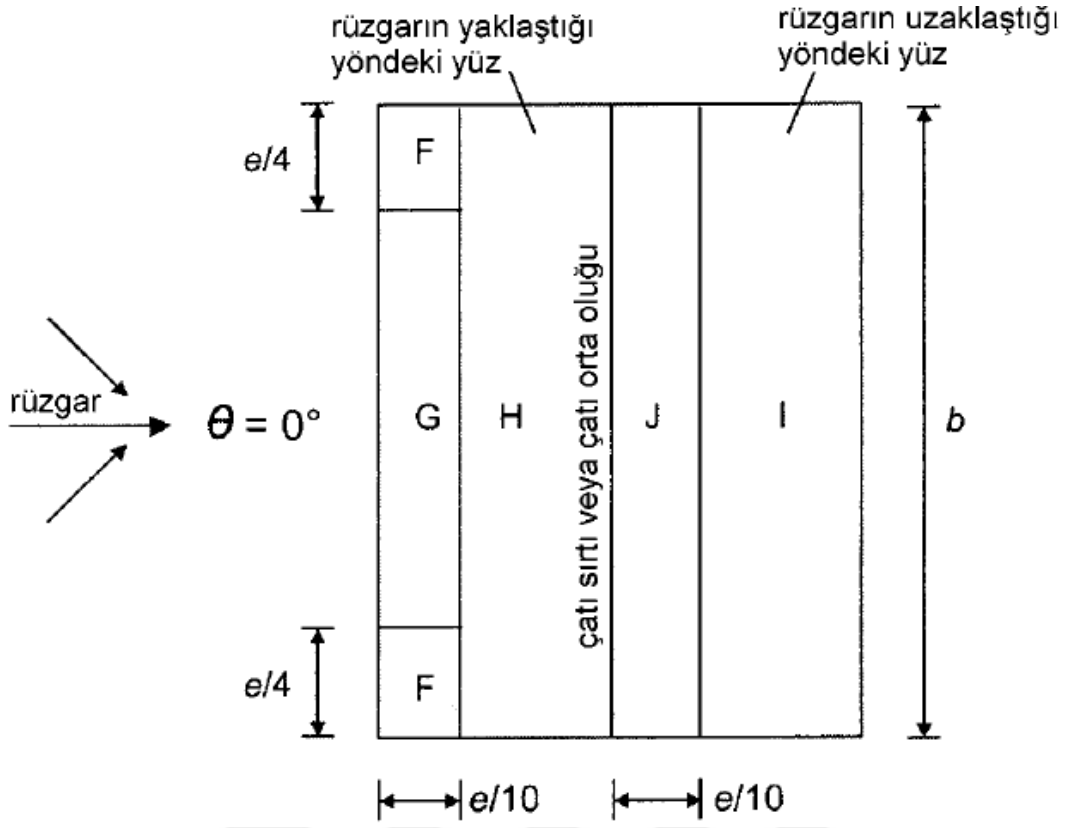


Tablo 2.16 Yapıların düşey duvarları için verilen rüzgâr dış basınç katsayıları [24]

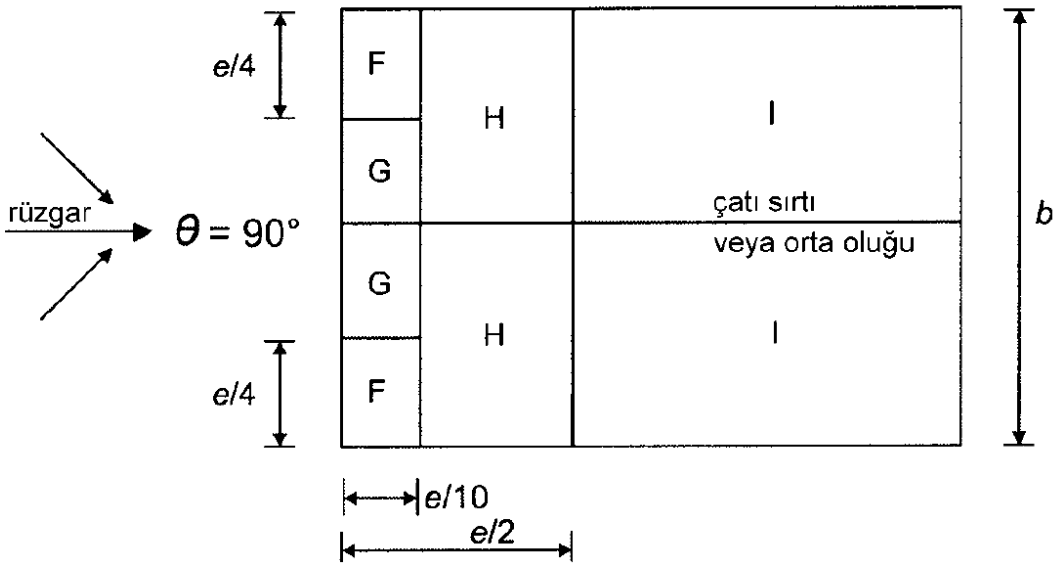
Tablo 2.17 Yapının düşey duvarları için hesaplanan rüzgâr dış basınç katsayıları

2.4.4.2 Çatıya Etkiyen Rüzgâr Yüğü

29



Şekil 2.9 X yönündeki rüzgâr etkisinde yapı çatısında oluşan basınç bölgeleri [24]



Şekil 2.10 Y yönündeki rüzgâr etkisinde yapı çatısında oluşan basınç bölgeleri [24]

Tablo 2.18 Eğim doğrultusundaki rüzgâr etkisi için çift eğimli çatılar için verilen rüzgâr dış basınç katsayıları [24]

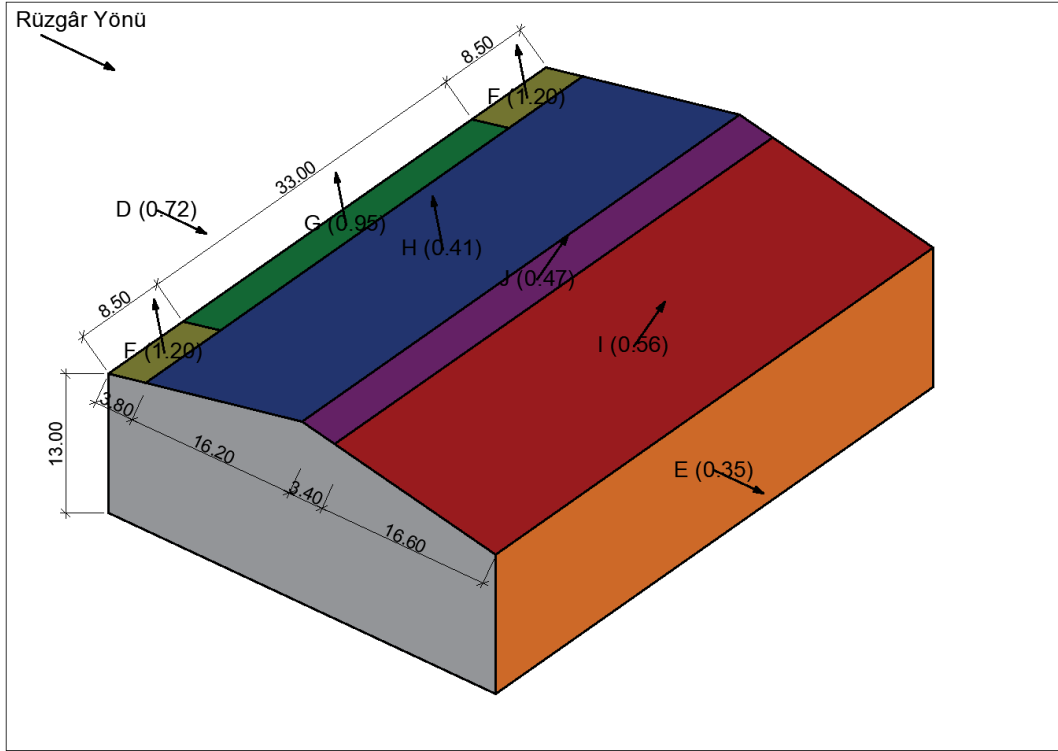
Eğim açısı α	$\theta = 0^\circ$ için bölgeler					$\theta = 90^\circ$ için bölgeler			
	F	G	H	J	I	F	G	H	I
-45°	-0.6	-0.6	-0.8	-0.7	-1.0	-1.4	-1.2	-1.0	-0.9
-30°	-1.1	-0.8	-0.8	-0.6	-0.8	-1.5	-1.2	-1.0	-0.9
-15°	-2.5	-1.3	-0.9	-0.5	-0.7	-1.9	-1.2	-0.8	-0.8
-5°	-2.3	-1.2	-0.8	+0.2	+0.2	-1.8	-1.2	-0.7	-0.6
				-0.6	-0.6				
5°	-1.7	-1.2	-0.6	-0.6	+0.2	-1.6	-1.3	-0.7	-0.6
	+0.0	+0.0	+0.0		-0.6				
15°	-0.9	-0.8	-0.3	-0.4	-1.0	-1.3	-1.3	-0.6	-0.5
	+0.2	+0.2	+0.2	+0.0	+0.0				
30°	-0.5	-0.5	-0.2	-0.4	-0.5	-1.1	-1.4	-0.5	-0.5
	+0.7	+0.7	+0.4	+0.0	+0.0				
45°	0.0	0.0	0.0	-0.2	-0.3	-1.1	-1.4	-0.9	-0.5
	+0.7	+0.7	+0.6	+0.0	+0.0				
60°	+0.7	+0.7	+0.7	-0.2	-0.3	-1.1	-1.2	-0.8	-0.5
75°	+0.8	+0.8	+0.8	-0.2	-0.3	-1.1	-1.2	-0.8	-0.5

Tablo 2.19 Yapının çatısı için hesaplanan rüzgâr dış basınç katsayıları

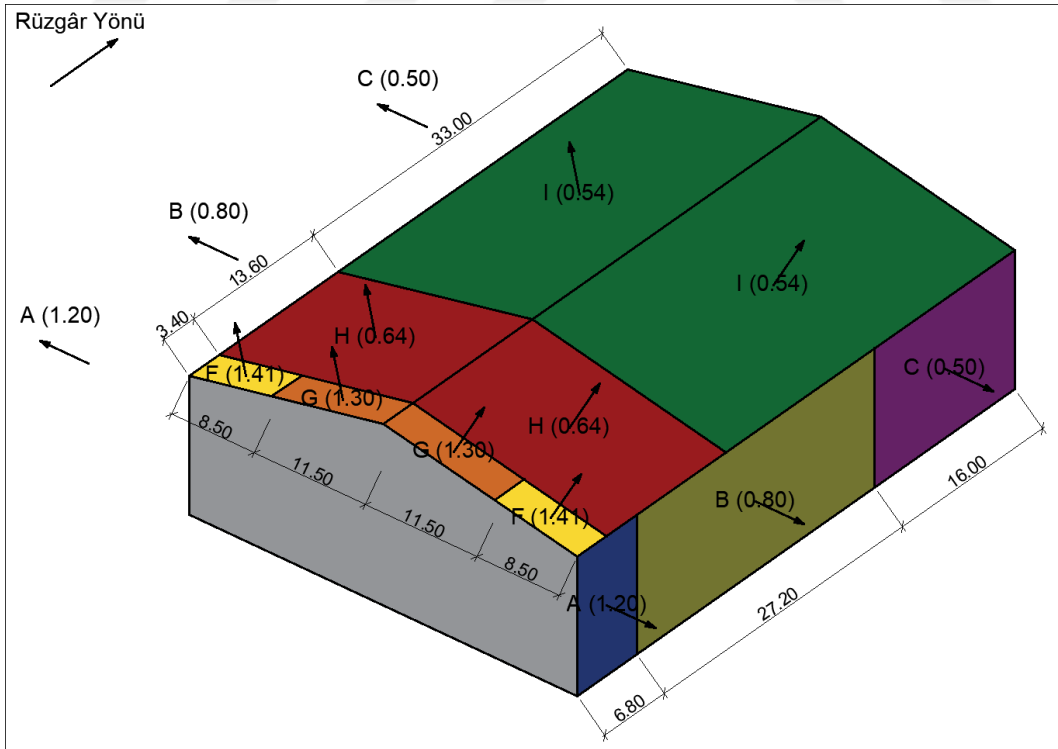
Eğim açısı α	Bölgeler				
	F	G	H	J	I
11.31° (Rüzgâr yönü $\theta = 0^\circ$ için)	-1.20	-0.95	-0.41	-0.47	-0.56
	+0.13	+0.13	+0.13	+0.00	-0.22
11.31° (Rüzgâr yönü $\theta = 90^\circ$ için)	-1.41	-1.30	-0.64	-	-0.54

2.4.4.3 Rüzgâr Yükünün Şematik Gösterimi

Bu çalışma kapsamında incelenen yapıda düzlemsel kafes kirişlerinin bulunduğu cephelerde açılır kapanır kapı sistemi kullanılacağından bu cephelerde rüzgâr yükü yapı taşıyıcı sistemine etkimemektedir. Yapının cepheleri ve çatısı için hesaplanan dış basınç katsayıları ile rüzgâr yükünün şematik gösterimi Şekil 2.11 ve Şekil 2.12 ile verilmiştir.



Şekil 2.11 X yönündeki rüzgâr etkisinde rüzgar yükünün şematik gösterimi



Şekil 2.12 Y yönündeki rüzgâr etkisinde rüzgar yükünün şematik gösterimi

2.4.5 Eşdeğer Deprem Yüğü

2.4.5.1 Hesap Yönteminin Uygulanabilme Kriterleri

Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi (EDYY)'nin uygulanabileceği bina türleri TBDY 2018 ile verilen Tablo 2.20'de verilmiştir. Deprem tasarım sınıfı (DTS) 3 ve BYS=7 olduğu için EDYY binanın deprem hesabında kullanılabilir.

Tablo 2.20 Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'nin uygulanabileceği binalar[22]

Bina Türü	İzin Verilen Bina Yükseklik Sınıfı	
	DTS = 1, 1a, 2, 2a	DTS = 3, 3a, 4, 4a
Her bir katta burulma düzensizliği katsayısının $\eta_{bi} \leq 2.0$ koşulunu sağladığı ve ayrıca B2 türü düzensizliğinin olmadığı binalar	$BYS \geq 4$	$BYS \geq 5$
Diğer tüm binalar	$BYS \geq 5$	$BYS \geq 6$

2.4.5.2 Binanın Toplam Kütlesinin Hesaplanması

Binanın toplam kütlesi aşağıda verilen (2.12) ile hesaplanacaktır.

$$m_t = \sum_{i=1}^N m_i \quad (2.12)$$

Burada; m_i (2.13) ile hesaplanan i'inci katın kütlesini ve N toplam kat sayısını göstermektedir.

$$w_i = w_{Gi} + n * w_{Qi} \quad (2.13)$$
$$m_i = \frac{w_i}{g}$$

Burada; w_i i'inci katın toplam ağırlığını, w_{Gi} sabit yüklerin i'inci katın ağırlığına katkısını, n Tablo 2.21'de belirtilen hareketli yük kütle katılım katsayısını w_{Qi} hareketli yüklerin i'nci katın ağırlığına katkısını, m_i i'inci katın toplam kütlesini, g ise yerçekimi ivmesini göstermektedir.

Tablo 2.21 Hareketli yük kütle katılım katsayısı[22]

Bina Kullanım Amacı	n
Depo, antrepo, vb.	0.80
Okul, öğrenci yurdu, spor tesisi, sinema, tiyatro, konser salonu, ibadethane, lokanta, mağaza, vb.	0.60
Konut, işyeri, otel, hastane, otopark, vb.	0.30

Hareketli yük kütle katılım katsayısı n Tablo 2.21’de görüldüğü gibi 0.80 olarak dikkate alınacaktır. Yapının toplam ağırlığı Sap2000 programından aşağıda Şekil 2.13 ve Şekil 2.14’de görüldüğü gibi beton dolgu kompozit kolonlu yapı için 807.33 t ve çelik gömme kompozit kolonlu yapı için 840.46 t olarak alınır.

Joint Text	MassSource	U1 KN-s2/m	U2 KN-s2/m	U3 KN-s2/m	R1 KN-m-s2	R2 KN-m-s2	R3 KN-m-s2
SumAccelUX	MSSSRC1	807.33	0	0	0	0	0
SumAccelUY	MSSSRC1	0	807.33	0	0	0	0
SumAccelUZ	MSSSRC1	0	0	807.33	0	0	0

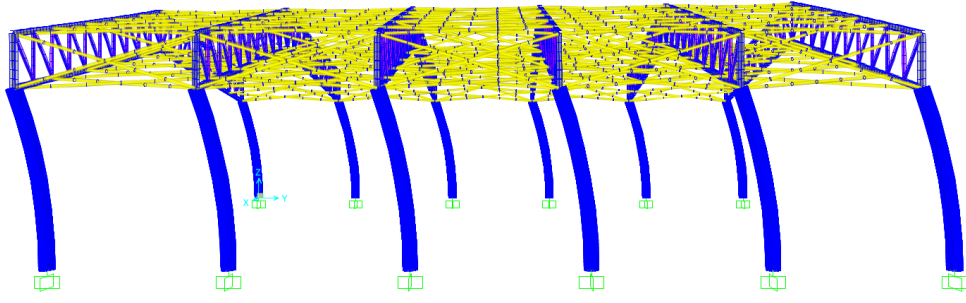
Şekil 2.13 BDKK yapının toplam kütlesi

Joint Text	MassSource	U1 KN-s2/m	U2 KN-s2/m	U3 KN-s2/m	R1 KN-m-s2	R2 KN-m-s2	R3 KN-m-s2
SumAccelUX	MSSSRC1	840.46	0	0	0	0	0
SumAccelUY	MSSSRC1	0	840.46	0	0	0	0
SumAccelUZ	MSSSRC1	0	0	840.46	0	0	0

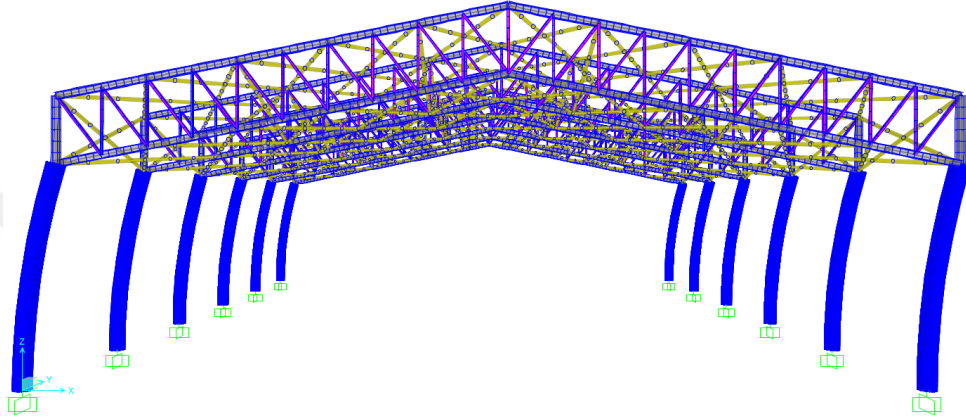
Şekil 2.14 ÇGKK yapının toplam kütlesi

2.4.5.3 Yapının Hakim Titreşim Periyodunun Belirlenmesi

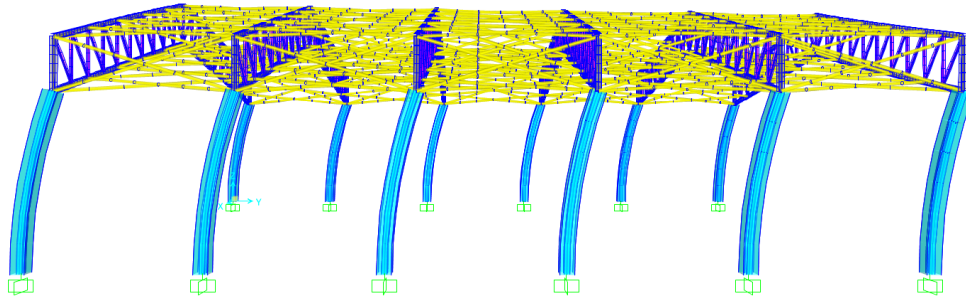
Yapıların her iki yöndeki hakim titreşim mod şekilleri BDKK yapı (Şekil 2.15 ve Şekil 2.16) ve ÇGKK yapı (Şekil 2.17 ve Şekil 2.18) için ayrı ayrı aşağıdaki verilmiştir.



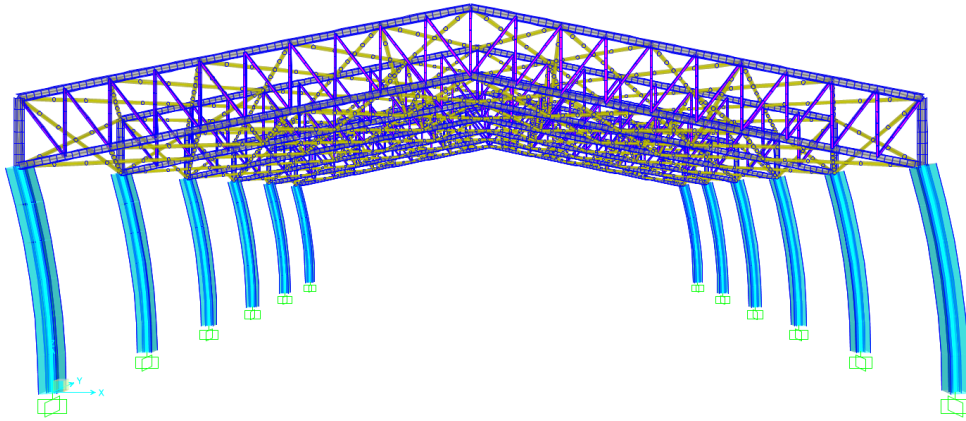
Şekil 2.15 BDKK yapı 1. mod şekli



Şekil 2.16 BDKK yapı 2. mod şekli



Şekil 2.17 ÇGKK yapı 1. mod şekli



Şekil 2.18 ÇGKK yapı 2. mod şekli

- BDKK Yapıda

Şekil 2.19’de görüldüğü üzere X yönünde %99.98 ile en fazla kütle katılımı sağlanan 2. mod ve Y yönünde %99.19 ile en fazla kütle katılımı sağlanan 1. mod baz alınarak yapının hakim periyodu X yönünde 0.86 s ve Y yönünde 0.84 s olarak alınır.

- ÇGKK Yapıda

Şekil 2.20’de görüldüğü üzere X yönünde %99.25 ile en fazla kütle katılımı sağlanan 2. mod ve Y yönünde %99.97 ile en fazla kütle katılımı sağlanan 1. mod baz alınarak yapının hakim periyodu X yönünde 0.87 s ve Y yönünde 0.82 s olarak alınır.

	OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless
▶	MODAL	Mode	1	0.863032	0	0.99194	0	0	0.99194	0
	MODAL	Mode	2	0.843374	0.99976	0	0	0.99976	0.99194	0
	MODAL	Mode	3	0.450093	0	0.0074	0	0.99976	0.99934	0
	MODAL	Mode	4	0.196525	0	0.00017	4.5E-19	0.99976	0.99951	4.5E-19
	MODAL	Mode	5	0.181906	0.00018	0	2.215E-16	0.99994	0.99951	2.22E-16
	MODAL	Mode	6	0.137319	2.939E-05	0	1.494E-12	0.99997	0.99951	1.494E-12
	MODAL	Mode	7	0.132999	0	0.00014	2.644E-16	0.99997	0.99966	1.495E-12
	MODAL	Mode	8	0.124283	1.002E-05	1.953E-20	1.223E-11	0.99998	0.99966	1.373E-11
	MODAL	Mode	9	0.109965	0	0.00019	8.245E-16	0.99998	0.99985	1.373E-11
	MODAL	Mode	10	0.081002	3.545E-06	4.86E-20	4.71E-11	0.99998	0.99985	6.082E-11

Şekil 2.19 BDKK yapının modal analiz kütle katılım yüzdeleri

	OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless
▶	MODAL	Mode	1	0.871741	0	0.99247	0	0	0.99247	0
	MODAL	Mode	2	0.824358	0.99973	0	0	0.99973	0.99247	0
	MODAL	Mode	3	0.450631	0	0.00688	0	0.99973	0.99935	0
	MODAL	Mode	4	0.196875	0	0.00017	2.59E-18	0.99973	0.99951	2.59E-18
	MODAL	Mode	5	0.182013	0.0002	0	1.718E-13	0.99993	0.99951	1.718E-13
	MODAL	Mode	6	0.139705	2.96E-05	1.854E-20	1.152E-09	0.99996	0.99951	1.152E-09
	MODAL	Mode	7	0.133418	5.121E-20	0.00015	1.451E-15	0.99996	0.99967	1.152E-09
	MODAL	Mode	8	0.128071	1.378E-05	5.332E-19	5.979E-09	0.99997	0.99967	7.131E-09
	MODAL	Mode	9	0.110662	0	0.00019	4.743E-15	0.99997	0.99986	7.131E-09
	MODAL	Mode	10	0.085706	3.866E-06	4.764E-19	1.868E-08	0.99998	0.99986	2.581E-08

Şekil 2.20 ÇGKK yapının modal analiz kütle katılım yüzdeleri

2.4.5.4 Yatay Elastik Tasarım Spektrum Eğrisinin Hesaplanması

Yatay Elastik Tasarım Spektrum Eğrisi (YETSE), yapı mühendisliğinde deprem etkilerini değerlendirmek için kullanılan önemli bir araçtır. Deprem mühendisliği tasarımında, yapıların deprem yüklerine karşı direncini belirlemek için kullanılan bir yöntemdir.

YETSE, bir yapıya uygulanan deprem yüklerini belirlemek için kullanılan bir grafikdir. Bu grafik, yapıya uygulanan deprem kuvvetinin, yapı elemanlarının rijitlik ve kütlesi gibi yapısal özelliklerine bağlı olarak değiştiğini gösterir. YETSE, yapı mühendislerine, belirli bir deprem senaryosu altında yapının ne kadar yük taşıyabileceğini ve bu yükler altında nasıl davranacağını belirleme konusunda yardımcı olur.

YETSE, yapıların deprem performansını analiz etmek için lineer elastik teoriye dayanır. Bu teoriye göre, yapı elemanları deprem yüklerine maruz kaldığında lineer olarak davranır ve yapı üzerindeki gerilim ve deformasyonlar tahmin edilebilir. YETSE, farklı deprem etkilerini temsil etmek için farklı frekans ve genlik aralıklarını içeren bir spektrum eğrisi olarak tasarlanmıştır.

YETSE, deprem mühendisliği tasarımında kullanılan birçok ulusal ve uluslararası kod ve standart tarafından tanımlanmıştır. Bu standartlar, bölgesel deprem risklerini dikkate alarak yapıların güvenliğini sağlamak için belirli spektrum eğrileri önerir.

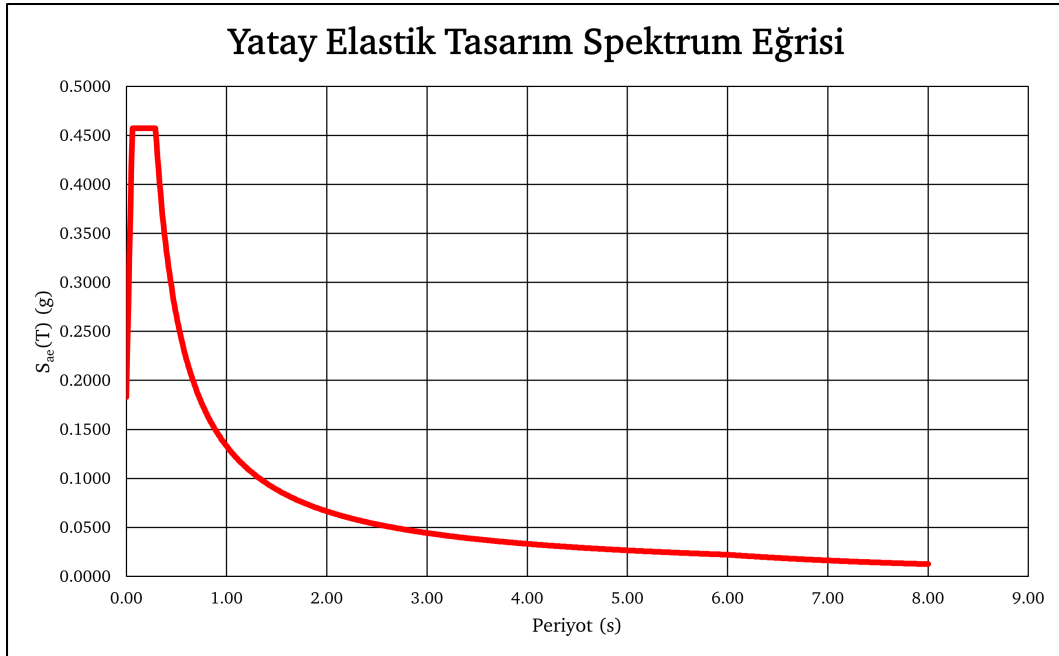
YETSE, yapı mühendislerine, deprem yüklerinin belirlenmesi ve yapısal tasarımın optimize edilmesi için bir rehberlik sağlar. Bu, yapıların depreme karşı dayanıklılığını artırmak ve insanların güvenliğini sağlamak için önemli bir araçtır.

$$\begin{aligned} S_{ae}(T) &= (0.4 + 0.6 * \frac{T}{T_A}) * S_{DS} & (0 \leq T \leq T_A) \\ S_{ae}(T) &= S_{DS} & (T_A \leq T \leq T_B) \\ S_{ae}(T) &= \frac{S_{D1}}{T} & (T_B \leq T \leq T_L) \\ S_{ae}(T) &= \frac{S_{D1} * T_L}{T^2} & (T_L < T) \end{aligned} \quad (2.14)$$

Yatay elastik tasarım spektral ivmeleri $S_{ae}(T)$, dikkate alınan herhangi bir deprem doğrultusunda yapının titreşim periyoduna bağlı olarak yerçekimi ivmesi (g) cinsinden (2.14) ile 0.01 s aralıklarla hesaplanarak Tablo 2.22'de ve Şekil 2.21 'de verilmiştir.

Tablo 2.22 Yatay elastik tasarım spektrum eğrisi verileri

T	$S_{ae}(T)$	T	$S_{ae}(T)$	T	$S_{ae}(T)$
0.00	0.1829	...	...	...	...
0.01	0.2301	0.29	0.4572	7.91	0.0127
0.02	0.2773	0.30	0.4427	7.92	0.0127
0.03	0.3245	0.31	0.4284	7.93	0.0127
0.04	0.3718	0.32	0.4150	7.94	0.0126
0.05	0.4190	0.33	0.4024	7.95	0.0126
0.06	0.4572	0.34	0.3906	7.96	0.0126
0.07	0.4572	0.35	0.3794	7.97	0.0125
0.08	0.4572	0.36	0.3689	7.98	0.0125
0.09	0.4572	0.37	0.3589	7.99	0.0125
...	...	...	...	8.00	0.0125

**Şekil 2.21** Yatay elastik tasarım spektrum eğrisi

2.4.5.5 Yatay Elastik Tasarım Spektral İvmesinin Hesaplanması

Yatay elastik tasarım spektral ivmeleri $S_{ae}(T)$, X ve Y deprem doğrultularında doğal hakim titreşim periyoduna bağlı olarak yerçekimi ivmesi (g) cinsinden ayrı ayrı (2.14) ile aşağıdaki gibi hesaplanır.

- BDKK Yapıda

- X Yönünde

$$T_p^{(X)} = 0.86s \quad T_B = 0.290 \leq T_p^{(X)} = 0.86 \leq T_L = 6$$
$$S_{ae}(T_p^{(X)}) = \frac{S_{D1}}{T_p^{(X)}} = \frac{0.133}{0.86} = 0.1547g$$

- Y Yönünde

$$T_p^{(Y)} = 0.84s \quad T_B = 0.290 \leq T_p^{(Y)} = 0.84 \leq T_L = 6$$
$$S_{ae}(T_p^{(Y)}) = \frac{S_{D1}}{T_p^{(Y)}} = \frac{0.133}{0.84} = 0.1583g$$

- ÇGKK Yapıda

- X Yönünde

$$T_p^{(X)} = 0.87s \quad T_B = 0.290 \leq T_p^{(X)} = 0.87 \leq T_L = 6$$
$$S_{ae}(T_p^{(X)}) = \frac{S_{D1}}{T_p^{(X)}} = \frac{0.133}{0.87} = 0.1529g$$

- Y Yönünde

$$T_p^{(Y)} = 0.82s \quad T_B = 0.290 \leq T_p^{(Y)} = 0.82 \leq T_L = 6$$
$$S_{ae}(T_p^{(Y)}) = \frac{S_{D1}}{T_p^{(Y)}} = \frac{0.133}{0.82} = 0.1622g$$

2.4.5.6 Deprem Yüğü Azaltma Katsayısının Hesaplanması

Deprem yüğü azaltma katsayısı, inşaat mühendisliğinde R katsayısı olarak bilinir. R katsayısı, bir yapının deprem etkisi altında alacağı yüğü, yapılan süneklik kabulü ve tasarımlarına göre azaltan önemli bir faktördür. Yapıyı gerçek deprem yüküne göre tasarlamak, yapının deprem sırasında hiç hasar almasını sağlayabilir; ancak bu hesap ekonomik olmayacağı için makul değildir. Yapılarda sıfır hasar hedefi yerine, yapının sünekliği üzerinde durularak, deprem sırasında belirli bir süneklik göstermesi sağlanabilir. Bu sayede, çok şiddetli depremlerde bile yapının hafif hasarlarla sarsılması mümkün olur. Bu nedenle deprem yükleri yapının taşıyıcı sistemine bağlı R katsayısı ile azaltılarak tasarım yapılır.

$$\begin{aligned} R_a(T) &= \frac{R}{I} & T > T_B \\ R_a(T) &= D + \left(\frac{R}{I} - D\right) * \frac{T}{T_B} & T \leq T_B \end{aligned} \quad (2.15)$$

Burada; R bina taşıyıcı sistem davranış katsayısını, I bina önem katsayısını, D dayanım fazlalığı katsayısını, T binanın doğal titreşim periyodunu, T_B ise yatay elastik tasarım köşe periyodunu göstermektedir.

Deprem yükü azaltma katsayısı ($R_a(T)$), X ve Y deprem doğrultularında doğal hakim titreşim periyoduna bağlı olarak yerçekimi ivmesi (g) cinsinden ayrı ayrı (2.15) ile aşağıdaki gibi hesaplanacaktır.

- BDKK Yapıda

- X Yönünde

$$\begin{aligned} T_p^{(X)} &= 0.86s & T_p^{(X)} &= 0.86 > T_B = 0.290 \\ R_a(T_p^{(X)}) &= \frac{R}{I} = \frac{4}{1} = 4 \end{aligned}$$

- Y Yönünde

$$\begin{aligned} T_p^{(Y)} &= 0.84s & T_p^{(Y)} &= 0.84 > T_B = 0.290 \\ R_a(T_p^{(Y)}) &= \frac{R}{I} = \frac{4}{1} = 4 \end{aligned}$$

- ÇGKK Yapıda

- X Yönünde

$$\begin{aligned} T_p^{(X)} &= 0.87s & T_p^{(X)} &= 0.87 > T_B = 0.290 \\ R_a(T_p^{(X)}) &= \frac{R}{I} = \frac{4}{1} = 4 \end{aligned}$$

- Y Yönünde

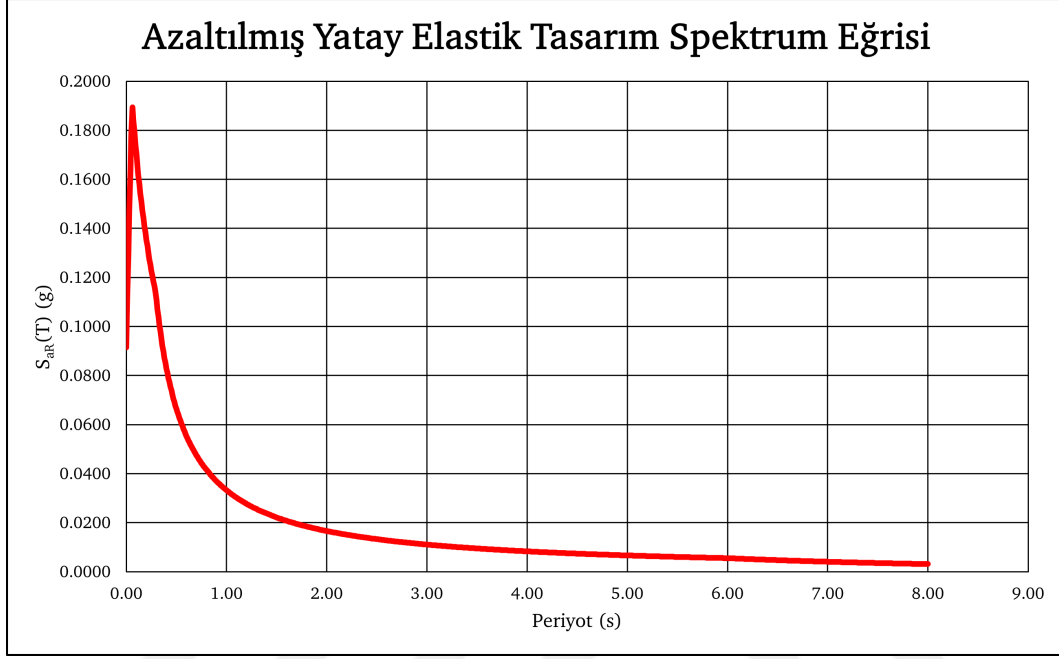
$$\begin{aligned} T_p^{(Y)} &= 0.82s & T_p^{(Y)} &= 0.82 > T_B = 0.290 \\ R_a(T_p^{(Y)}) &= \frac{R}{I} = \frac{4}{1} = 4 \end{aligned}$$

2.4.5.7 Azaltılmış Yatay Elastik Tasarım Spektrum Eğrisinin Hesaplanması

Azaltılmış yatay elastik tasarım spektral ivmeleri $S_{aR}(T)$, X ve Y deprem doğrultularında hesaplanan yatay elastik tasarım spektral ivmeleri deprem yükü azaltma katsayılarına bölünerek (2.16) ile 0.01 s aralıklarla hesaplanmıştır. (Tablo 2.23’de ve Şekil 2.22)

$$S_{aR}(T) = \frac{S_{ae}(T)}{R_a(T)} \quad (2.16)$$

Burada; $S_{ae}(T)$, (2.14) ile hesaplanan yatay elastik tasarım spektrum ivmeleri, $R_a(T)$ ise (2.15) ile hesaplanan deprem yükü azaltma katsayısıdır.



Şekil 2.22 Azaltılmış yatay elastik tasarım spektrum eğrisi

Tablo 2.23 Azaltılmış yatay elastik tasarım spektrum eğrisi verileri

T	$S_{aR}(T)$	T	$S_{aR}(T)$	T	$S_{aR}(T)$
0.00	0.0914	...	...	...	...
0.01	0.1112	0.29	0.1144	7.91	0.0032
0.02	0.1297	0.30	0.1107	7.92	0.0032
0.03	0.1471	0.31	0.1071	7.93	0.0032
0.04	0.1634	0.32	0.1038	7.94	0.0032
0.05	0.1787	0.33	0.1006	7.95	0.0032
0.06	0.1895	0.34	0.0976	7.96	0.0031
0.07	0.1842	0.35	0.0949	7.97	0.0031
0.08	0.1792	0.36	0.0922	7.98	0.0031
0.09	0.1745	0.37	0.0897	7.99	0.0031
...	...	...	...	8.00	0.0031

Azaltılmış yatay elastik tasarım spektral ivmeleri ($S_{aR}(T)$), X ve Y deprem doğrultularında yerçekimi ivmesi (g) cinsinden ayrı ayrı (2.16) ile aşağıdaki gibi hesaplanacaktır.

- BDKK Yapıda

- X Yönünde

$$S_{aR}(T_p^{(X)}) = \frac{S_{ae}(T_p^{(X)})}{R_a(T_p^{(X)})} = \frac{0.1547}{4} = 0.0387g$$

- Y Yönünde

$$S_{aR}(T_p^{(Y)}) = \frac{S_{ae}(T_p^{(Y)})}{R_a(T_p^{(Y)})} = \frac{0.1583}{4} = 0.0396g$$

- ÇGKK Yapıda

- X Yönünde

$$S_{aR}(T_p^{(X)}) = \frac{S_{ae}(T_p^{(X)})}{R_a(T_p^{(X)})} = \frac{0.1529}{4} = 0.0382g$$

- Y Yönünde

$$S_{aR}(T_p^{(Y)}) = \frac{S_{ae}(T_p^{(Y)})}{R_a(T_p^{(Y)})} = \frac{0.1622}{4} = 0.0406g$$

2.4.5.8 Eşdeğer Deprem Yüğü Hesabı

Göz önüne alınan deprem doğrultusunda, binanın tümüne etkileyen toplam eşdeğer deprem yükü (taban kesme kuvveti) (V_{tE}) (2.17) ile her iki yapı için her iki doğrultuda ayrı ayrı aşağıda görüldüğü gibi hesaplanmıştır.

$$V_{tE} = m_t * S_{aR}(T) \geq 0.04 * m_t * I * S_{DS} * g \quad (2.17)$$

- BDKK Yapıda

- X Yönünde

$$\begin{aligned} V_{tE}^{(X)} &= 807.33 * 0.0387 * 9.81 \geq 0.04 * 807.33 * 1 * 0.457 * 9.81 \\ &= 306.50 \geq 144.78 = 306.50 \text{ kN} \end{aligned}$$

– Y Yönünde

$$\begin{aligned} V_{tE}^{(Y)} &= 807.33 * 0.0396 * 9.81 \geq 0.04 * 807.33 * 1 * 0.457 * 9.81 \\ &= 313.63 \geq 144.78 = 313.63 \text{ kN} \end{aligned}$$

- ÇGKK Yapıda

– X Yönünde

$$\begin{aligned} V_{tE}^{(X)} &= 840.46 * 0.0382 * 9.81 \geq 0.04 * 840.46 * 1 * 0.457 * 9.81 \\ &= 314.96 \geq 150.72 = 314.96 \text{ kN} \end{aligned}$$

– Y Yönünde

$$\begin{aligned} V_{tE}^{(Y)} &= 840.46 * 0.0406 * 9.81 \geq 0.04 * 840.46 * 1 * 0.457 * 9.81 \\ &= 334.74 \geq 150.72 = 334.74 \text{ kN} \end{aligned}$$

2.4.6 Deprem Yüğü

Yapının deprem hesabı Mod Birleştirme Yöntemi (MBY) kullanılarak yapılacaktır. Bu dinamik analiz yöntemi, bir yapı sisteminin tepki davranışını belirlemek için her serbest titreşim modunun deprem etkisine yanıtını ayrı ayrı hesapladıktan sonra birleştirme prensibine dayanır. Bu metodoloji, binalarda kütlenin katlarda toplandığı kabul edilerek her kat için iki öteleme ve bir dönme hareketini esas alır. Dönme hareketi ile, katlarda kütlenin merkezi ile rijitlik merkezinin çakışmaması durumu gözönüne alınmış olur. Yöntem, tamamen elastik davranışa dayalı hesap teknikleri üzerine kuruludur. Matematiksel olarak sağlam temellere dayanmasına rağmen, yapı taşıyıcı sistem elemanlarında elastik gerilme dağılımı sergilenememesi durumunda güvenilir sonuçlar alınamayabilir. Ekonomik boyutlandırma genellikle taşıyıcı sistemin sünek davranışını sağlama üzerine odaklanır. Ancak sünek davranış arttıkça, MBY'nin uygulanabilirliğı azalabilir. Betonun küçük gerilmeler etkisinde bile doğrusal olmayan bir davranış sergilemesi, elastik davranış varsayımının sınırlılıklarını belirler. Bu nedenle deprem yönetmeliklerinde MBY ile elde edilen sonuçların EDYY ile elde edilen sonuçlar ile karşılaştırılması her zaman önerilir. MBY'de maksimum iç kuvvetler, yerdeğıştirmeler, kesme kuvvetleri ve momentler, yapıda yeterli sayıda doğal titreşim modunun her biri için hesaplanan maksimum katkılarının, kareleri toplamının karekökü (SRSS) kuralı veya tam karesel birleştirme (CQC) kuralı gibi istatistik yöntemlerle birleştirilmesi ile elde edilir. Bu hesaplama sırasında, toplam etkin kütlenin %80-90'ına ulaşıncaya kadar yeterli sayıda mod katkısı hesaba dahil edilmelidir.

2.5 Bina'nın Matematiksel Modelinin Oluşturulması

2.5.1 Malzemelerin Tanımlanması

Bina taşıyıcı sisteminde kullanılacak olan malzemeler mekanik özellikleri ile Şekil A.1, Şekil A.2 ve Şekil A.3'da görüldüğü üzere programa tanımlanmıştır.

2.5.2 Kesitlerin Tanımlanması

Bina taşıyıcı sisteminde yer alan elemanlarda kullanılan kesitlerin tanımı Tablo 2.24 ile verilmiştir.

Tablo 2.24 Taşıyıcı eleman kesitleri

Elemanın Kullanıldığı Yer	Kesit	Şekil
DKK alt ve üst başlıkları	HE 300 B	Şekil A.4
DKK kenar dikmeleri	HE 300 B	Şekil A.4
DKK dikme ve çaprazlar	2L100/14/10	Şekil A.5
Çatı dikey çaprazlar	Boru 200*10	Şekil A.6
Çatı yatay çaprazlar	Boru 200*5	Şekil A.7
BDK Kolon	Kompozit	Şekil A.8
ÇGK Kolon	Kompozit	Şekil A.9

2.5.3 Yük Birleşimleri

Bu çalışma kapsamında incelenen BDKK ve ÇGKK yapıların yapısal analizinde ÇYTHYE ve TBDY 2018 ile tanımlanan ve aşağıda verilen yük birleşimleri dikkate alınmıştır.

- $1.4G$
- $1.2G + 1.6(Q_r \text{ veya } S \text{ veya } R)$
- $1.2G + 1.6Q + 0.5(Q_r \text{ veya } S \text{ veya } R)$
- $1.2G + 1.6(Q_r \text{ veya } S \text{ veya } R) + 0.8(Q \text{ veya } 0.8W)$
 - $W = W_x^{(+)}$
 - $W = W_x^{(-)}$
 - $W = W_y^{(+)}$
 - $W = W_y^{(-)}$
- $1.2G + 1.0Q + 0.5(Q_r \text{ veya } S \text{ veya } R) + 1.6W$
- $1.2G + 1.0Q + 0.2S + 1.0E$

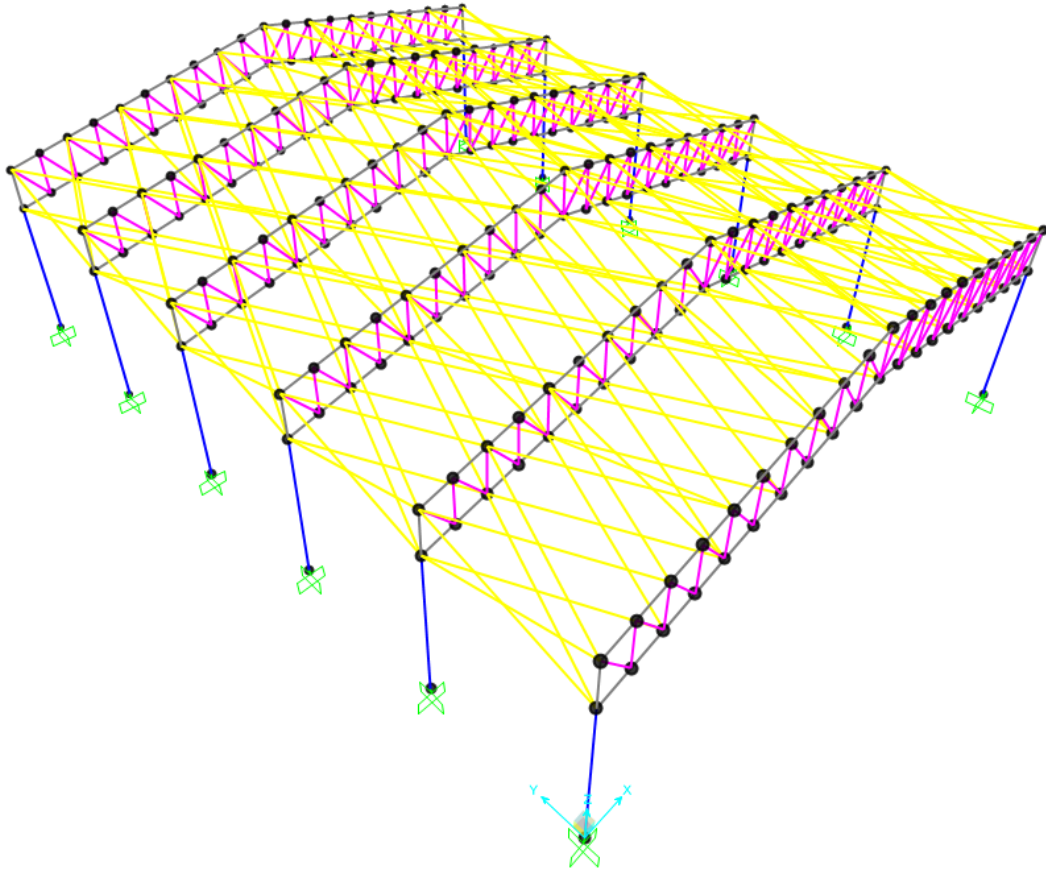
$$\begin{aligned}
- E &= E^{(H)} \pm 0.3E^{(Z)} \\
* E^{(H)} &= \pm E_x \pm 0.3E_y \\
* E^{(H)} &= \pm 0.3E_x \pm E_y
\end{aligned}$$

- $0.9G + 1.6W$
- $0.9G + 1.0E$

Burada; G sabit yükü, Q hareketli yükü, Q_r çatı hareketli yükünü, S kar yükünü, R yağmur yükünü, W rüzgâr yükünü ve E deprem yükünü göstermektedir.

2.5.4 Modelin Oluşturulması

Programla tanımlanan kesitler kullanılarak oluşturulan model aşağıda Şekil 2.23 ile verilmiştir.



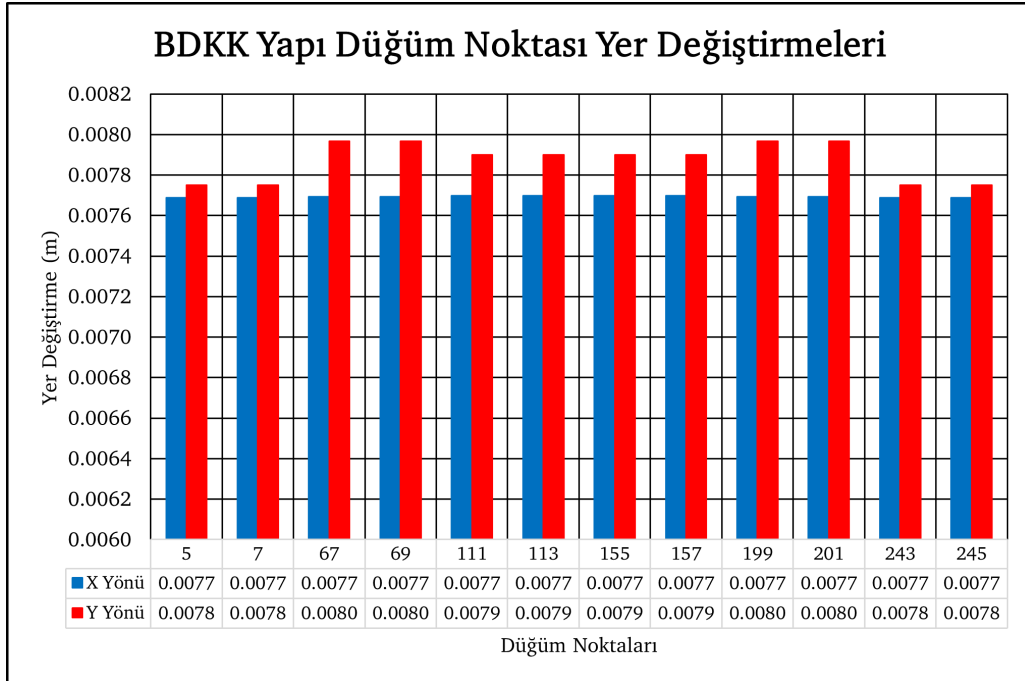
Şekil 2.23 Yapının matematiksel modeli

3

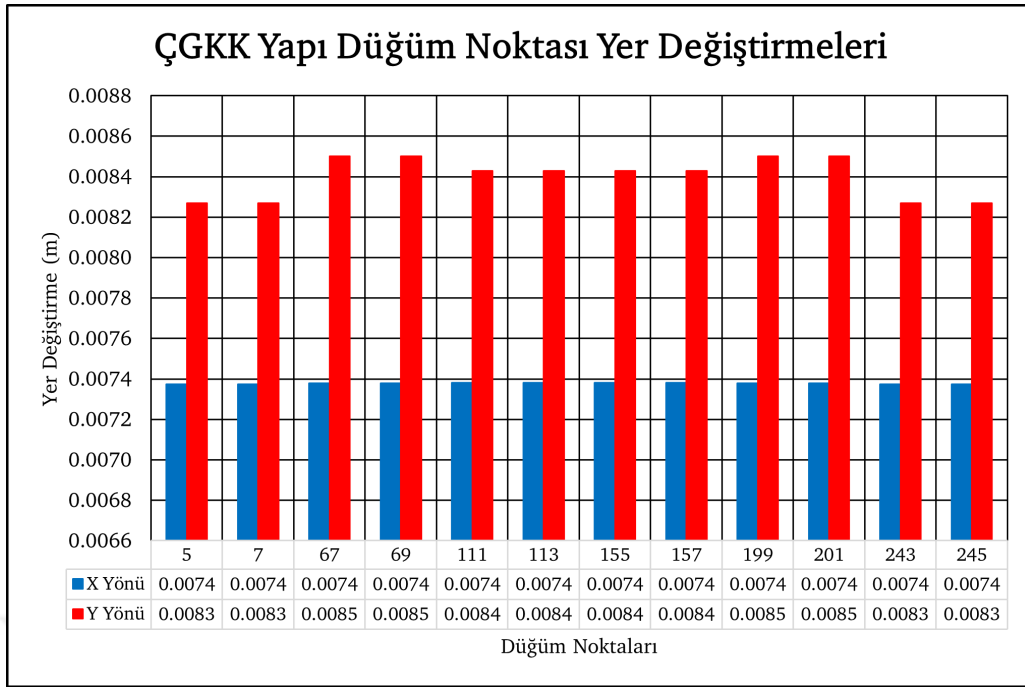
YAPISAL ANALİZ SONUÇLARI

3.1 Rijit Diyafram Davranışının Kontrolü

Yapıların çatı düzleminde yatay stabilitenin ve rijit diyafram davranışının sağlanması amacıyla dikey ve yatay çapraz elemanlar kullanılmıştır. Yapılar için hesaplanan eşdeğer deprem yükü değerleri her iki yönde akslara dağıtılarak yapılara etki ettirilmiştir. Bu yüklemeler sonucunda her bir kolonun üst ucundaki düğüm noktasında meydana gelen yerdeğiştirmeler Şekil 3.1, Şekil 3.2 ve Tablo 3.1 ile verilmiştir. Verilerin standart sapmaları ortalama değerlerine oranlanarak değişim oranı hesaplanmış ve yorumlanmıştır. Düğüm noktası yerdeğiştirmelerinin değişim oranı BDKK yapıda x yönünde %0.05, y yönünde %1.20; ÇGKK yapıda x yönünde %0.05, y yönünde %1.20 olarak hesaplanmıştır. Burdan hareketle çatı düzleminde kullanılan çapraz elemanların rijit diyafram davranışını sağladığı kabul edilmiştir.



Şekil 3.1 BDKK yapıda EDYY yüklemesi ile oluşan düğüm noktası yerdeğiştirmeleri



Şekil 3.2 ÇGKK yapıda EDYY yüklemesi ile oluşan düğüm noktası yerdeğiştirmeleri

Tablo 3.1 EDYY ile hesaplanan düğüm noktası yer değiştirmeleri

Düğüm Noktası	BDKK Yapı		ÇGKK Yapı	
	E_{dx} m	E_{dy} m	E_{dx} m	E_{dy} m
5	0.0077	0.0078	0.0074	0.0083
7	0.0077	0.0078	0.0074	0.0083
67	0.0077	0.0080	0.0074	0.0085
69	0.0077	0.0080	0.0074	0.0085
111	0.0077	0.0079	0.0074	0.0084
113	0.0077	0.0079	0.0074	0.0084
155	0.0077	0.0079	0.0074	0.0084
157	0.0077	0.0079	0.0074	0.0084
199	0.0077	0.0080	0.0074	0.0085
201	0.0077	0.0080	0.0074	0.0085
243	0.0077	0.0078	0.0074	0.0083
245	0.0077	0.0078	0.0074	0.0083
En Büyük	0.0077	0.0080	0.0074	0.0085
En Küçük	0.0077	0.0078	0.0074	0.0083
Ortalama	0.0077	0.0079	0.0074	0.0084
Standart Sapma	0.39×10^{-5}	9.48×10^{-5}	0.39×10^{-5}	10.09×10^{-5}
SS/Ortalama	%0.05	%1.20	%0.05	%1.20

3.2 Düzensizliklerin Kontrolü

TBDY 2018'e göre, planda ve düşey doğrultuda düzensizlik meydana getiren durumlar tanımlanmıştır. Aşağıda detaylı olarak verilen ve bu çalışma kapsamındaki yapı için kontrolleri yapılan bu düzensizlikler, yapıların depreme karşı dayanıklılığını etkileyebilir. Deprem güvenli bir yapı için tasarım aşamasında bu düzensizliklere dikkat edilmelidir. Deprem konusunda toplumun bilinçlendirilmesi ve yapı düzensizliklerinden kaçınılması önemlidir.

3.2.1 A1-Burulma Düzensizliği Kontrolü

Birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi biri için, herhangi bir katta $\pm\%5$ ek dışmerkezlik etkileri gözönüne alınarak hesaplanan en büyük görelî kat ötelemesinin o katta aynı doğrultudaki ortalama görelî ötelemeye oranını ifade eden aşağıda (3.1) ile verilen Burulma Düzensizliği Katsayısı η_{bi} 'nin 1.2'den büyük olması durumunda A1 türü düzensizlik bulunmaktadır. [22]

$$\eta_{bi} = \frac{(\Delta_i)_{maks}}{(\Delta_i)_{ort}} > 1.2 \quad (3.1)$$

Burada; $(\Delta_i)_{maks}$ herhangi bir katta $\pm\%5$ ek dışmerkezlik etkileri gözönüne alınarak hesaplanan en büyük görelî kat ötelemesini, $(\Delta_i)_{ort}$ ise herhangi bir katta $\pm\%5$ ek dışmerkezlik etkileri gözönüne alınarak hesaplanan görelî kat ötelemelerinin ortalamasını göstermektedir.

Joint Text	OutputCase	CaseType	U1 m	U2 m	U3 m	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
1	Edx+0,05	LinStatic	0,00852	-0,000523	9,376E-06	8,786E-06	2,2E-05	3E-05
2	Edx+0,05	LinStatic	0,008663	1,398E-17	2,178E-16	-5,615E-18	2,3E-05	2,2E-05
3	Edx+0,05	LinStatic	0,00852	0,000523	-9,376E-06	-8,786E-06	2,2E-05	3E-05
239	Edx+0,05	LinStatic	0,007037	-0,000547	7,647E-06	5,345E-06	1,9E-05	2,8E-05
240	Edx+0,05	LinStatic	0,007132	-3,838E-17	2,676E-16	-1,355E-18	1,4E-05	3,1E-05
241	Edx+0,05	LinStatic	0,007037	0,000547	-7,647E-06	-5,345E-06	1,9E-05	2,8E-05
1	Edy+0,05	LinStatic	0,000699	0,007661	1,7E-05	-0,000118	-7,4E-05	-2,4E-05
2	Edy+0,05	LinStatic	0,00055	0,008746	0,00117	-0,000365	-7,396E-07	2,4E-05
3	Edy+0,05	LinStatic	0,000403	0,00866	1,8E-05	-0,000147	7,9E-05	9,2E-05
239	Edy+0,05	LinStatic	-0,000699	0,007661	-1,7E-05	-0,000118	7,4E-05	-2,4E-05
240	Edy+0,05	LinStatic	-0,00055	0,008746	-0,00117	-0,000365	7,396E-07	2,4E-05
241	Edy+0,05	LinStatic	-0,000403	0,00866	-1,8E-05	-0,000147	-7,9E-05	9,2E-05

Şekil 3.3 BDKK yapının hesaplanan görelî kat ötelemeleri

	Joint Text	OutputCase	CaseType Text	U1 m	U2 m	U3 m	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
▶	1	Edx+0,05	LinStatic	0,008203	-0,00052	9,34E-06	8,793E-06	2,3E-05	3E-05
	2	Edx+0,05	LinStatic	0,008351	9,618E-18	3,799E-16	-1,213E-17	2,3E-05	2,2E-05
	3	Edx+0,05	LinStatic	0,008203	0,00052	-9,34E-06	-8,793E-06	2,3E-05	3E-05
	239	Edx+0,05	LinStatic	0,006726	-0,000546	7,553E-06	5,268E-06	1,9E-05	2,8E-05
	240	Edx+0,05	LinStatic	0,006824	-4,254E-17	4,883E-16	-1,377E-17	1,4E-05	3,1E-05
	241	Edx+0,05	LinStatic	0,006726	0,000546	-7,553E-06	-5,268E-06	1,9E-05	2,8E-05
	1	Eddy+0,05	LinStatic	0,000728	0,008189	1,7E-05	-0,000126	-7,9E-05	-2,6E-05
	2	Eddy+0,05	LinStatic	0,000569	0,009333	0,001244	-0,000389	-8,038E-07	2,5E-05
	3	Eddy+0,05	LinStatic	0,000412	0,00923	1,9E-05	-0,000156	8,4E-05	9,7E-05
	239	Eddy+0,05	LinStatic	-0,000728	0,008189	-1,7E-05	-0,000126	7,9E-05	-2,6E-05
	240	Eddy+0,05	LinStatic	-0,000569	0,009333	-0,001244	-0,000389	8,038E-07	2,5E-05
	241	Eddy+0,05	LinStatic	-0,000412	0,00923	-1,9E-05	-0,000156	-8,4E-05	9,7E-05

Şekil 3.4 ÇGKK yapının hesaplanan göreceli kat ötelemeleri

- BDKK Yapıda

- X Yönünde

$$\eta_{bi} = \frac{(\Delta_i^{(X)})_{max}}{(\Delta_i^{(X)})_{ort}} = \frac{0.0087}{0.0078} = 1.12 < 1.2$$

- Y Yönünde

$$\eta_{bi} = \frac{(\Delta_i^{(Y)})_{max}}{(\Delta_i^{(Y)})_{ort}} = \frac{0.0087}{0.0083} = 1.05 < 1.2$$

- ÇGKK Yapıda

- X Yönünde

$$\eta_{bi} = \frac{(\Delta_i^{(X)})_{max}}{(\Delta_i^{(X)})_{ort}} = \frac{0.0084}{0.0075} = 1.12 < 1.2$$

- Y Yönünde

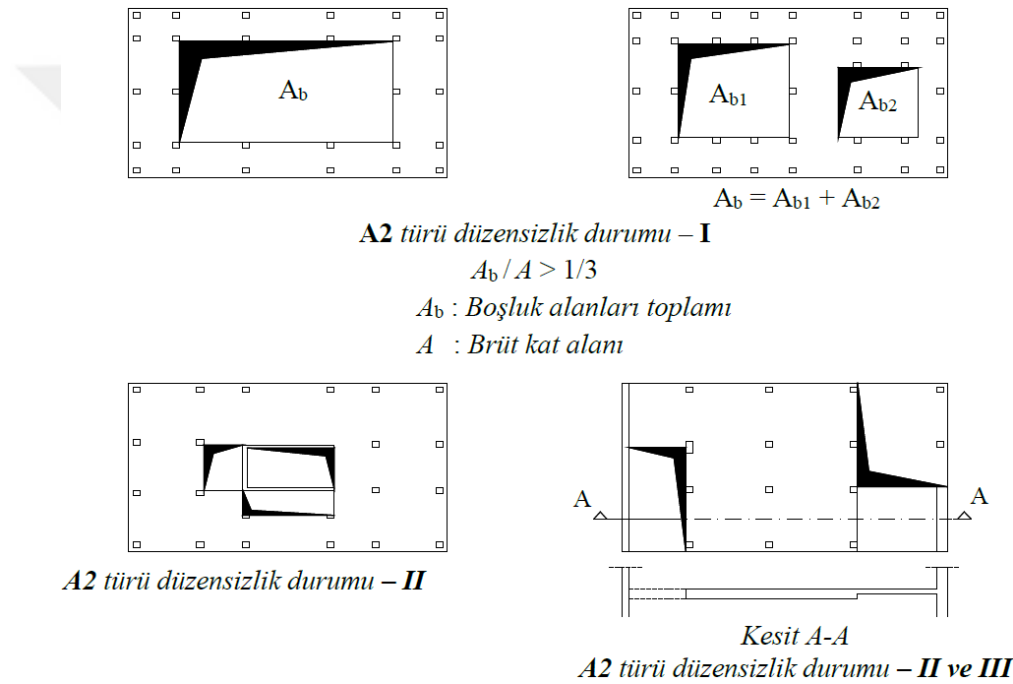
$$\eta_{bi} = \frac{(\Delta_i^{(Y)})_{max}}{(\Delta_i^{(Y)})_{ort}} = \frac{0.0093}{0.0089} = 1.04 < 1.2$$

Şekil 3.3, Şekil 3.4 ve Tablo A.2 ile verilen düğüm noktası yer değiştirme değerleri ile yapıların burulma düzensizliği kontrolü yapılmıştır. Yapılarda X ve Y yönünde A1 türü düzensizlik bulunmamaktadır.

3.2.2 A2-Döşeme Süreksizlikleri

Herhangi bir kattaki döşemede Şekil 3.5’de ve aşağıda verilen durumlardan herhangi birinin olması durumunda yapıda A2 türü düzensizlik bulunmaktadır.[22]

- Yapıya etki eden yüklerin düşey taşıyıcı sistem elemanlarına aktarılabilmesine engel olan yerel döşeme boşluklarının bulunması durumu,
- Merdiven ve asansörü içerisine alan boşlukların toplam alanının kat brüt alanının 1/3’ünden fazla olması durumu,
- Döşemenin düzlem içi rijitlik ve dayanımında ani azalmaların olması durumu



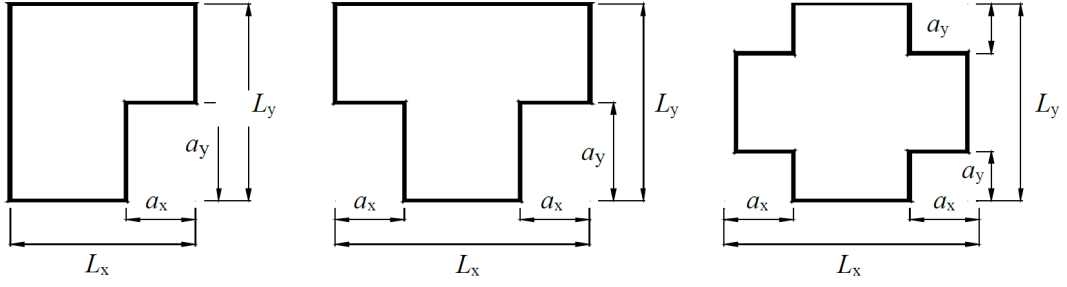
Şekil 3.5 Döşeme süreksizlikleri [22]

Yapının çatısında herhangi bir boşluk bulunmadığı için A2 türü düzensizlik bulunmamaktadır.

3.2.3 A3-Planda Çıkıntılar Bulunması

Şekil 3.6’de de görüldüğü üzere bina kat planlarında çıkıntı yapan kısımların birbirine dik iki doğrultudaki boyutlarının her ikisinin de, binanın o katının aynı doğrultulardaki toplam plan boyutlarının %20’sinden daha büyük olması durumunda A3 türü düzensizlik bulunmaktadır. [22]

Yapıda herhangi bir girinti veya çıkıntı bulunmadığı için A3 türü düzensizlik bulunmamaktadır.



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

Şekil 3.6 Planda çıkıntı bulunması [22]

3.2.4 B1-Komşu Katlar Arası Dayanım Düzensizliği (Zayıf Kat)

Bu düzensizlik türü sadece betonarme binalarda kontrol edildiği için bu çalışma kapsamında dikkate alınmayacaktır.

3.2.5 B2-Komşu Katlar Arası Rijitlik Düzensizliği (Yumuşak Kat)

Bu çalışma kapsamında analizi yapılacak bina tek katlı çelik yapı olduğundan bu düzensizlik türü bulunmamaktadır.

3.2.6 B3-Düşey Taşıyıcı Sistem Elemanlarının Süreksizliği

Bu çalışma kapsamında analizi yapılacak bina tek katlı olduğundan bu düzensizlik türü bulunmamaktadır.

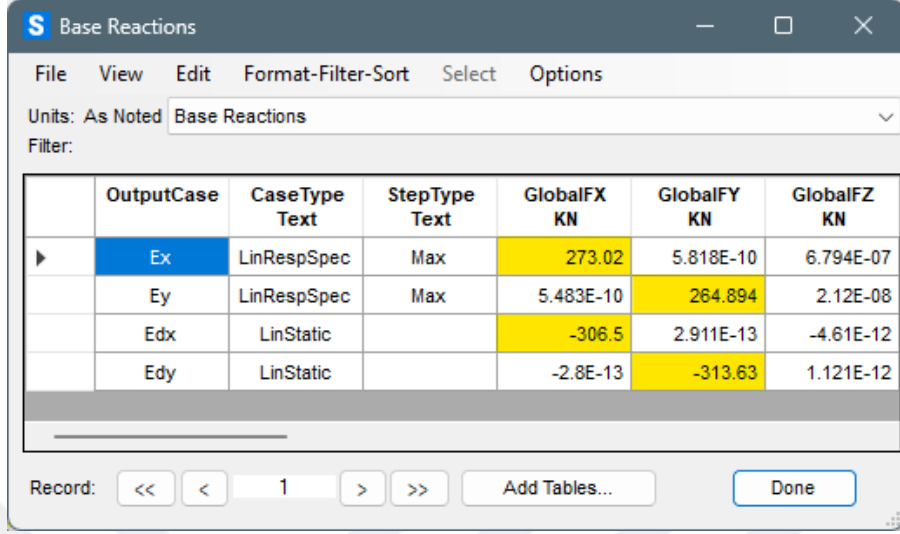
3.3 Taban Kesme Kuvveti Kontrolü

Herhangi bir deprem doğrultusunda eşdeğer taban kesme kuvveti ile aşağıda verilen γ_E katsayısının çarpımının MBY ile hesaplanan taban kesme kuvvetinden büyük olması durumunda eşdeğer taban kesme kuvveti aşağıda (3.2) ile verilen β_{tE} katsayısı ile çarpılarak büyütülecektir.

$$\beta_{tE} = \frac{\gamma_E * V_{tE}}{V_t} \geq 1 \quad (3.2)$$

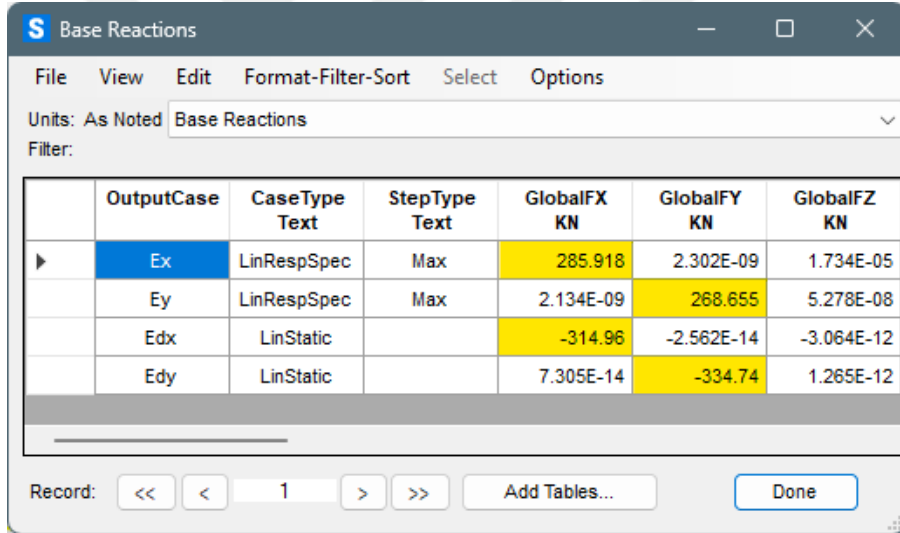
Burada; β_{tE} büyütme katsayısını, V_{tE} eşdeğer taban kesme kuvvetini, V_t MBY ile hesaplanan toplam deprem yükünü göstermektedir. γ_E TBDY 2018’de tanımlanan A1, B2 veya B3 türü düzensizliklerden en az birinin binada bulunması durumunda 0.90, herhangi bir düzensizlik bulunmaması durumunda ise 0.80 olarak alınacaktır.

Yapıların MBY ile hesaplanan taban kesme kuvvetleri ve eşdeğer taban kesme kuvvetleri Şekil 3.7 ve Şekil 3.8’da görüldüğü gibi SAP2000 programından alınır.



	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN
▶	Ex	LinRespSpec	Max	273.02	5.818E-10	6.794E-07
	Ey	LinRespSpec	Max	5.483E-10	264.894	2.12E-08
	Edx	LinStatic		-306.5	2.911E-13	-4.61E-12
	Edy	LinStatic		-2.8E-13	-313.63	1.121E-12

Şekil 3.7 BDKK yapının taban kesme kuvvetleri



	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN
▶	Ex	LinRespSpec	Max	285.918	2.302E-09	1.734E-05
	Ey	LinRespSpec	Max	2.134E-09	268.655	5.278E-08
	Edx	LinStatic		-314.96	-2.562E-14	-3.064E-12
	Edy	LinStatic		7.305E-14	-334.74	1.265E-12

Şekil 3.8 ÇGKK yapının taban kesme kuvvetleri

- BDKK Yapıda
 - X Yönünde

$$\beta_{tE}^{(X)} = \frac{\gamma_E * V_{tE}^{(X)}}{V_t^{(X)}} = \frac{0.80 * 306.50}{273.02} = 0.90 \leq 1$$

- Y Yönünde

$$\beta_{tE}^{(Y)} = \frac{\gamma_E * V_{tE}^{(Y)}}{V_t^{(Y)}} = \frac{0.80 * 313.63}{264.89} = 0.95 \leq 1$$

- ÇGKK Yapıda
 - X Yönünde

$$\beta_{tE}^{(X)} = \frac{\gamma_E * V_{tE}^{(X)}}{V_t^{(X)}} = \frac{0.80 * 314.96}{285.92} = 0.88 \leq 1$$

- Y Yönünde

$$\beta_{tE}^{(Y)} = \frac{\gamma_E * V_{tE}^{(Y)}}{V_t^{(Y)}} = \frac{0.80 * 334.74}{268.66} = 1.00 \leq 1$$

Yukarıdaki hesaplardan görüldüğü üzere her iki yapıda da X ve Y yönlerinde taban kesme kuvveti şartı sağlanmıştır. Bu yüzden deprem yüklerinin artırılmasına gerek yoktur.

3.4 Göreli Kat Ötelemelerinin Kontrolü

Gözönüne alınan deprem doğrultusunda herhangi bir kattaki göreli kat ötelemesi aşağıda verilen (3.3) ile verilen koşulu sağlayacaktır.

$$\begin{aligned} \Delta_i &= u_i - u_{i-1} \\ \delta_i &= \frac{R}{I} * \Delta_i \\ \lambda * \frac{\delta_{i,max}}{h_i} &\leq 0.008 * \kappa \end{aligned} \quad (3.3)$$

Burada; u_i ve u_{i-1} herhangi bir deprem doğrultusunda binanın i'inci ve (i-1)'inci katlarında herhangi bir düşey taşıyıcı sistem elemanının ucunda azaltılmış deprem yükleri ile elde edilen yatay yer değiştirmeleri, R Tablo 2.11 ile belirlenen taşıyıcı sistem davranış katsayısını, I ise Tablo 2.6 ile belirlenen bina önem katsayısını, λ dikkate alınan deprem doğrultusunda yapının periyodu için DD-3 deprem düzeyine göre hesaplanan elastik tasarım spektral ivmenin DD-2 deprem yer hareketi düzeyine göre hesaplanan elastik tasarım spektral ivmeye oranını, h_i ise kolon veya perde boyunu göstermektedir. κ katsayısı betonarme binalarda 1, çelik binalarda 0.5 alınacaktır.

DD-3 deprem yer hareketi düzeyi için AFAD TDTH uygulamasından elde edilen spektral ivme katsayıları Şekil 3.9'de sunulmaktadır. Azaltılmış deprem yüklerine göre hesaplanan kat yatay yerdeğiştirme değerleri ise Şekil 3.10 ve Şekil 3.11 ile verilmiştir. Bu değerler, aşağıda gösterilen hesaplamalarla göreli kat ötelemeleri şartına göre kontrol edilmiştir. Yapılan hesaplamalar sonucunda, göreli kat ötelemeleri şartının sağlandığı tespit edilmiştir.

Çıktılar

$S_g = 0.203$	$S_1 = 0.064$	$S_{DS} = 0.183$	$S_{D1} = 0.051$
$PGA = 0.089$	$PGV = 5.676$		

S_g : Kısa periyot harita spektral ivme katsayısı [boyutsuz]

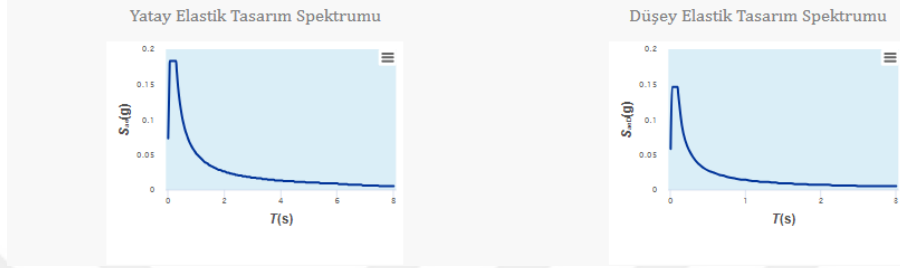
S_1 : 1.0 saniye periyot için harita spektral ivme katsayısı [boyutsuz]

S_{DS} : Kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı [boyutsuz]

S_{D1} : 1.0 saniye periyot için tasarım spektral ivme katsayısı [boyutsuz]

PGA : En büyük yer ivmesi [g]

PGV : En büyük yer hızı [cm/sn]



Şekil 3.9 DD-3 spektral ivme katsayıları [21]

Joint Displacements										
File View Edit Format-Filter-Sort Select Options										
Units: As Noted										
Filter:										
	Joint Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	U1 m	U2 m	U3 m	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
▶	7	Ex	LinRespSpec	Max	0,006802	3,3E-05	1,979E-06	1,122E-06	3,1E-05	3,972E-08
	7	Ey	LinRespSpec	Max	0,000513	0,006572	5,782E-06	7,8E-05	0,000106	7,752E-06
Record: << < 1 > >> of 2										
Add Tables... Done										

Şekil 3.10 BDKK yapının azaltılmış deprem yüklerine göre hesaplanan yatay yerdeğiştirmeleri

Joint Displacements										
File View Edit Format-Filter-Sort Select Options										
Units: As Noted										
Filter:										
	Joint Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	U1 m	U2 m	U3 m	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
▶	7	Ex	LinRespSpec	Max	0,006645	3,4E-05	1,876E-06	1,227E-06	3,1E-05	6,481E-08
	7	Ey	LinRespSpec	Max	0,000503	0,006666	5,286E-06	7,7E-05	0,000104	8,427E-06
Record: << < 1 > >> of 2										
Add Tables... Done										

Şekil 3.11 ÇGKK yapının azaltılmış deprem yüklerine göre hesaplanan yatay yerdeğiştirmeleri

- BDKK Yapıda

- X Yönünde

$$\begin{aligned}
\Delta_i^{(X)} &= u_i^{(X)} - u_{i-1}^{(X)} = 0.0068 - 0 = 0.0068 \text{ m} \\
\delta_i^{(X)} &= \frac{R}{I} * \Delta_i^{(X)} = \frac{4}{1} * 0.0068 = 0.0272 \text{ m} \\
T_p^{(X)} &= 0.86 \text{ s } T_B = 0.290 \leq T_p^{(X)} = 0.86 \leq T_L = 6 \\
\lambda^{(X)} &= \frac{\frac{S_{D1(DD-3)}}{T_p^{(X)}}}{\frac{S_{D1(DD-2)}}{T_p^{(X)}}} = \frac{S_{D1(DD-3)}}{S_{D1(DD-2)}} = \frac{0.051}{0.133} = 0.3835 \\
\lambda^{(X)} * \frac{\delta_{i,max}^{(X)}}{h_i} &= 0.3835 * \frac{0.0272}{10} = 0.0010 \leq 0.008 * 0.5 = 0.004
\end{aligned}$$

- Y Yönünde

$$\begin{aligned}
\Delta_i^{(Y)} &= u_i^{(Y)} - u_{i-1}^{(Y)} = 0.0066 - 0 = 0.0066 \text{ m} \\
\delta_i^{(Y)} &= \frac{R}{I} * \Delta_i^{(Y)} = \frac{4}{1} * 0.0066 = 0.0264 \text{ m} \\
T_p^{(Y)} &= 0.84 \text{ s } T_B = 0.290 \leq T_p^{(Y)} = 0.84 \leq T_L = 6 \\
\lambda^{(Y)} &= \frac{\frac{S_{D1(DD-3)}}{T_p^{(Y)}}}{\frac{S_{D1(DD-2)}}{T_p^{(Y)}}} = \frac{S_{D1(DD-3)}}{S_{D1(DD-2)}} = \frac{0.051}{0.133} = 0.3835 \\
\lambda^{(Y)} * \frac{\delta_{i,max}^{(Y)}}{h_i} &= 0.3835 * \frac{0.0264}{10} = 0.0010 \leq 0.008 * 0.5 = 0.004
\end{aligned}$$

- ÇGKK Yapıda

- X Yönünde

$$\begin{aligned}
\Delta_i^{(X)} &= u_i^{(X)} - u_{i-1}^{(X)} = 0.0066 - 0 = 0.0066 \text{ m} \\
\delta_i^{(X)} &= \frac{R}{I} * \Delta_i^{(X)} = \frac{4}{1} * 0.0066 = 0.0264 \text{ m} \\
T_p^{(X)} &= 0.87 \text{ s } T_B = 0.290 \leq T_p^{(X)} = 0.87 \leq T_L = 6 \\
\lambda^{(X)} &= \frac{\frac{S_{D1(DD-3)}}{T_p^{(X)}}}{\frac{S_{D1(DD-2)}}{T_p^{(X)}}} = \frac{S_{D1(DD-3)}}{S_{D1(DD-2)}} = \frac{0.051}{0.133} = 0.3835 \\
\lambda^{(X)} * \frac{\delta_{i,max}^{(X)}}{h_i} &= 0.3835 * \frac{0.0264}{10} = 0.0010 \leq 0.008 * 0.5 = 0.004
\end{aligned}$$

- Y Yönünde

$$\begin{aligned}
\Delta_i^{(Y)} &= u_i^{(Y)} - u_{i-1}^{(Y)} = 0.0067 - 0 = 0.0067 \text{ m} \\
\delta_i^{(Y)} &= \frac{R}{I} * \Delta_i^{(Y)} = \frac{4}{1} * 0.0067 = 0.0268 \text{ m} \\
T_p^{(Y)} &= 0.82 \text{ s } T_B = 0.290 \leq T_p^{(Y)} = 0.82 \leq T_L = 6 \\
\lambda^{(Y)} &= \frac{\frac{S_{D1(DD-3)}}{T_p^{(Y)}}}{\frac{S_{D1(DD-2)}}{T_p^{(Y)}}} = \frac{S_{D1(DD-3)}}{S_{D1(DD-2)}} = \frac{0.051}{0.133} = 0.3835 \\
\lambda^{(Y)} * \frac{\delta_{i,max}^{(Y)}}{h_i} &= 0.3835 * \frac{0.0268}{10} = 0.0010 \leq 0.008 * 0.5 = 0.004
\end{aligned}$$

3.5 Kesitlerin Dayanımlarının Hesabı

3.5.1 Çekme Kuvveti Dayanımı

Çelik enkesitlerin çekme kuvveti dayanımları (3.5) ile hesaplanacaktır. Basınç elemanlarının narinlik oranlarının aşağıda (3.4) ile verilen şartı sağlaması gerekmektedir.

$$K * L/i \leq 300 \quad (3.4)$$

Burada; K elemanın burkulma boyu katsayısını, L elemanın desteklenen noktalar arasındaki uzunluğunu, i ise atalet yarıçapını göstermektedir.

$$\begin{aligned} \phi_t &= 0.90 \\ T_n &= F_y * A_g \end{aligned} \quad (3.5)$$

Burada; A_g çelik enkesitin kayıpsız alanını, F_y yapısal çelik malzemesinin karakteristik akma dayanımını göstermektedir.

3.5.2 Basınç Kuvveti Dayanımı

Tablo 3.2'e göre narin olmayan çelik enkesitlerin basınç kuvveti dayanımları (3.7) ile hesaplanacaktır. Basınç elemanlarının narinlik oranlarının aşağıda (3.6) ile verilen şartı sağlaması gerekmektedir.

$$K * L/i \leq 200 \quad (3.6)$$

Burada; K elemanın burkulma boyu katsayısını, L elemanın desteklenen noktalar arasındaki uzunluğunu, i ise atalet yarıçapını göstermektedir.

$$\begin{aligned}
\phi_c &= 0.90 \\
P_n &= F_{cr} * A_g \\
\frac{L_c}{i} &\leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} & F_{cr} &= \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] * F_y \\
\frac{L_c}{i} &> 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} & F_{cr} &= 0.877 * F_e \\
F_e &= \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{L_c}{i} \right)^2} \\
L_c &= K * L \\
\text{Çift korniyer kesitler için;} \\
F_e &= \left(\frac{F_{ey} + F_{ez}}{2 * H} \right) * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 * F_{ey} * F_{ez} * H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right] \\
F_{ey} &= \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{L_{cy}}{i_y} \right)^2} \\
F_{ez} &= \frac{G * J}{A_g * i_0^2} \\
H &= 1 - \frac{x_0^2 + y_0^2}{i_0^2} \\
\frac{1}{i_0^2} &= x_0^2 + y_0^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g}
\end{aligned} \tag{3.7}$$

Burada; A_g çelik enkesitin kayıpsız alanını, E yapısal çelik malzemesinin elastisite modülünü, F_y yapısal çelik malzemesinin karakteristik akma dayanımını, K elemanın burkulma boyu katsayısını, L elemanın desteklenen noktalar arasındaki uzunluğunu, i atalet yarıçapını, G yapısal çelik malzemesinin kayma modülünü ($G = 77200 \text{ MPa}$), x_0 ve y_0 ise kayma merkezinin ağırlık merkezine olan uzaklığını göstermektedir.

Tablo 3.2 Eksenel basınç kuvveti etkisindeki enkesit parçaları için genişlik/kalınlık oranları [19]

Eleman	Genişlik / Kalınlık Oranı	λ_r (Narin Olmayan / Narin)
Hadde I-profillerin başlıkları, bu profillere bağlanan levhalar, boşluksuz olarak sürekli birleştirilen çift korniyerlerin dış kolları, U- ve T-profillerin başlıkları	b/t_f	$0.56 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Tek korniyerlerin kolları, birbirlerine boşluklu olarak bağlanan çift korniyerlerin kolları ve tüm rijitleştirilmemiş elemanlar	b/t	$0.45 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
U profillerin ve çift simetri eksenli I-enkesitli elemanların gövdeleri	h/t_w	$1.49 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Boru enkesitli elemanlar	D/t	$0.11 * \frac{E}{F_y}$

3.5.3 Eğilme Momenti Dayanımı

Tablo 3.3'e göre kompakt çift simetri eksenli I-enkesitlerin eğilme momenti dayanımları (3.8) ile hesaplanacaktır.

$$\phi_b = 0.90$$

Kuvvetli Eksen;

$$\begin{aligned} L_b &\leq L_p & M_n &= M_p = F_y * W_{px} \\ L_p &< L_b \leq L_r & M_n &= \left[M_p - (M_p - 0.7 * F_y * W_{ex}) * \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right] \leq M_p \\ L_b &> L_r & M_n &= F_{cr} * W_{ex} \leq M_p \\ F_{cr} &= \frac{\pi^2 * E}{(L_b / i_{ts})^2} * \sqrt{1 + 0.078 * \frac{J * c}{W_{ex} * h_o} * \left(\frac{L_b}{i_{ts}} \right)^2} \\ L_p &= 1.76 * i_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ L_r &= 1.95 * i_{ts} * \frac{E}{0.7 * F_y} * \sqrt{\frac{J * c}{W_{ex} * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J * c}{W_{ex} * h_o} \right)^2 + 6.76 * \left(\frac{0.7 * F_y}{E} \right)^2}} \\ i_{ts} &= \frac{b_f}{\sqrt{12 + 2 * \frac{h * t_w}{b_f * t_f}}} \end{aligned} \quad (3.8)$$

Zayıf Eksen;

$$M_n = M_p = F_y * W_{py} \leq 1.6 * F_y * W_{ey}$$

Burada; L_b kirişin yanal doğrultuda desteklendiği noktalar arasındaki maksimum uzaklığı, F_y yapısal çelik malzemesinin karakteristik akma gerilmesini, W_{px} çelik enkesitin güçlü eksen etrafındaki plastik mukavemet momentini, W_{ex} çelik enkesitin güçlü eksen etrafındaki elastik mukavemet momentini, J çelik enkesitin burulma sabitini, c bir katsayıyı (çift simetri eksenli I enkesitler için 1.0 alınacaktır.), h_o enkesit başlıklarının ağırlık merkezleri arasındaki uzaklığı, i_y çelik enkesitin zayıf eksen etrafındaki atalet yarıçapını, I_y çelik enkesitin zayıf eksen etrafındaki atalet momentini, C_w çelik enkesitin çarpılma sabitini, b_f çelik enkesitin başlık genişliğini, h kesit yüksekliğini, t_w gövde kalınlığını, t_f başlık kalınlığını göstermektedir.

3.5.4 Kesme Kuvveti Dayanımı

Çift simetri eksenli I-enkesitler ile tek simetri eksenli I- ve U-enkesitlerde karakteristik kesme kuvveti dayanımı (3.9) ile, başlıklarına paralel düzlemde kesme kuvveti etkisindeki tek ve çift simetri eksenli elemanlarda ise (3.10) ile hesaplanacaktır.

Tablo 3.3 Eğilme momentinin basınç bileşeninin etkisindeki enkesit parçaları için genişlik/kalınlık oranları[19]

Eleman	Genişlik / Kalınlık Oranı	λ_p (Kompakt / Kompakt Olmayan)	λ_r (Kompakt Olmayan / Narin)
Hadde I-profiller, U profiller ve T enkesitli elemanların başlıkları	b/t_f	$0.38 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.00 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
U profillerin ve çift simetri eksenli I-enkesitli elemanların gövdeleri	h/t_w	$3.76 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Boru enkesitli elemanlar	D/t	$0.07 * \frac{E}{F_y}$	$0.31 * \frac{E}{F_y}$

$$\phi_v = 0.90$$

$$V_n = 0.6 * F_y * A_w * C_{v1}$$

I-enkesitli hadde profillerin gövdelerinde,

$$h/t_w \leq 2.24 * \sqrt{E/F_y} \text{ olması durumunda;}$$

$$\phi_v = 1.0 \quad C_{v1} = 1.0$$

Tüm diğer I-enkesitli ve U-enkesitli elemanlarda;

$$h/t_w \leq 1.10 * \sqrt{k_v * E/F_y} \quad C_{v1} = 1.0 \quad (3.9)$$

$$h/t_w > 1.10 * \sqrt{k_v * E/F_y} \quad C_{v1} = \frac{1.10 * \sqrt{k_v * E/F_y}}{h/t_w}$$

Gövdede düşey ara rijitlik levhalarının kullanılmadığı durumda;

$$k_v = 5.34$$

Gövdede düşey ara rijitlik levhalarının kullanılması durumunda;

$$a/h \leq 3.0 \quad k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2}$$

$$a/h > 3.0 \quad k_v = 5.34$$

Burada; F_y yapısal çelik malzemesinin karakteristik akma gerilmesini, A_w yapısal çelik enkesitin gövde alanını, h yapısal I-enkesitin gövde yüksekliğini, t_w gövde kalınlığını, E yapısal çelik malzemesinin elastisite modülünü, h hadde profillerde başlıklar arasındaki net uzaklığı, a ise gövde levhasını dikdörtgen panellere bölen düşey ara rijitlik levhaları arasındaki net uzaklığı göstermektedir.

$$\begin{aligned}
V_n &= 0.6 * F_y * b_f * t_f * C_{v2} \\
\frac{b_f}{t_f} &\leq 1.10 * \sqrt{k_v * \frac{E}{F_y}} \\
C_{v2} &= 1.0 \\
1.10 * \sqrt{k_v * \frac{E}{F_y}} &< \frac{b_f}{t_f} \leq 1.37 * \sqrt{k_v * \frac{E}{F_y}} \\
C_{v2} &= \frac{1.10 * \sqrt{k_v * \frac{E}{F_y}}}{b_f / t_f} \\
\frac{b_f}{t_f} &> 1.37 * \sqrt{k_v * \frac{E}{F_y}} \\
C_{v2} &= \frac{1.51 * k_v * E}{(b_f / t_f)^2 * F_y}
\end{aligned} \tag{3.10}$$

Burada; F_y yapısal çelik malzemesinin karakteristik akma gerilmesini, b_f yapısal çelik enkesitin başlık genişliğini, t_f yapısal çelik enkesitin başlık kalınlığını, k_v başlık levhası burkulma katsayısını ($k_v = 1.2$ olarak dikkate alınacaktır. [19]), E yapısal çelik malzemesinin elastisite modülünü, göstermektedir.

3.5.5 Bileşik Eğilme Kontrolü

Eksenel kuvvet ve eğilme momenti etkisindeki tek ve çift simetri eksenli çelik enkesitlerde kesit kapasitesi aşağıda verilen (3.11) ile kontrol edilecektir.[19]

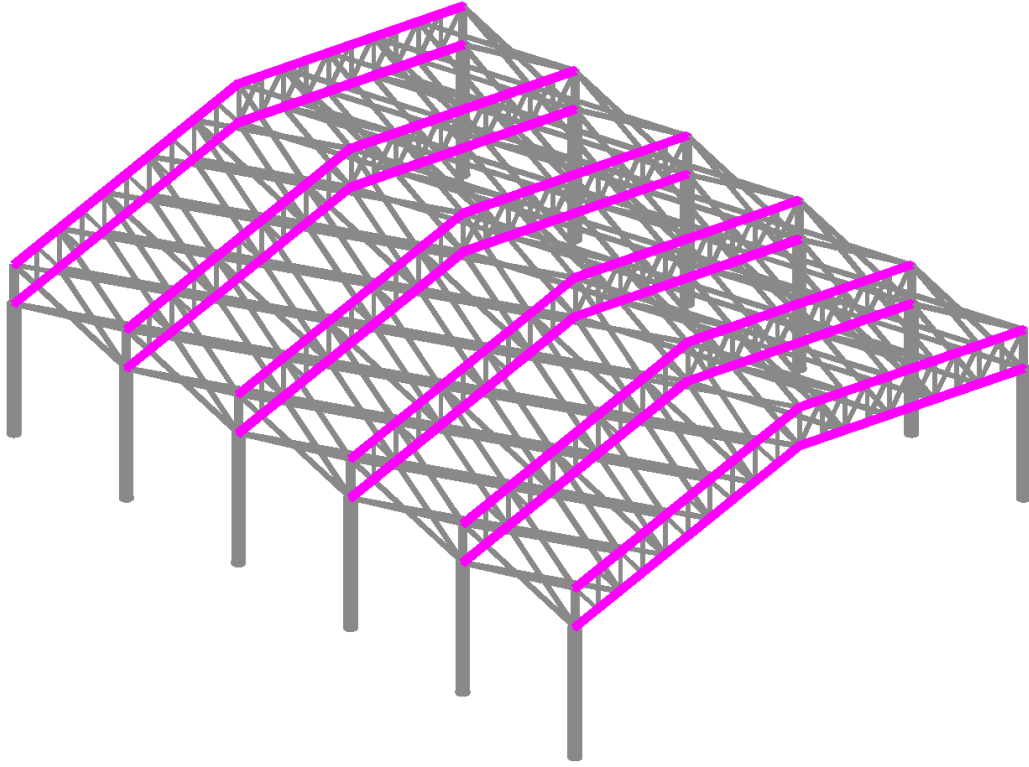
$$\begin{aligned}
\frac{P_r}{P_c} &\geq 0.2 \quad \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} * \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \\
\frac{P_r}{P_c} &< 0.2 \quad \frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0
\end{aligned} \tag{3.11}$$

Burada; P_r yapısal analiz sonucunda kesitte oluşan eksenel kuvveti, M_{rx} ve M_{ry} yapısal analiz sonucunda kesitte oluşan eğilme momentlerini, P_c basınç durumunda (3.7) ile belirlenen kesitin basınç kuvveti dayanımını, çekme durumunda ise (3.5) ile hesaplanan kesitin çekme kuvveti dayanımını, M_{cx} ve M_{cy} (3.8) ile belirlenen kesitin eğilme momenti dayanımını göstermektedir.

3.6 Çelik Kesitlerin Boyutlandırılması

3.6.1 Düzlemsel Kafes Kiriş Alt ve Üst Başlıkları

Düzlemsel kafes kiriş (DKK) alt ve üst başlıkları Şekil 3.12 ile verilmiştir. Ayrıca elemanda kullanılan HE 300 B profilinin enkesit özellikleri aşağıda verilmiştir.



Şekil 3.12 Düzlemsel kafes kiriş alt ve üst başlıkları

HE 300 B		L=20.40 m
$h = 300 \text{ mm}$	$b = 300 \text{ mm}$	$h_i = 208 \text{ mm}$
$t_w = 11 \text{ mm}$	$t_f = 19 \text{ mm}$	$A_s = 14910.00 \text{ mm}^2$
$I_x = 25170 \text{ cm}^4$	$I_y = 8563 \text{ cm}^4$	$i_x = 129.9 \text{ mm}$
$i_y = 75.8 \text{ mm}$	$W_{ex} = 1678 \text{ cm}^3$	$W_{ey} = 570.9 \text{ cm}^3$
$C_w = 1688000 \text{ cm}^6$	$W_{px} = 1869 \text{ cm}^3$	$W_{py} = 870.1 \text{ cm}^3$
$J = 185 \text{ cm}^4$	$K_x = 0.1$	$K_y = 0.2$

3.6.1.1 Çekme Kuvveti Dayanımı

DKK alt ve üst başlıklarının çekme kuvveti dayanımı (3.5) ile aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$K_x * L/i = 0.1 * 20400/129.9 = 15.70 \leq 300$$

$$K_y * L/i = 0.2 * 20400/75.8 = 53.83 \leq 300$$

$$T_n = 275 * 14910 = 4100.25 * 10^3 \text{ N} = 4100.25 \text{ kN}$$

$$\phi_t * T_n = 0.90 * 4100.25 = 3690.23 \text{ kN}$$

3.6.1.2 Basınç Kuvveti Dayanımı

DKK alt ve üst başlıklarının basınç kuvveti dayanımı (3.7) ile aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$\lambda = 300/(2 * 19) = 7.89 \leq 0.56 * \sqrt{\frac{200000}{275}} = 15.10 \rightarrow \text{Başlık narin değil}$$

$$\lambda = 208/(11) = 18.91 \leq 1.49 * \sqrt{\frac{200000}{275}} = 40.18 \rightarrow \text{Gövde narin değil}$$

Güçlü eksen etrafında eğilmeli burkulma durumu için;

$$\frac{0.1*20.40}{0.1299} = 15.70 \leq 200$$

$$\frac{0.1*20.40}{0.1299} = 15.70 \leq 4.71 \sqrt{\frac{200000}{275}} = 127.02$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 200000}{\left(\frac{0.1*20.40}{0.1299}\right)^2} = 8006.72 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{275}{8006.72}}\right] * 275 = 271.07 \text{ MPa}$$

Zayıf eksen etrafında eğilmeli burkulma durumu için;

$$\frac{0.2*20.40}{0.0758} = 53.83 \leq 200$$

$$\frac{0.2*20.40}{0.0758} = 53.83 \leq 4.71 \sqrt{\frac{200000}{275}} = 127.02$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 200000}{\left(\frac{0.2*20.40}{0.0758}\right)^2} = 681.58 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{275}{681.584}}\right] * 275 = 232.27 \text{ MPa}$$

$$P_n = \min(271.07; 232.27) * 14910 = 3463.13 * 10^3 \text{ N} = 3463.13 \text{ kN}$$

$$\phi_c * P_n = 0.90 * 3463.13 = 3116.82 \text{ kN}$$

3.6.1.3 Eğilme Momenti Dayanımı

DKK alt ve üst başlıklarının eğilme momenti dayanımları (3.8) ile aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$\lambda = 300/(2 * 19) = 7.89 \leq 0.38 * \sqrt{\frac{200000}{275}} = 10.25 \rightarrow \text{Başlık kompakt}$$

$$\lambda = 208/(11) = 18.91 \leq 3.76 * \sqrt{\frac{200000}{275}} = 101.40 \rightarrow \text{Gövde kompakt}$$

Güçlü eksen etrafındaki eğilme momenti dayanımı;

$$L_p = 1.76 * 0.0758 * \sqrt{\frac{2 * 10^5}{275}} = 3.60 \text{ m}$$

$$h_o = 300 - 19 = 281 \text{ mm}$$

$$i_{ts} = \frac{300}{\sqrt{12 + 2 * \frac{300 * 11}{300 * 19}}} = 82.70 \text{ mm}$$

$$L_r = 1.95 * 82.70 * \frac{200000}{0.7 * 275} * \sqrt{\frac{185 * 10^4 * 1}{1678000 * 281}} + \sqrt{\left(\frac{185 * 10^4 * 1}{1678000 * 281}\right)^2 + 6.76 * \left(\frac{0.7 * 275}{200000}\right)^2}$$
$$= 15517.90 \text{ mm} = 15.52 \text{ m}$$

$$L_p = 3.61 \text{ m} < L_b = 0.2 * 20.40 = 4.08 \text{ m} < L_r = 15.52 \text{ m}$$

$$M_p = 275 * 1869000 = 513.98 * 10^6 \text{ Nmm} = 513.98 \text{ kNm}$$

$$M_n = \left[513.98 - (513.98 - 0.7 * 275 * 10^3 * 1678 * 10^{-6}) * \frac{4.08 - 3.61}{15.52 - 3.61} \right]$$

$$= 506.26 \text{ kNm} \leq M_p = 513.98 \text{ kNm}$$

$$\phi_b * M_n = 0.90 * 506.26 = 455.64 \text{ kNm}$$

Zayıf eksen etrafındaki eğilme momenti dayanımı;

$$M_n = 275 * 870100 \leq 1.6 * 275 * 570900$$

$$= 239.28 * 10^3 \text{ Nmm} \leq 251.20 * 10^3 \text{ Nmm} = 239.28 \text{ kNm}$$

$$\phi_b * M_n = 0.90 * 239.28 = 215.35 \text{ kNm}$$

3.6.1.4 Kesme Kuvveti Dayanımı

DKK alt ve üst başlıklarının gövdelerine paralel ve başlıklarına paralel düzlemlerdeki kesme kuvveti dayanımları (3.9) ve (3.10) ile aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

Gövdesine paralel düzlemde;

$$208/11 = 18.91 \leq 2.24 * \sqrt{\frac{200000}{275}} = 60.41$$

$$A_w = 300 * 11 = 3300 \text{ mm}^2$$

$$V_n = 0.6 * 275 * 3300 * 1.0 = 544.50 * 10^3 \text{ N} = 544.50 \text{ kN}$$

$$\phi_v * V_n = 1.0 * 544.5 = 544.5 \text{ kN}$$

Başlığına paralel düzlemde;

$$300/(2 * 19) = 7.89 \leq 1.10 * \sqrt{\frac{200000}{275}} = 29.66$$

$$V_n = 0.6 * 275 * (2 * 300 * 19) * 1.0 = 1881.00 * 10^3 \text{ N} = 1881.00 \text{ kN}$$

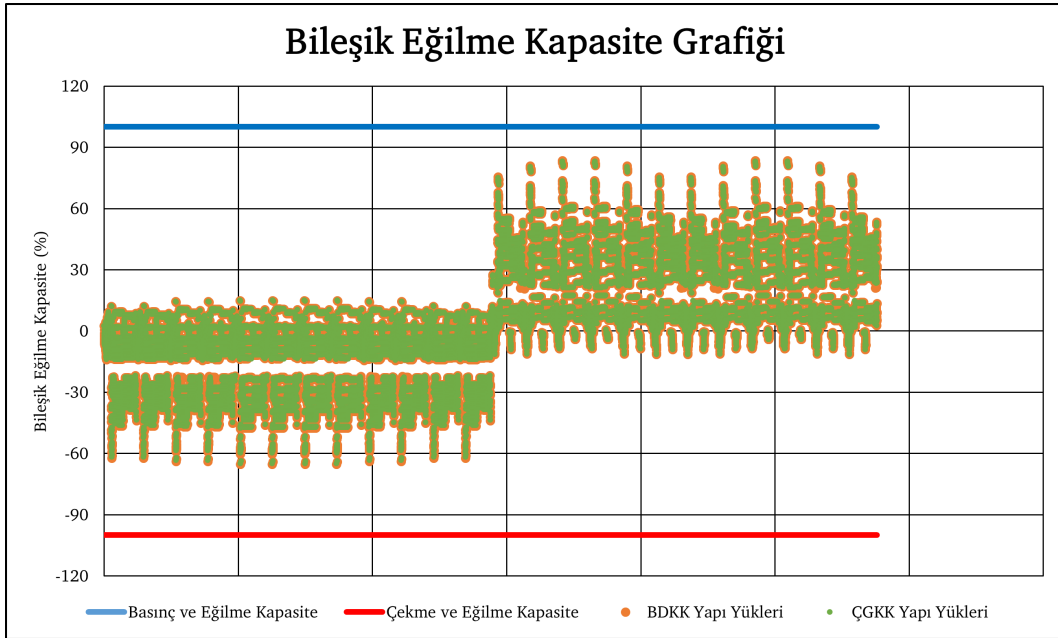
$$\phi_v * V_n = 0.9 * 1881.00 = 1692.90 \text{ kN}$$

3.6.1.5 Kesit Kapasite Kontrolü

Bütün yükleme durumları için DKK alt ve üst başlıklarında oluşan iç kuvvetler, kesit kapasitesine göre aşağıdaki gibi kıyaslanmıştır.

- Bileşik Eğilme Kontrolü

Her bir yükleme durumu için, elemanın kritik noktalarında oluşan iç kuvvetler dikkate alınarak (3.11) bağıntısıyla kesitin bileşik eğilme etkisindeki kapasite kullanım oranı hesaplanmıştır. Elde edilen veriler Şekil 3.13 ile verilen grafikte görselleştirilmiştir. Grafikten de anlaşılacağı üzere, tüm yükleme durumları sonucunda elemanın kapasitesinin aşılmadığı ve yüklerin güvenle taşındığı görülmektedir.



Şekil 3.13 DKK alt ve üst başlıkları bileşik eğilme kapasite grafiği

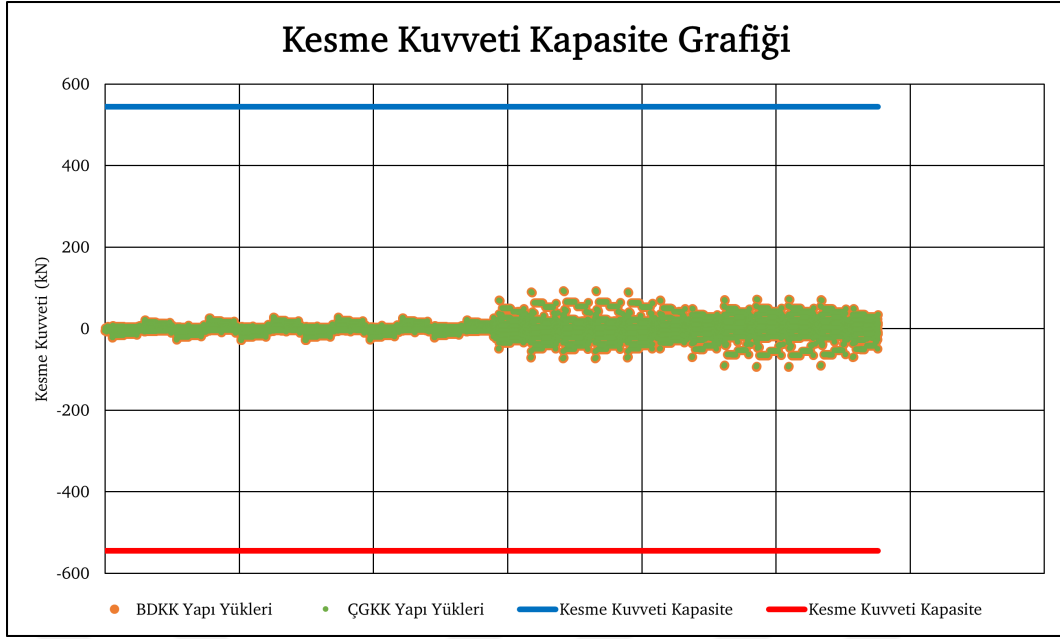
- Kesme Kuvveti Kontrolü

Tüm yükleme durumları için elemanın kritik noktalarında oluşan kesme kuvveti değerleri Şekil 3.14 ile verilen grafikte gösterilmiş ve bu değerlerin en büyüğünün kesit kapasitesini aşımadığı aşağıdaki hesaplardan doğrulanmıştır.

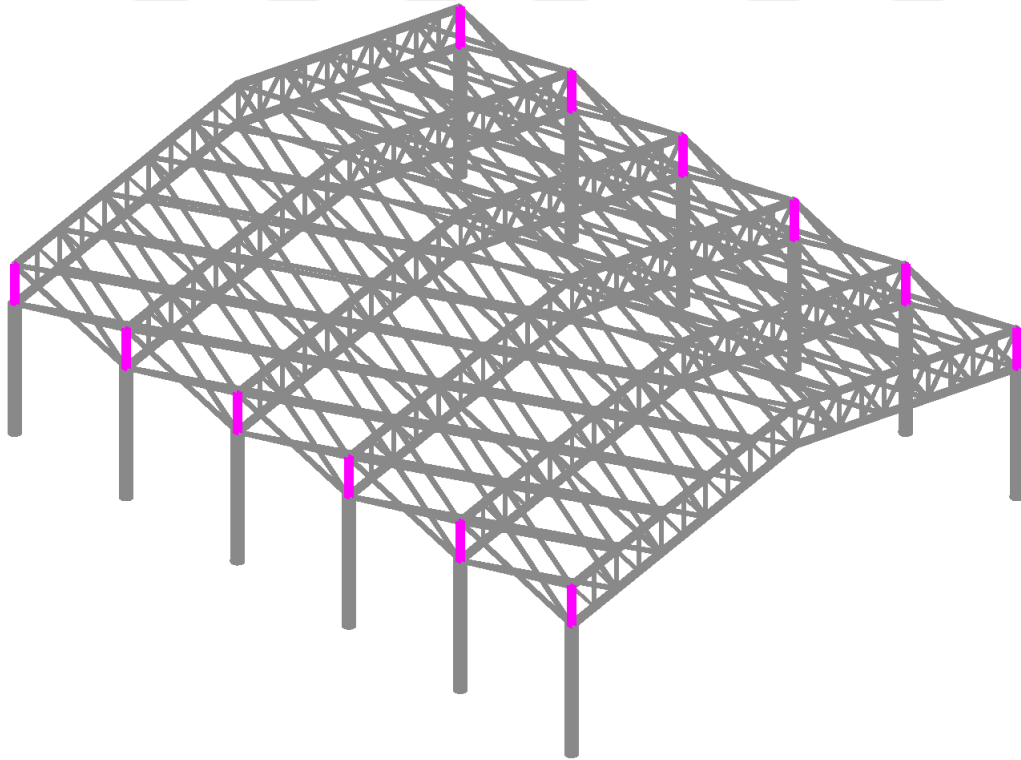
$$V_{maks} = 93.63 \text{ kN} < \phi_v * V_n = 544.50 \text{ kN}$$

3.6.2 Düzlemsel Kafes Kiriş Kenar Dikmeleri

DKK kenar dikmeleri Şekil 3.15 ile verilmiştir. Ayrıca elemanda kullanılan HE 300 B profilinin enkesit özellikleri aşağıda verilmiştir.



Şekil 3.14 DKK alt ve üst başlıkları kesme kuvveti kapasite grafiği



Şekil 3.15 DKK kenar dikmeleri

HE 300 B		L=3.00 m
$h = 300 \text{ mm}$	$b = 300 \text{ mm}$	$h_i = 208 \text{ mm}$
$t_w = 11 \text{ mm}$	$t_f = 19 \text{ mm}$	$A_s = 14910.00 \text{ mm}^2$
$I_x = 25170 \text{ cm}^4$	$I_y = 8563 \text{ cm}^4$	$i_x = 129.9 \text{ mm}$
$i_y = 75.8 \text{ mm}$	$W_{ex} = 1678 \text{ cm}^3$	$W_{ey} = 570.9 \text{ cm}^3$
$C_w = 1688000 \text{ cm}^6$	$W_{px} = 1869 \text{ cm}^3$	$W_{py} = 870.1 \text{ cm}^3$
$J = 185 \text{ cm}^4$	$K_x = 1.0$	$K_y = 1.0$

3.6.2.1 Çekme Kuvveti Dayanımı

DKK kenar dikmelerinin çekme kuvveti dayanımı (3.5) ile aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$K_x * L/i = 1.0 * 3000/129.9 = 23.09 \leq 300$$

$$K_y * L/i = 1.0 * 3000/75.8 = 39.58 \leq 300$$

$$T_n = 275 * 14910 = 4100.25 * 10^3 \text{ N} = 4100.25 \text{ kN}$$

$$\phi_t * T_n = 0.90 * 4100.25 = 3690.23 \text{ kN}$$

3.6.2.2 Basınç Kuvveti Dayanımı

DKK kenar dikmelerinin basınç kuvveti dayanımı (3.7) ile aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$\lambda = 300/(2 * 19) = 7.89 \leq 0.56 * \sqrt{\frac{200000}{275}} = 15.10 \rightarrow \text{Başlık narin değil}$$

$$\lambda = 208/(11) = 18.91 \leq 1.49 * \sqrt{\frac{200000}{275}} = 40.18 \rightarrow \text{Gövde narin değil}$$

Güçlü eksen etrafında eğilmeli burkulma durumu için;

$$\frac{1.0*3.00}{0.1299} = 23.09 \leq 200$$

$$\frac{1.0*3.00}{0.1299} = 23.09 \leq 4.71 \sqrt{\frac{200000}{275}} = 127.02$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 200000}{\left(\frac{1.0*3.00}{0.1299}\right)^2} = 3700.88 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{275}{3700.88}}\right] * 275 = 266.58 \text{ MPa}$$

Zayıf eksen etrafında eğilmeli burkulma durumu için;

$$\frac{1.0*3.00}{0.0758} = 39.58 \leq 200$$

$$\frac{1.0*3.00}{0.0758} = 39.58 \leq 4.71 \sqrt{\frac{200000}{275}} = 127.02$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 200000}{\left(\frac{1.0*3.00}{0.0758}\right)^2} = 1260.16 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{275}{1260.16}}\right] * 275 = 250.99 \text{ MPa}$$

$$P_n = \min(266.58; 250.99) * 14910 = 3742.33 * 10^3 \text{ N} = 3742.33 \text{ kN}$$

$$\phi_c * P_n = 0.90 * 3742.33 = 3368.10 \text{ kN}$$

3.6.2.3 Eğilme Momenti Dayanımı

DKK kenar dikmelerinin eğilme momenti dayanımları (3.8) ile aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$\lambda = 300/(2 * 19) = 7.89 \leq 0.38 * \sqrt{\frac{200000}{275}} = 10.25 \rightarrow \text{Başlık kompakt}$$

$$\lambda = 208/(11) = 18.91 \leq 3.76 * \sqrt{\frac{200000}{275}} = 101.40 \rightarrow \text{Gövde kompakt}$$

Güçlü eksen etrafındaki eğilme momenti dayanımı;

$$L_p = 1.76 * 0.0758 * \sqrt{\frac{2*10^5}{275}} = 3.60 \text{ m}$$

$$L_b = 1.0 * 3.00 = 3.00 \text{ m} < L_p = 3.61 \text{ m}$$

$$M_n = M_p = 275 * 1869000 = 513.98 * 10^6 \text{ Nmm} = 513.98 \text{ kNm}$$

$$\phi_b * M_n = 0.90 * 513.98 = 462.58 \text{ kNm}$$

Zayıf eksen etrafındaki eğilme momenti dayanımı;

$$M_n = 275 * 870100 \leq 1.6 * 275 * 570900$$

$$= 239.28 * 10^3 \text{ Nmm} \leq 251.20 * 10^3 \text{ Nmm} = 239.28 \text{ kNm}$$

$$\phi_b * M_n = 0.90 * 239.28 = 215.35 \text{ kNm}$$

3.6.2.4 Kesme Kuvveti Dayanımı

Kesme kuvveti dayanımı eleman boyundan bağımsız olarak hesaplandığı için daha önce hesaplanan değerler kullanılacaktır.

Gövdesine paralel düzlemde;

$$\phi_v * V_n = 1.0 * 544.5 = 544.5 \text{ kN}$$

Başlığına paralel düzlemde;

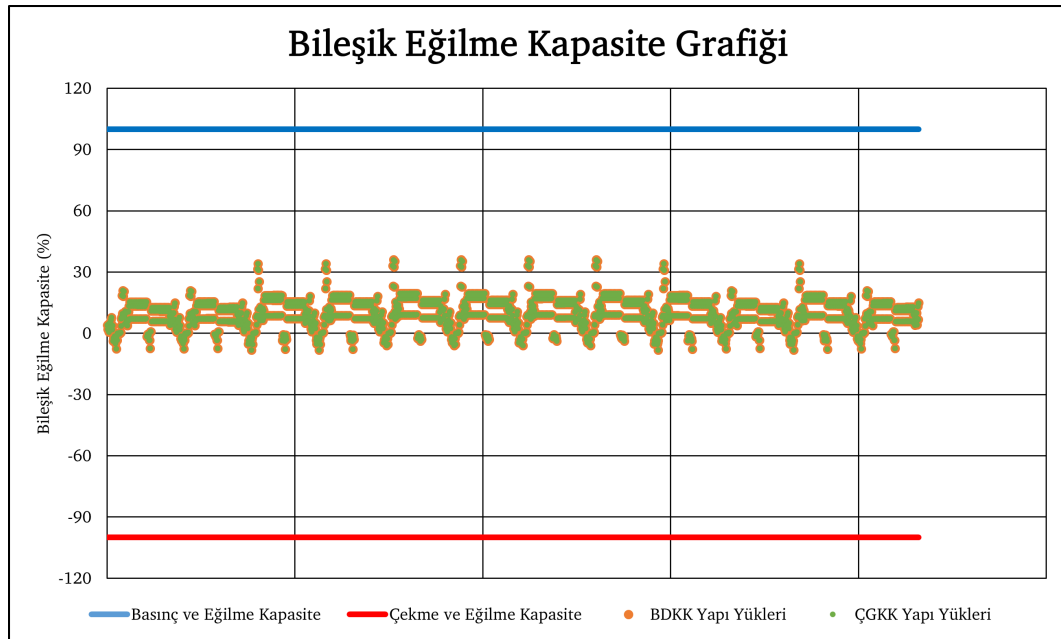
$$\phi_v * V_n = 0.9 * 1881.00 = 1692.90 \text{ kN}$$

3.6.2.5 Kesit Kapasite Kontrolü

Bütün yükleme durumları için DKK alt ve üst başlıklarında oluşan iç kuvvetler, kesit kapasitesine göre aşağıdaki gibi kıyaslanmıştır.

- Bileşik Eğilme Kontrolü

Her bir yükleme durumu için, elemanın kritik noktalarında oluşan iç kuvvetler dikkate alınarak (3.11) bağıntısıyla kesitin bileşik eğilme etkisindeki kapasite kullanım oranı hesaplanmıştır. Elde edilen veriler Şekil 3.16 ile verilen grafikte görselleştirilmiştir. Grafikten de anlaşılabacağı üzere, tüm yükleme durumları sonucunda elemanın kapasitesinin aşılmadığı ve yüklerin güvenle taşındığı görülmektedir.

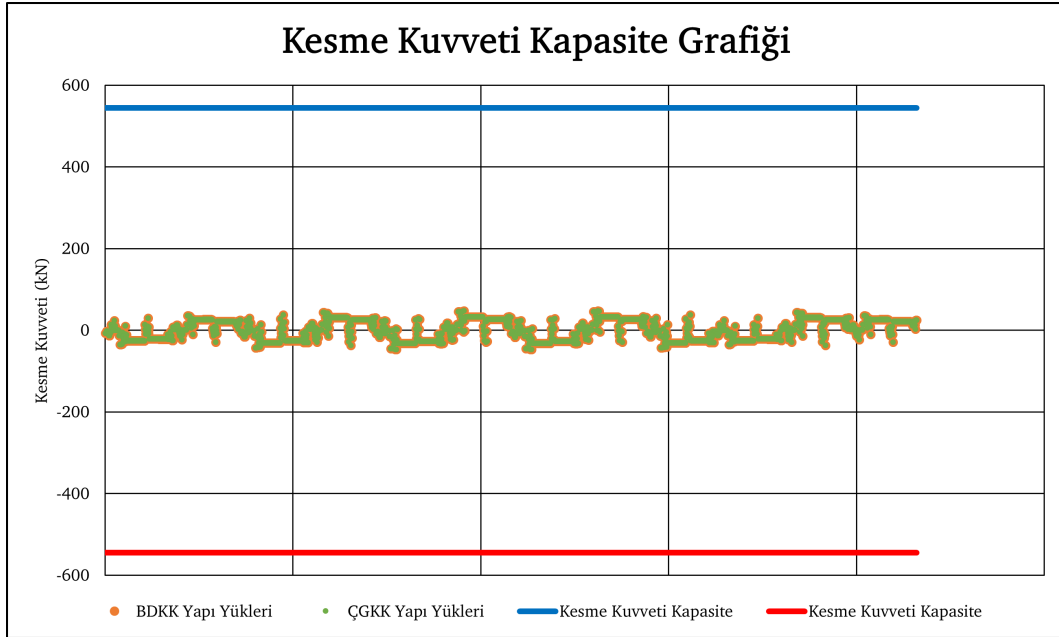


Şekil 3.16 DKK kenar dikmeleri bileşik eğilme kapasite grafiği

- Kesme Kuvveti Kontrolü

Tüm yükleme durumları için elemanın kritik noktalarında oluşan kesme kuvveti değerleri Şekil 3.17 ile verilen grafikte gösterilmiş ve bu değerlerin en büyüğünün kesit kapasitesini aştığı aşağıdaki hesaplardan doğrulanmıştır.

$$V_{maks} = 47.31 \text{ kN} < \phi_v * V_n = 544.50 \text{ kN}$$



Şekil 3.17 DKK kenar dikmeleri kesme kuvveti kapasite grafiği

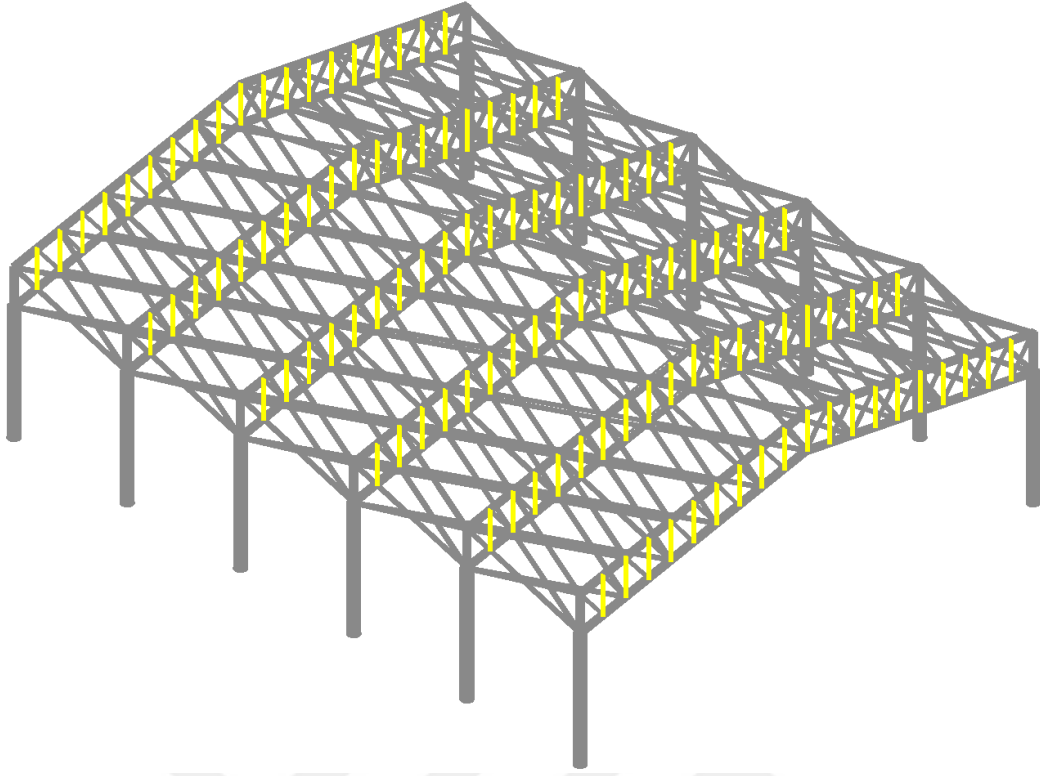
3.6.3 Düzlemsel Kafes Kiriş Dikmeleri

DKK dikmeleri Şekil 3.18 ile verilmiştir. Ayrıca elemanda kullanılan 2L 100/14/10 profilinin enkesit özellikleri aşağıda verilmiştir.

2L 100/14/10		L=3.00 m
$h = 100 \text{ mm}$	$b = 210 \text{ mm}$	$t = 14 \text{ mm}$
$A = 5239 \text{ mm}^2$	$I_x = 470 \text{ cm}^4$	$I_y = 1105 \text{ cm}^4$
$i_x = 29.95 \text{ mm}$	$i_y = 45.93 \text{ mm}$	$y_0 = 23.02 \text{ mm}$
$J = 340300 \text{ mm}^4$	$C_w = 2452 * 10^5 \text{ mm}^6$	

3.6.3.1 Çekme Kuvveti Dayanımı

DKK dikmelerinin çekme kuvveti dayanımı (3.5) ile aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.



Şekil 3.18 DKK dikmeleri

$$K_x * L/i = 1.0 * 3.00/0.03 = 100.00 \leq 300$$

$$K_y * L/i = 1.0 * 3.00/0.046 = 65.36 \leq 300$$

$$T_n = 275 * 5239 = 1440.73 * 10^3 \text{ N} = 1440.73 \text{ kN}$$

$$\phi_t * T_n = 0.90 * 1440.73 = 1296.65 \text{ kN}$$

3.6.3.2 Basınç Kuvveti Dayanımı

DKK dikmelerinin basınç kuvveti dayanımı (3.7) ile aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$\lambda = 100/14 = 7.14 \leq 0.45 * \sqrt{\frac{200000}{275}} = 12.14 \rightarrow \text{Başlık ve gövde narin değil}$$

Güçlü eksen etrafında eğilmeli burkulma durumu için;

$$\frac{1.0*3.00}{0.046} = 65.36 \leq 200$$

$$\frac{1.0*3.00}{0.046} = 65.36 \leq 4.71\sqrt{\frac{200000}{275}} = 127.02$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 200000}{\left(\frac{1.0*3.00}{0.046}\right)^2} = 462.08 \text{ MPa}$$

Zayıf eksen etrafında eğilmeli burkulma durumu için;

$$\frac{1.0*3.00}{0.03} = 100.00 \leq 200$$

$$\frac{1.0*3.00}{0.03} = 100.00 \leq 4.71\sqrt{\frac{200000}{275}} = 127.02$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 200000}{\left(\frac{1.0*3.00}{0.03}\right)^2} = 197.39 \text{ MPa}$$

Burulmalı ve Eğilmeli burulmalı burkulma durumu için;

$$\overline{i_0^2} = 0^2 + 23^2 + \frac{470*10^4 + 1105*10^4}{5239} = 3535.30 \text{ mm}^2$$

$$H = 1 - \frac{0^2 + 23^2}{3535.30} = 0.85 \text{ mm}^2$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 * 200000}{\left(\frac{1.0*3.00}{0.046}\right)^2} = 462.08 \text{ MPa}$$

$$F_{ez} = \frac{77200*340300}{5239*3535.30} = 1418.42 \text{ MPa}$$

$$F_e = \left(\frac{462.08 + 1418.42}{2*0.85}\right) * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4*462.08*1418.42*0.85}{(462.08 + 1418.42)^2}}\right] = 433.52 \text{ MPa}$$

$$F_e = \min(462.08; 197.39; 433.52) = 197.39 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{275}{197.39}}\right] * 275 = 153.49 \text{ MPa}$$

$$P_n = 153.49 * 5239 = 804.15 * 10^3 \text{ N} = 804.15 \text{ kN}$$

$$\phi_c * P_n = 0.90 * 804.15 = 723.74 \text{ kN}$$

3.6.3.3 Kesit Kapasite Kontrolü

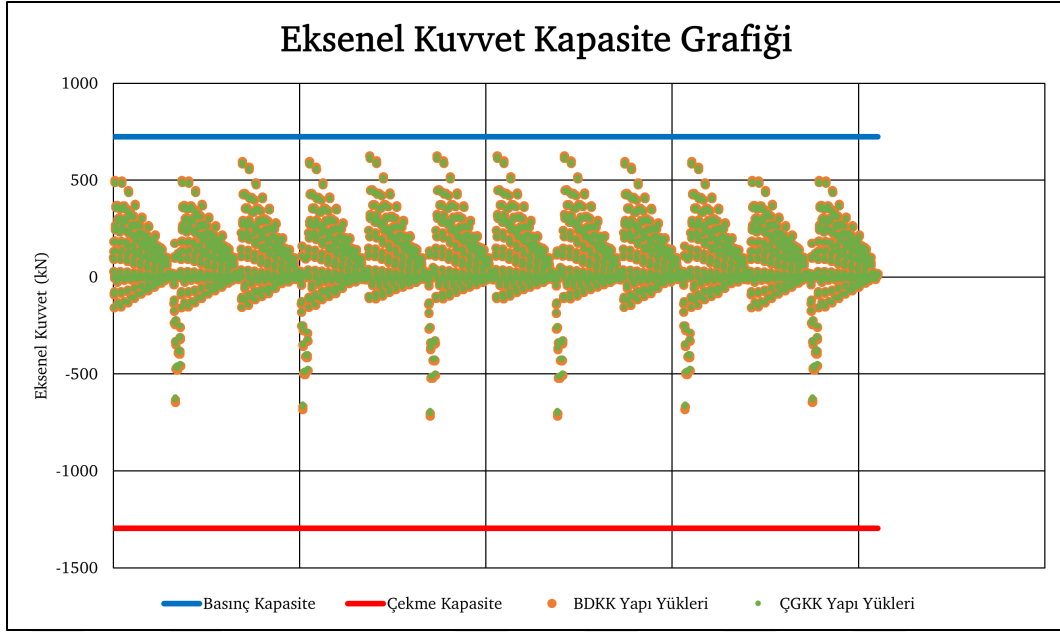
Tüm yükleme durumları için elemanda oluşan aksenal kuvvet değerleri Şekil 3.19 ile verilen grafikte gösterilmiş ve bu değerlerin en büyüğünün kesit kapasitesini aşmadığı aşağıdaki hesaplardan doğrulanmıştır.

- Çekme Kuvveti Kontrolü

$$T_{maks} = 716.55 \text{ kN} < \phi_t * T_n = 1296.65 \text{ kN}$$

- Basınç Kuvveti Kontrolü

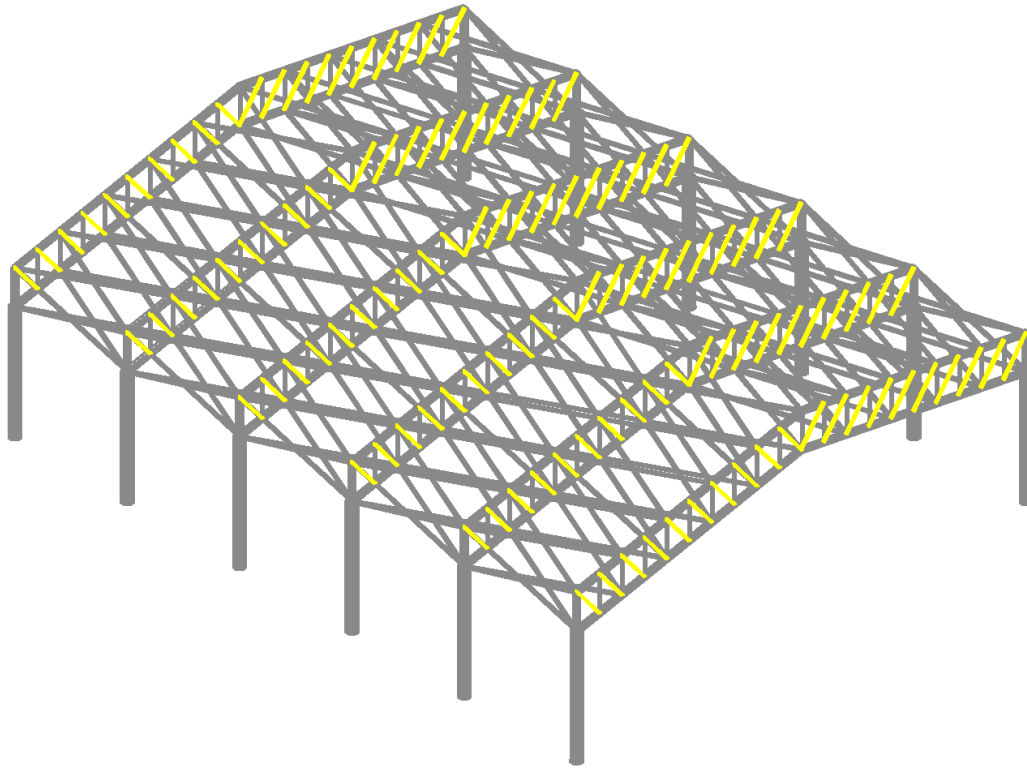
$$P_{maks} = 626.55 \text{ kN} < \phi_t * P_n = 723.74 \text{ kN}$$



Şekil 3.19 DKK dikmeleri eksenel kuvvet kapasite grafiği

3.6.4 Düzlemsel Kafes Kiriş Çaprazları

DKK çaprazları Şekil 3.20 ile verilmiştir. Ayrıca elemanda kullanılan 2L 100/14/10 profilinin enkesit özellikleri aşağıda verilmiştir.



Şekil 3.20 DKK çaprazları

2L 100/14/10**L=3.28 m**

$h = 100 \text{ mm}$	$b = 210 \text{ mm}$	$t = 14 \text{ mm}$
$A = 5239 \text{ mm}^2$	$I_x = 470 \text{ cm}^4$	$I_y = 1105 \text{ cm}^4$
$i_x = 29.95 \text{ mm}$	$i_y = 45.93 \text{ mm}$	$y_0 = 23.02 \text{ mm}$
$J = 340300 \text{ mm}^4$	$C_w = 2452 * 10^5 \text{ mm}^6$	

3.6.4.1 Çekme Kuvveti Dayanımı

DKK çaprazlarının çekme kuvveti dayanımı (3.5) ile aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$K_x * L/i = 1.0 * 3.28/0.03 = 109.34 \leq 300$$

$$K_y * L/i = 1.0 * 3.28/0.046 = 71.47 \leq 300$$

$$T_n = 275 * 5239 = 1440.73 * 10^3 \text{ N} = 1440.73 \text{ kN}$$

$$\phi_t * T_n = 0.90 * 1440.73 = 1296.65 \text{ kN}$$

3.6.4.2 Basınç Kuvveti Dayanımı

DKK çaprazlarının basınç kuvveti dayanımı (3.7) ile aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$\lambda = 100/14 = 7.14 \leq 0.45 * \sqrt{\frac{200000}{275}} = 12.14 \rightarrow \text{Başlık ve gövde narin değil}$$

Güçlü eksen etrafında eğilmeli burkulma durumu için;

$$\frac{1.0*3.28}{0.046} = 71.47 \leq 200$$

$$\frac{1.0*3.28}{0.046} = 71.47 \leq 4.71\sqrt{\frac{200000}{275}} = 127.02$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 200000}{\left(\frac{1.0*3.28}{0.046}\right)^2} = 386.49 \text{ MPa}$$

Zayıf eksen etrafında eğilmeli burkulma durumu için;

$$\frac{1.0*3.28}{0.03} = 109.34 \leq 200$$

$$\frac{1.0*3.28}{0.03} = 109.34 \leq 4.71\sqrt{\frac{200000}{275}} = 127.02$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 200000}{\left(\frac{1.0*3.28}{0.03}\right)^2} = 165.10 \text{ MPa}$$

Burulmalı ve Eğilmeli burulmalı burkulma durumu için;

$$\overline{i_0^2} = 0^2 + 23^2 + \frac{470*10^4 + 1105*10^4}{5239} = 3535.30 \text{ mm}^2$$

$$H = 1 - \frac{0^2 + 23^2}{3535.30} = 0.85 \text{ mm}^2$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 * 200000}{\left(\frac{1.0*3.28}{0.046}\right)^2} = 386.49 \text{ MPa}$$

$$F_{ez} = \frac{77200*340300}{5239*3535.30} = 1418.42 \text{ MPa}$$

$$F_e = \left(\frac{386.49 + 1418.42}{2*0.85}\right) * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4*386.49*1418.42*0.85}{(386.49 + 1418.42)^2}}\right] = 367.29 \text{ MPa}$$

$$F_e = \min(386.49; 165.10; 367.29) = 165.10 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{275}{165.10}}\right] * 275 = 136.95 \text{ MPa}$$

$$P_n = 136.95 * 5239 = 717.49 * 10^3 \text{ N} = 717.49 \text{ kN}$$

$$\phi_c * P_n = 0.90 * 717.49 = 645.74 \text{ kN}$$

3.6.4.3 Kesit Kapasite Kontrolü

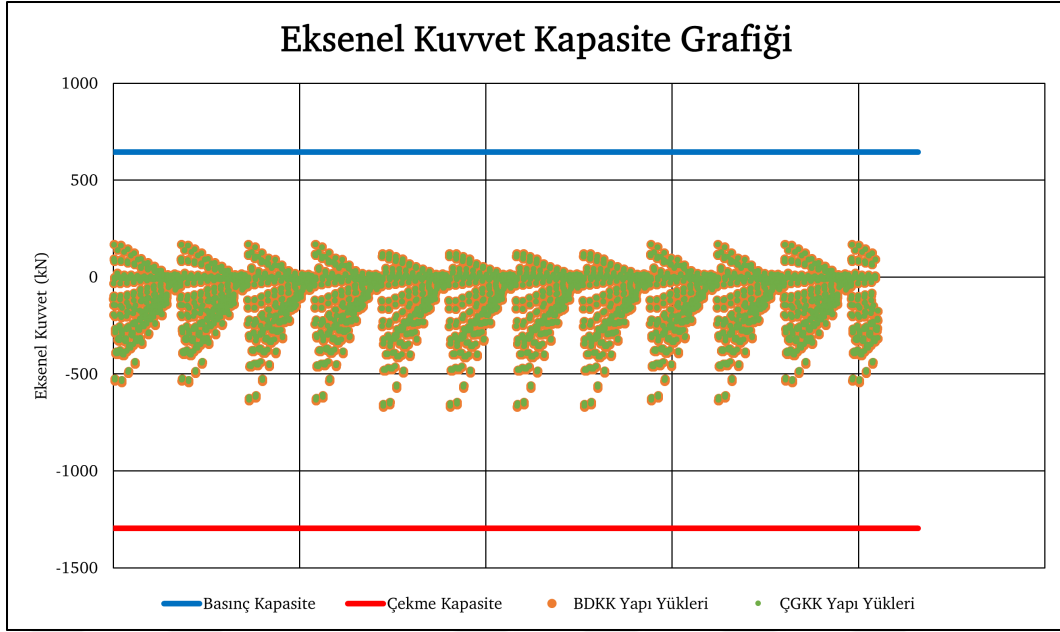
Tüm yükleme durumları için elemanda oluşan aksenal kuvvet değerleri Şekil 3.21 ile verilen grafikte gösterilmiş ve bu değerlerin en büyüğünün kesit kapasitesini aşmadığı aşağıdaki hesaplardan doğrulanmıştır.

- Çekme Kuvveti Kontrolü

$$T_{maks} = 669.98 \text{ kN} < \phi_t * T_n = 1296.65 \text{ kN}$$

- Basınç Kuvveti Kontrolü

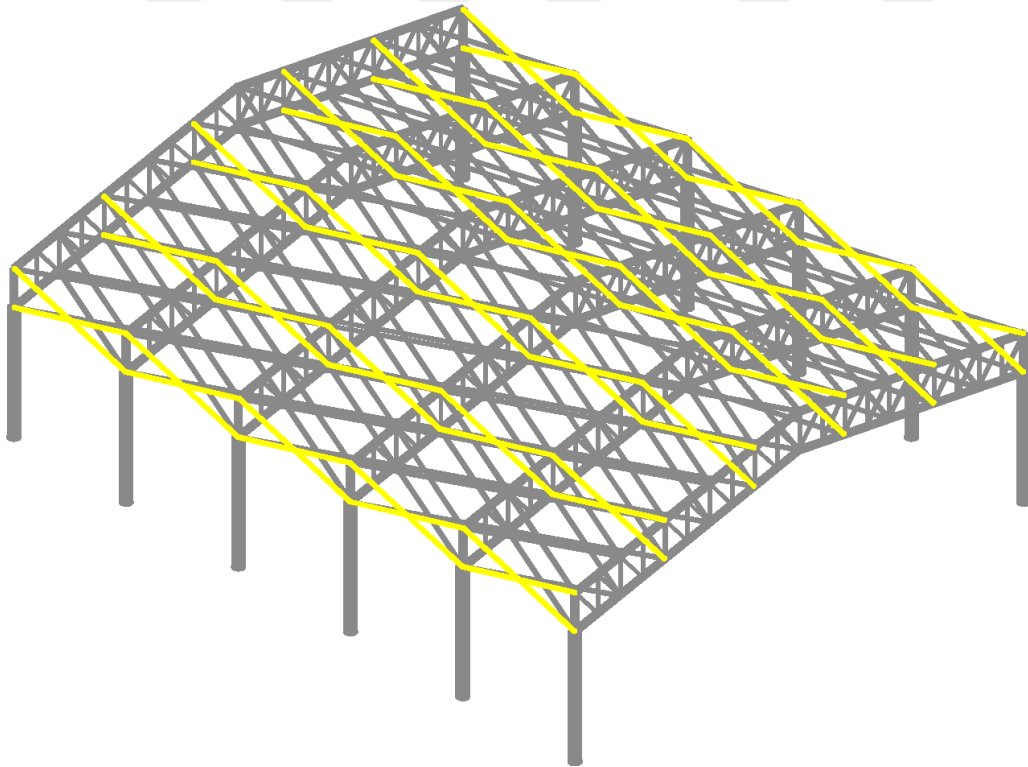
$$P_{maks} = 169.15 \text{ kN} < \phi_t * P_n = 645.74 \text{ kN}$$



Şekil 3.21 DKK çaprazları eksenel kuvvet kapasite grafiği

3.6.5 Çatı Düzlemindeki Dikey Çaprazlar

Çatı düzlemindeki dikey çapraz elemanlar Şekil 3.22 ile verilmiştir. Ayrıca elemanda kullanılan Boru 200*10 profilinin enkesit özellikleri aşağıda verilmiştir.



Şekil 3.22 Çatı düzlemindeki dikey çapraz elemanlar

Boru 200*10	L=10.44 m
$D = 200 \text{ mm}$	$t = 10 \text{ mm}$
$A = 5969.03 \text{ mm}^2$	$I_x = I_y = 2700.98 \text{ cm}^4$
$i_x = i_y = 67.27 \text{ mm}$	

3.6.5.1 Çekme Kuvveti Dayanımı

Çatı düzlemindeki dikey çapraz elemanların çekme kuvveti dayanımı (3.5) ile aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$\begin{aligned}
 K * L / i &= 1.0 * 10.44 / 0.067 = 155.20 \leq 300 \\
 T_n &= 275 * 5969.03 = 1641.48 * 10^3 \text{ N} = 1641.48 \text{ kN} \\
 \phi_t * T_n &= 0.90 * 1641.48 = 1477.33 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3.6.5.2 Basınç Kuvveti Dayanımı

Çatı düzlemindeki dikey çapraz elemanların basınç kuvveti dayanımı (3.7) ile aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

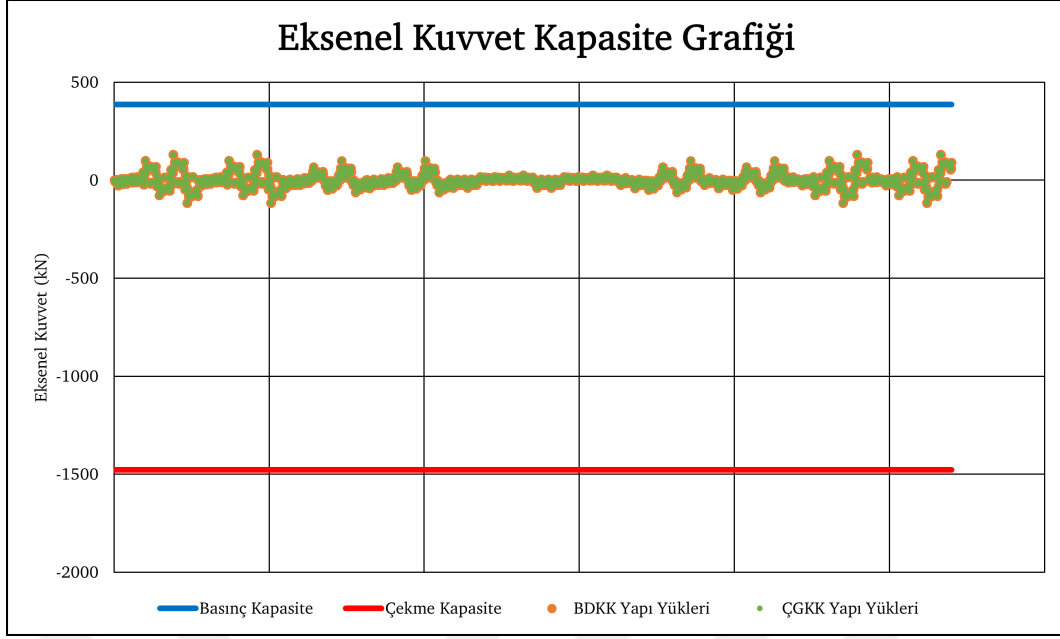
$$\begin{aligned}
 \lambda &= 200 / 10 = 20 \leq 0.11 * \frac{200000}{275} = 80 \rightarrow \text{Kesit narin değil} \\
 \frac{1.0 * 10.44}{0.067} &= 155.20 \leq 200 \\
 \frac{1.0 * 10.44}{0.067} &= 155.20 > 4.71 \sqrt{\frac{200000}{275}} = 127.02 \\
 F_e &= \frac{\pi^2 * 200000}{\left(\frac{1 * 10.44}{0.067}\right)^2} = 81.95 \text{ MPa} \\
 F_{cr} &= 0.877 * 81.95 = 71.87 \text{ MPa} \\
 P_n &= 71.87 * 5969.03 = 429.02 * 10^3 \text{ N} = 429.02 \text{ kN} \\
 \phi_c * P_n &= 0.90 * 429.02 = 386.12 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3.6.5.3 Kesit Kapasite Kontrolü

Tüm yükleme durumları için elemanda oluşan eksenel kuvvet değerleri Şekil 3.23 ile verilen grafikte gösterilmiş ve bu değerlerin en büyüğünün kesit kapasitesini aşmadığı aşağıdaki hesaplardan doğrulanmıştır.

- Çekme Kuvveti Kontrolü

$$T_{maks} = 117.27 \text{ kN} < \phi_t * T_n = 1477.33 \text{ kN}$$



Şekil 3.23 Çatı dikey çapraz elemanları eksenel kuvvet kapasite grafiği

- Basınç Kuvveti Kontrolü

$$P_{maks} = 132.41 \text{ kN} < \phi_t * P_n = 386.07 \text{ kN}$$

3.6.6 Çatı Düzlemindeki Yatay Çaprazlar

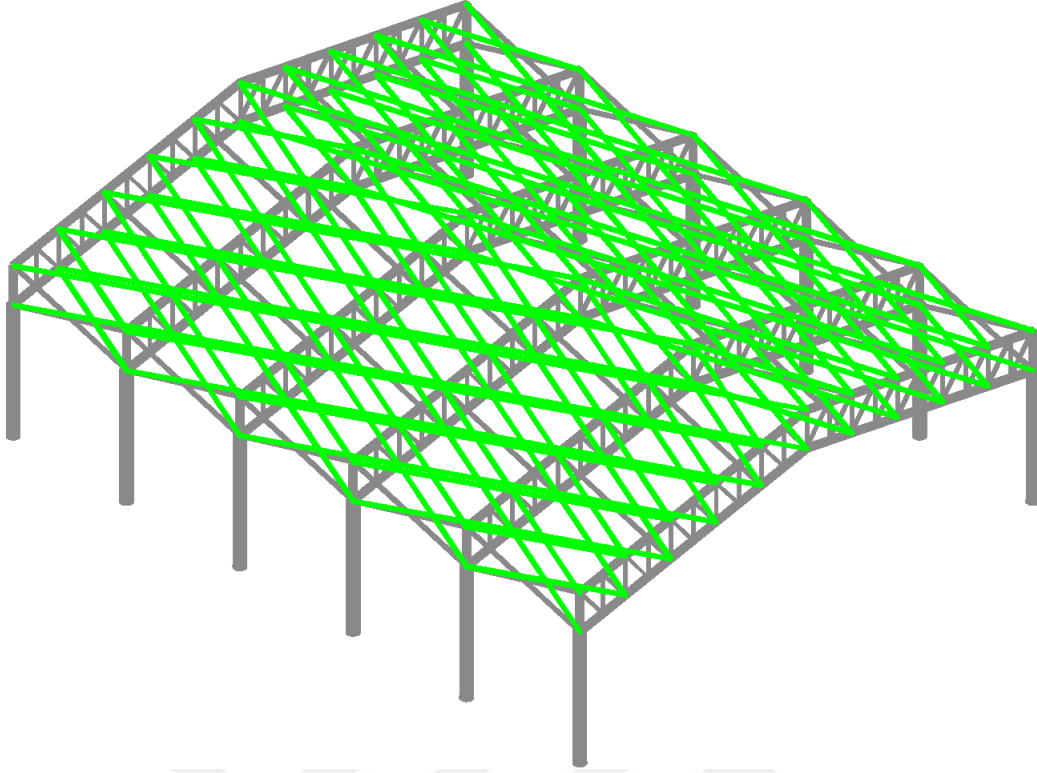
Çatı düzlemindeki yatay çapraz elemanlar Şekil 3.24 ile verilmiştir. Ayrıca elemanda kullanılan Boru 200*10 profilinin enkesit özellikleri aşağıda verilmiştir.

Boru 200*5	L=10.80 m
$D = 200 \text{ mm}$	$t = 5 \text{ mm}$
$A = 3063.05 \text{ mm}^2$	$I_x = I_y = 1456.86 \text{ cm}^4$
$i_x = i_y = 68.97 \text{ mm}$	

3.6.6.1 Çekme Kuvveti Dayanımı

Çatı düzlemindeki dikey çapraz elemanların çekme kuvveti dayanımı (3.5) ile aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$\begin{aligned}
 K * L / i &= 1.0 * 10.80 / 0.069 = 156.60 \leq 300 \\
 T_n &= 275 * 3063.05 = 842.34 * 10^3 \text{ N} = 842.34 \text{ kN} \\
 \phi_t * T_n &= 0.90 * 842.34 = 758.11 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



Şekil 3.24 Çatı düzlemindeki yatay çapraz elemanlar

3.6.6.2 Basınç Kuvveti Dayanımı

Çatı düzlemindeki dikey çapraz elemanların basınç kuvveti dayanımı (3.7) ile aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$\lambda = 200/5 = 40 \leq 0.11 * \frac{200000}{275} = 80 \rightarrow \text{Kesit narin değil}$$

$$\frac{1.0 * 10.80}{0.069} = 156.60 \leq 200$$

$$\frac{1.0 * 10.80}{0.069} = 156.60 > 4.71 \sqrt{\frac{200000}{275}} = 127.02$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 200000}{\left(\frac{1 * 10.80}{0.069}\right)^2} = 80.49 \text{ MPa}$$

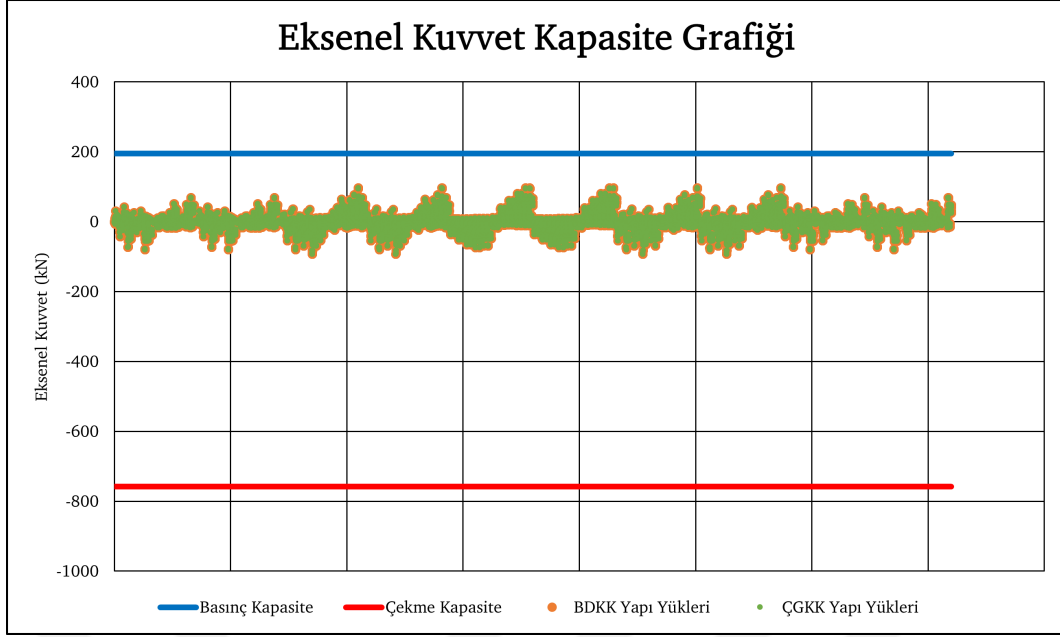
$$F_{cr} = 0.877 * 80.49 = 70.59 \text{ MPa}$$

$$P_n = 70.59 * 3063.05 = 216.22 * 10^3 \text{ N} = 216.22 \text{ kN}$$

$$\phi_c * P_n = 0.90 * 216.22 = 194.60 \text{ kN}$$

3.6.6.3 Kesit Kapasite Kontrolü

Tüm yükleme durumları için elemanda oluşan aksenal kuvvet değerleri Şekil 3.25 ile verilen grafikte gösterilmiş ve bu değerlerin en büyüğünün kesit kapasitesini aşmadığı aşağıdaki hesaplardan doğrulanmıştır.



Şekil 3.25 Çatı yatay çapraz elemanları eksenel kuvvet kapasite grafiği

- Çekme Kuvveti Kontrolü

$$T_{maks} = 92.45 \text{ kN} < \phi_t * T_n = 758.11 \text{ kN}$$

- Basınç Kuvveti Kontrolü

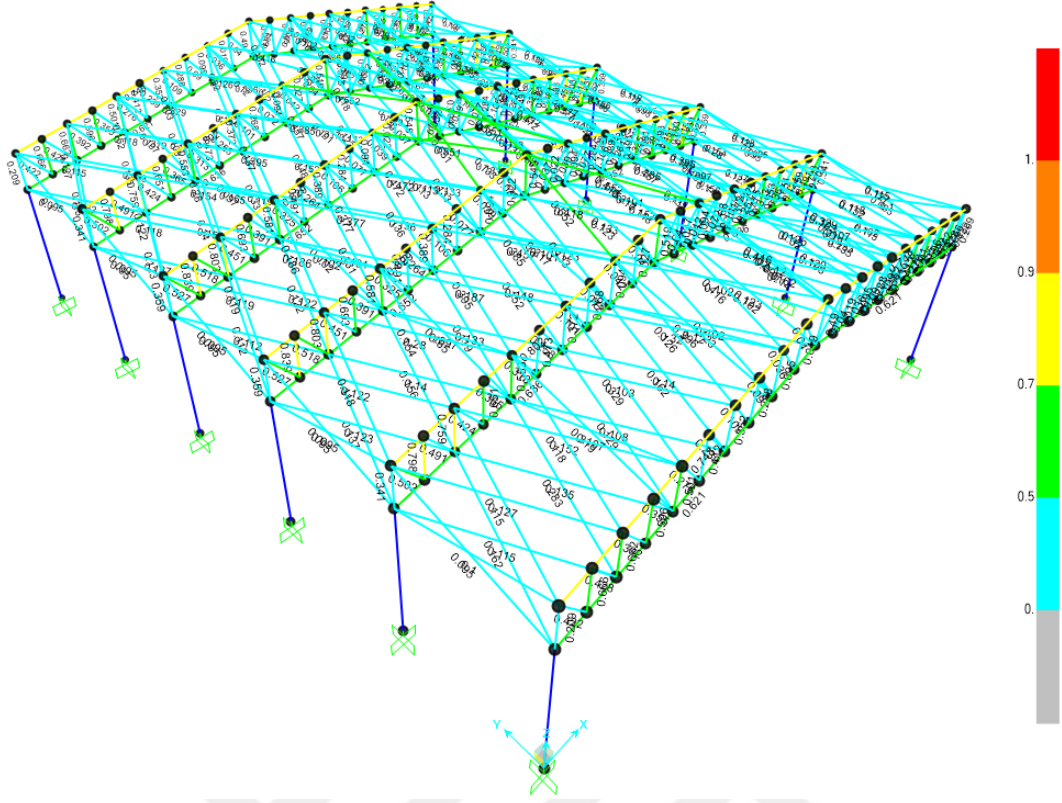
$$P_{maks} = 97.00 \text{ kN} < \phi_t * P_n = 194.60 \text{ kN}$$

3.6.7 Tüm Kesitlerin Programda Tasarımı

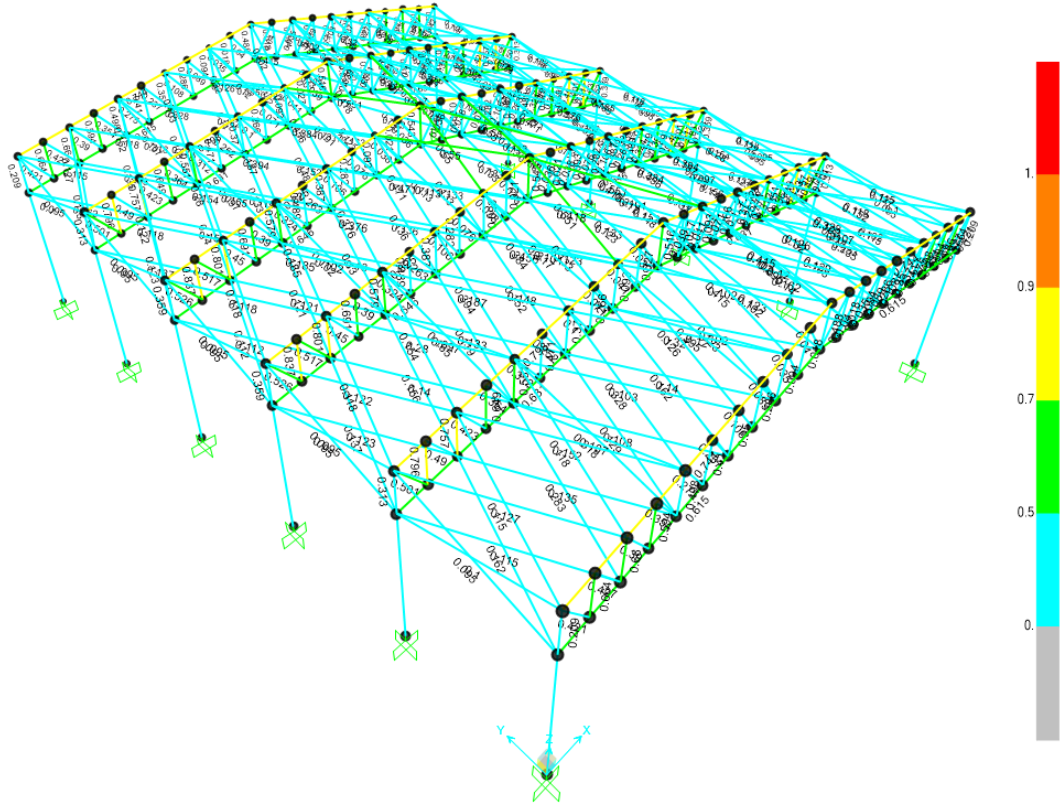
Yapılardaki kolonlar hariç tüm elemanların Sap2000 programında AISC360-16 yönetmeliğine göre tasarımı yapılmış ve sonuçlar aşağıda Şekil 3.26 ve Şekil 3.27 ile verilmiştir.

3.7 Kompozit Kesitlerin Boyutlandırılması

Eksenel kuvvet ve eğilme momentinin bileşik etkisi altındaki çift simetri eksenli kompozit kolonlar için ÇYTHYE’de plastik gerilme yayılımı dikkate alınarak elde edilen karşılıklı etki diyagramı Şekil 3.28 ile verilmiştir. Bu grafikte hesaplanan eksenel kuvvet ve moment dayanımları (3.13) ile hesaplanan narinliğe bağlı dayanım azaltma katsayısı ile (λ) azaltılacaktır. Eksenel kuvvet ve iki eksenli eğilme momenti etkisi altındaki kompozit kolonların tasarımı aşağıda verilen (3.12)’e göre yapılacaktır.



Şekil 3.26 BDKK yapı elemanlarının Sap2000 tasarımı



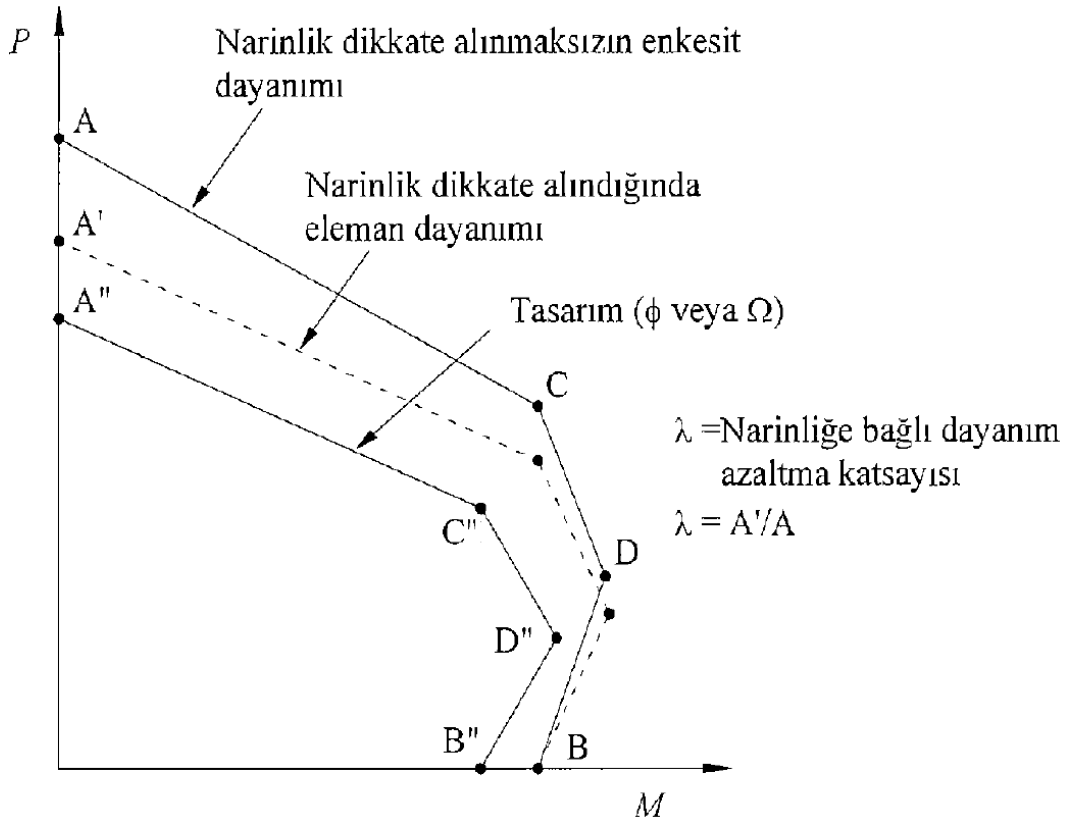
Şekil 3.27 ÇGKK yapı elemanlarının Sap2000 tasarımı

$$\begin{aligned} P_r < P_C \text{ durumunda } \frac{M_{rx}}{M_{Cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{Cy}} &\leq 1.0 \\ P_r \geq P_C \text{ durumunda } \frac{P_r - P_C}{P_A - P_C} + \frac{M_{rx}}{M_{Cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{Cy}} &\leq 1.0 \end{aligned} \quad (3.12)$$

Burada; P_r , M_{rx} ve M_{ry} yapısal analiz sonucunda kolonda oluşan iç kuvvetleri, P_C , M_{Cx} ve M_{Cy} Şekil 3.28 ile verilen diyagramdaki C" noktasının koordinatlarını, P_A ise diyagramdaki A" noktasının ordinatını göstermektedir.

$$\lambda = \frac{P_n}{P_{no}} \quad (3.13)$$

Burada; P_n (3.14) ile hesaplanan eksenel basınç kuvveti dayanımını, P_{no} kompozit kesitin eksenel basınç dayanımını göstermektedir.



Şekil 3.28 Kompozit kolonlar için geliştirilmiş karşılıklı etki diyagramı [19]

Yönetmelikte kompozit kesitler için tanımlanan malzeme sınırlarının kontrolü aşağıda verilmiştir.

- Kompozit elemanların kapasite hesabında kullanılan karakteristik beton basınç dayanımı, 20 MPa ile 70 MPa arasında olacaktır. [19]

$$20 \text{ MPa} \leq f_{ck} = 30 \text{ MPa} \leq 70 \text{ MPa}$$

- Donatı çeliği malzemesinin karakteristik akma gerilmesi 500 MPa'dan küçük olacaktır. [19]

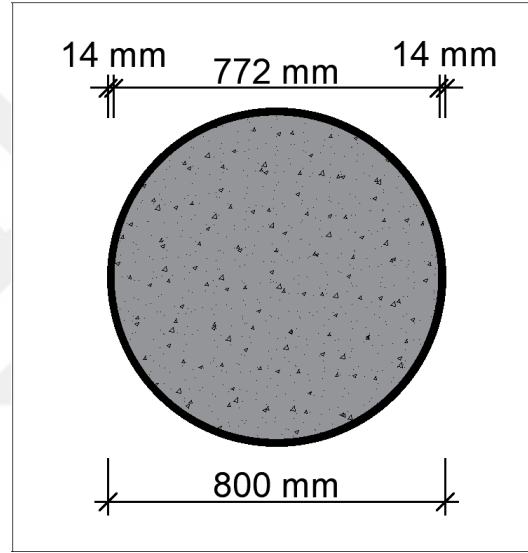
$$F_{ysr} = 420 \text{ MPa} \leq 500 \text{ MPa}$$

- Yapısal çelik malzemesinin karakteristik akma gerilmesi 460 MPa'dan küçük olacaktır. [19]

$$F_y = 275 \text{ MPa} \leq 460 \text{ MPa}$$

3.7.1 Beton Dolgulu Kompozit Kolon

Bu çalışma kapsamında incelenen BDKK yapının BDK kolonunun enkesit boyutları Şekil 3.29 ile verilmiştir.



Şekil 3.29 BDK kolon enkesiti

Boru 800*14

$D = 800 \text{ mm}$	$t = 14 \text{ mm}$
$A_s = 34570.09 \text{ mm}^2$	$I_{s,x} = I_{s,y} = 267050.45 \text{ cm}^4$
$W_{el,x} = W_{el,y} = 6676.26 \text{ cm}^3$	$W_{pl,x} = W_{pl,y} = 8650.06 \text{ cm}^3$
$K_x = K_y = 0.7$	

Beton

$A_c = \frac{\pi * 772^2}{4} = 468084.74 \text{ mm}^2$
$I_{c,x} = I_{c,y} = \frac{\pi * 772^4}{64} = 1743568.84 \text{ cm}^4$
$A_g = A_s + A_c = 34570.09 + 468084.74 = 502654.82 \text{ mm}^2$

3.7.1.1 Kesit Kontrolleri

Beton dolgulu kompozit kolonlar için yönetmelikte verilen koşulların kontrolü aşağıda verilmiştir.

- Yapısal çelik elemanın enkesit alanı, toplam kompozit enkesit alanının %1'i veya daha fazla olmalıdır. [19]

$$A_s = 34570.09 \text{ mm}^2 \geq 0.01 * A_g = 0.01 * 502654.82 = 5026.55 \text{ mm}^2$$

- Beton dolgulu kompozit kolonlardaki yapısal çelik enkesitler yerel burkulma sınır durumu açısından aşağıda verilen Tablo 3.4 ve Tablo 3.5'ye uygun olarak sınıflandırılacaktır. [19]

- Basınç etkisinde yerel burkulma kontrolü

$$\lambda = D/t = 800/14 = 57.14 \leq 0.15 * \frac{200000}{275} = 109.09 \rightarrow \text{Kesit kompakt}$$

- Eğilme momentinin basınç bileşeni etkisinde yerel burkulma kontrolü

$$\lambda = D/t = 800/14 = 57.14 \leq 0.09 * \frac{200000}{275} = 65.45 \rightarrow \text{Kesit kompakt}$$

Tablo 3.4 Eksenel basınç etkisindeki kompozit kesitlerin çelik enkesit parçaları için genişlik/kalınlık oranlarının sınır değerleri [19]

Eleman	Genişlik / Kalınlık Oranı	λ_p (Kompakt / Kompakt Olmayan)	λ_r (Kompakt Olmayan / Narin)	Maksimum Sınır Değer
Üniform kalınlıklı kutu enkesitlerin cidarları	b/t	$2.26 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3.00 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.00 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Boru enkesitli elemanlar	D/t	$0.15 * \frac{E}{F_y}$	$0.19 * \frac{E}{F_y}$	$0.31 * \frac{E}{F_y}$

3.7.1.2 Basınç Dayanımı

BDK kolonların basınç kuvveti dayanımı aşağıda verilen (3.14) ile hesaplanacaktır. YDKT için dayanım katsayısı $\phi_c = 0.75$ alınacaktır.

$$\begin{aligned} \frac{P_{no}}{P_e} \leq 2.25 \quad P_n &= P_{no} \left[0.658 \frac{P_{no}}{P_e} \right] \\ \frac{P_{no}}{P_e} > 2.25 \quad P_n &= 0.877 * P_e \end{aligned} \quad (3.14)$$

Tablo 3.5 Eğilme momentinin basınç bileşeninin etkisindeki kompozit kesitlerin çelik enkesit parçaları için genişlik/kalınlık oranlarının sınır değerleri [19]

Eleman	Genişlik / Kalınlık Oranı	λ_p (Kompakt / Kompakt Olmayan)	λ_r (Kompakt Olmayan / Narin)	Maksimum Sınır Değer
Üniform kalınlıklı kutu enkesitlerin başlıkları	b/t	$2.26 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3.00 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.00 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Üniform kalınlıklı kutu enkesitlerin gövdeleri	b/t	$3.00 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Boru enkesitli elemanlar	D/t	$0.09 * \frac{E}{F_y}$	$0.31 * \frac{E}{F_y}$	$0.31 * \frac{E}{F_y}$

Burada; P_{no} (3.15) ile hesaplanan eksenel basınç dayanımını, P_e ise (3.16) ile hesaplanan elastik burkulma yükünü göstermektedir.

$$P_{no} = F_y * A_s + C_2 * f_{ck} * \left(A_c + A_{sr} * \frac{E_{sr}}{E_c} \right) \quad (3.15)$$

$$P_e = \frac{\pi^2 * (EI)_e}{L_c^2} \quad (3.16)$$

$$(EI)_e = E_s * I_s + E_{sr} * I_{sr} + C_3 * E_c * I_c \quad (3.17)$$

$$C_3 = 0.45 + 3 * \left(\frac{A_s + A_{sr}}{A_g} \right) \leq 0.9 \quad (3.18)$$

Burada; F_y yapısal çelik malzemesinin karakteristik akma gerilmesini, A_s yapısal çelik elemanın enkesit alanını, C_2 bir katsayıyı (kutu enkesitler için 0.85, boru enkesitler için 0.95 alınacaktır.), f_{ck} betonun karakteristik basınç dayanımını, A_c betonun enkesit alanını, A_{sr} kesitte donatı kullanılmışsa toplam donatı alanını, E_{sr} donatı çeliği elastisite modülünü, E_c betonun elastisite modülünü, E_s yapısal çelik malzemesinin elastisite modülünü, I_s yapısal çelik enkesitin atalet momentini, I_{sr} donatı çeliği atalet momentini, I_c betonun atalet momentini, C_3 (3.18) ile hesaplanan bir katsayıyı ve A_g toplam kompozit enkesit alanını göstermektedir.

Yukarıdaki bağıntılar kullanılarak BDK kolonun basınç dayanımı kuvveti aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$\begin{aligned}
C_3 &= 0.45 + 3 * \left(\frac{34570.09}{502654.82} \right) = 0.66 \leq 0.9 \\
(EI)_e &= 2 * 10^5 * 2670.50 * 10^6 + 0.66 * 32 * 10^3 * 17435.69 * 10^6 \\
(EI)_e &= 900.29 * 10^{12} \text{ Nmm}^2 \\
P_e &= \frac{\pi^2 * 900.29 * 10^{12}}{0.7 * 10000^2} = 181337.31 * 10^3 \text{ N} = 181337.31 \text{ kN} \\
P_{no} &= 275 * 34570.09 + 0.95 * 30 * 468084.74 \\
P_{no} &= 22847.19 * 10^3 \text{ N} = 22847.19 \text{ kN} \\
\frac{P_{no}}{P_e} &= \frac{22847.19}{181337.31} = 0.13 \leq 2.25 \\
P_n &= 22847.19 [0.658^{0.13}] = 21673.57 \text{ kN} \\
\phi * P_n &= 0.75 * 21673.57 = 16255.18 \text{ kN}
\end{aligned}$$

3.7.1.3 Bileşik Eğilme Dayanımlarının Hesabı

- A Noktasının Koordinatları (3.19) ile aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$\begin{aligned}
P_A &= A_s * F_y + 0.95 * f_{ck} * A_c \\
M_A &= 0
\end{aligned} \tag{3.19}$$

Burada; F_y yapısal çelik malzemesinin karakteristik akma gerilmesini, A_s yapısal çelik elemanın enkesit alanını, f_{ck} betonun karakteristik basınç dayanımını, A_c betonun enkesit alanını göstermektedir.

$$\begin{aligned}
P_A &= 275 * 34570.09 + 0.95 * 30 * 468084.74 \\
P_A &= 22847.19 * 10^3 \text{ N} = 22847.19 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$P_C = 0.95 * 30 * 468084.74 = 13340.42 * 10^3 \text{ N} = 13340.42 \text{ kN}$$

- C Noktasının Koordinatları (3.20) ile aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$\begin{aligned}
P_C &= 0.95 * f_{ck} * A_c \\
M_C &= M_B
\end{aligned} \tag{3.20}$$

Burada; f_{ck} betonun karakteristik basınç dayanımını, A_c betonun enkesit alanını göstermektedir.

$$P_C = 0.95 * 30 * 468084.74 = 13340.42 * 10^3 \text{ N} = 13340.42 \text{ kN}$$

- D Noktasının Koordinatları (3.21) ile aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$\begin{aligned}
 P_D &= \frac{0.95 * f_{ck} * A_c}{2} \\
 M_D &= W_p * F_y + \frac{W_c}{2} * (0.95 * f_{ck} \\
 W_c &= h^3 / 6 \\
 W_p &= D^3 / 6 - W_c
 \end{aligned} \tag{3.21}$$

Burada; f_{ck} betonun karakteristik basınç dayanımını, A_c betonun enkesit alanını, F_y yapısal çelik malzemesinin karakteristik akma gerilmesini h beton kesitin çapını, D ise enkesit çapını göstermektedir.

$$\begin{aligned}
 W_c &= 772^3 / 6 = 76683.27 * 10^3 \text{ mm}^3 \\
 W_p &= 800^3 / 6 - 76683.27 * 10^3 = 8650.06 * 10^3 \text{ mm}^3 \\
 P_D &= \frac{0.95 * 30 * 468084.74}{2} = 6670.21 * 10^3 \text{ N} = 6670.21 \text{ kN} \\
 M_D &= 8650.06 * 10^3 * 275 + \frac{76683.27 * 10^3}{2} * (0.95 * 30) \\
 M_D &= 3471.50 * 10^6 \text{ Nmm} = 3471.50 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- B Noktasının Koordinatları (3.22) ile aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$\begin{aligned}
 M_B &= W_{sB} * F_y + \frac{1}{2} * W_{cB} * (0.95 * f_{ck}) \\
 W_{sB} &= \frac{(d^3 - h^3)}{6} * \sin(\theta / 2) \\
 W_{cB} &= \frac{h^3}{6} \sin^3(\theta / 2) \\
 \theta &= \frac{0.026 * K_c - 2 * K_s}{0.0848 * K_c} + \frac{\sqrt{(0.026 * K_c + 2 * K_s)^2 + 0.857 * K_c * K_s}}{0.0848 * K_c} \\
 K_c &= f_{ck} * h^2 \\
 K_s &= F_y * \left(\frac{d - t}{2} \right) * t \\
 h_n &= \frac{h}{2} * \sin\left(\frac{\pi - \theta}{2}\right) \leq \frac{h}{2}
 \end{aligned} \tag{3.22}$$

Burada; F_y yapısal çelik malzemesinin karakteristik akma gerilmesini, d kompozit boru kesitin çapını (800 mm), t çelik boru profilin kalınlığını, f_{ck} betonun karakteristik basınç dayanımını, h beton dolgunun çapını göstermektedir.

$$\begin{aligned}
K_c &= 30 * 772^2 = 17879.52 * 10^3 \text{ N} = 17879.52 \text{ kN} \\
K_s &= 275 * \left(\frac{800-14}{2}\right) * 14 = 1513.05 * 10^3 \text{ N} = 1513.05 \text{ kN} \\
\theta &= \frac{0.026*17879.52-2*1513.05}{0.0848*17879.52} + \frac{\sqrt{(0.026*17879.52+2*1513.05)^2+0.857*17879.52*1513.05}}{0.0848*17879.52} \\
\theta &= 2.23 \text{ rad} \\
h_n &= \frac{772}{2} * \sin\left(\frac{\pi-2.23}{2}\right) = 169.33 \text{ mm} \leq \frac{772}{2} = 386 \text{ mm} \\
W_{cB} &= \frac{772^3}{6} \sin^3(2.23/2) = 55648.90 * 10^3 \text{ mm}^3 \\
W_{sB} &= \frac{(800^3-772^3)}{6} * \sin(2.23/2) = 7773.29 * 10^3 \text{ mm}^3 \\
M_B &= (7773.29 * 10^3) * 275 + \frac{1}{2} * (55648.90 * 10^3) * (0.95 * 30) \\
M_B &= 2930.45 * 10^6 \text{ Nmm} = 2930.45 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

BDK kolonun basınç ve moment dayanımları aşağıda (3.13) ile hesaplanan narinlik katsayısı ve dayanım katsayıları dikkate alınarak hesaplanarak Tablo 3.6 ile verilmiştir. Hesaplanan değerler ile oluşturulan karşılıklı etki diyagramı da ayrıca Şekil 3.30 ile verilmiştir.

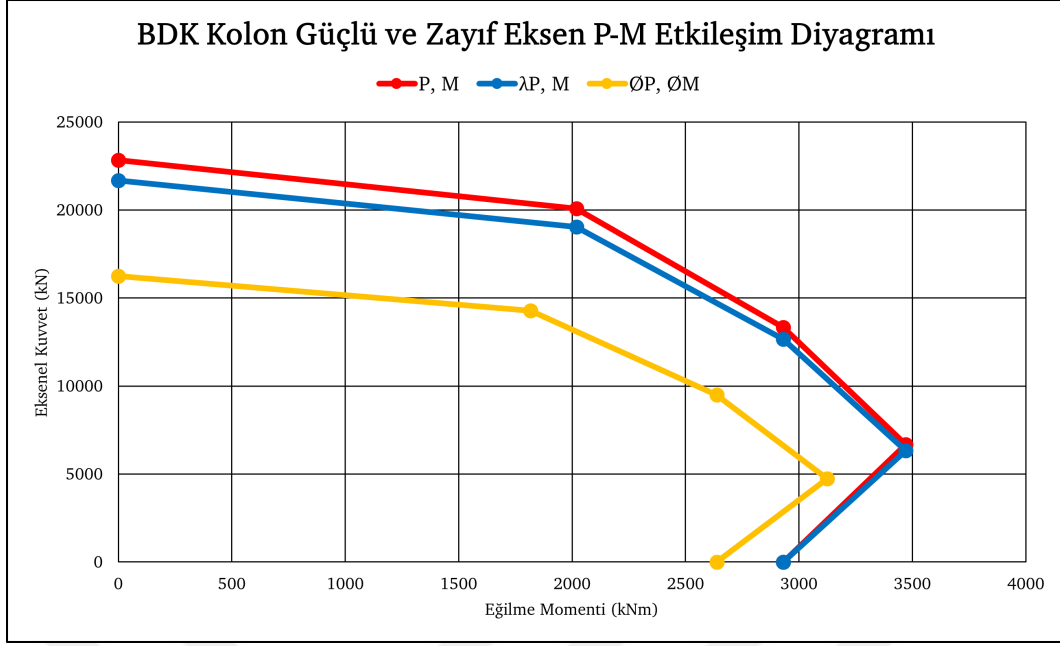
$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{21673.57}{22847.19} = 0.95$$

Tablo 3.6 Güçlü ve zayıf eksenle narinlik etkisi ve dayanım katsayıları dikkate alınarak hesaplanan kesit dayanımları

Nokta	$(kN),$ (kNm)	$P,$ M	$\lambda * P,$ M	ϕ_c ϕ_b	$\phi * P,$ $\phi * M$
A	$P_{x,y}$	22847.19	21673.57	0.75	16255.18
	$M_{x,y}$	0.00	0.00	0.90	0.00
C	$P_{x,y}$	13340.42	12655.14	0.75	9491.36
	$M_{x,y}$	2930.65	2930.65	0.90	2637.58
D	$P_{x,y}$	6670.21	6327.57	0.75	4745.68
	$M_{x,y}$	3471.50	3471.50	0.90	3124.35
B	$P_{x,y}$	0.00	0.00	0.75	0.00
	$M_{x,y}$	2930.65	2930.65	0.90	2637.58

3.7.1.4 Kesme Dayanımı

Beton dolgulu ve çelik gömme kompozit kolonlarda oluşan kesme kuvveti yalnızca çelik enkesitin kesme kuvveti dayanımı ile veya beton ve enine donatıları için malzeme katsayıları kullanılmadan TS500 standartlarına göre hesaplanan kesme kuvveti dayanımı ile karşılanacaktır. Bu çalışma kapsamında BDK ve



Şekil 3.30 BDK kolon güçlü ve zayıf eksen P-M etkileşim diyagramı

ÇGK kolonlarda sadece çelik enkesitlerin kesme kuvveti dayanımı hesaplanarak kontroller yapılacaktır. BDK kolonun kesme kuvveti dayanımı (3.23) ile aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$\begin{aligned}
 V_n &= \frac{F_{cr} * A_g}{2} \\
 F_{cr} &= \max(F_{cr,1}; F_{cr,2}) \\
 F_{cr,1} &= \frac{1.60 * E}{\sqrt{\frac{L_v}{D} * \left(\frac{D}{t}\right)^{5/4}}} \leq 0.6 * F_y \\
 F_{cr,2} &= \frac{0.78 * E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{3/2}} \leq 0.6 * F_y
 \end{aligned} \tag{3.23}$$

Burada; A_g çelik enkesitin alanını, E yapısal çelik malzemesinin elastisite modülünü ($E = 200000 \text{ mPa}$), L_v elemanda kesme kuvvetinin sıfır olduğu nokta ile maksimum olduğu nokta arasındaki uzaklığı (yük kombinasyonlarına göre bu değer farklılık gösterdiği için güvenli tarafta kalmak için kolon boyu esas alınacaktır. $L_v = 10.00 \text{ m}$), D boru enkesitin dış çapını, t boru enkesitin et kalınlığını ve F_y yapısal çelik malzemesinin karakteristik akma gerilmesini göstermektedir.

$$F_{cr,1} = \frac{1.60 \cdot 200000}{\sqrt{\frac{1000}{800} \cdot \left(\frac{800}{14}\right)^{5/4}}} \leq 0.6 \cdot 275 = 576.09 \leq 165 = 165 \text{ mPa}$$

$$F_{cr,2} = \frac{0.78 \cdot 200000}{\left(\frac{800}{14}\right)^{3/2}} \leq 0.6 \cdot 275 = 361.15 \leq 165 = 165 \text{ mPa}$$

$$F_{cr} = \max(165; 165) = 165 \text{ mPa}$$

$$V_n = \frac{165 \cdot 34570.09}{2} = 2852.03 \cdot 10^3 \text{ N} = 2852.03 \text{ kN}$$

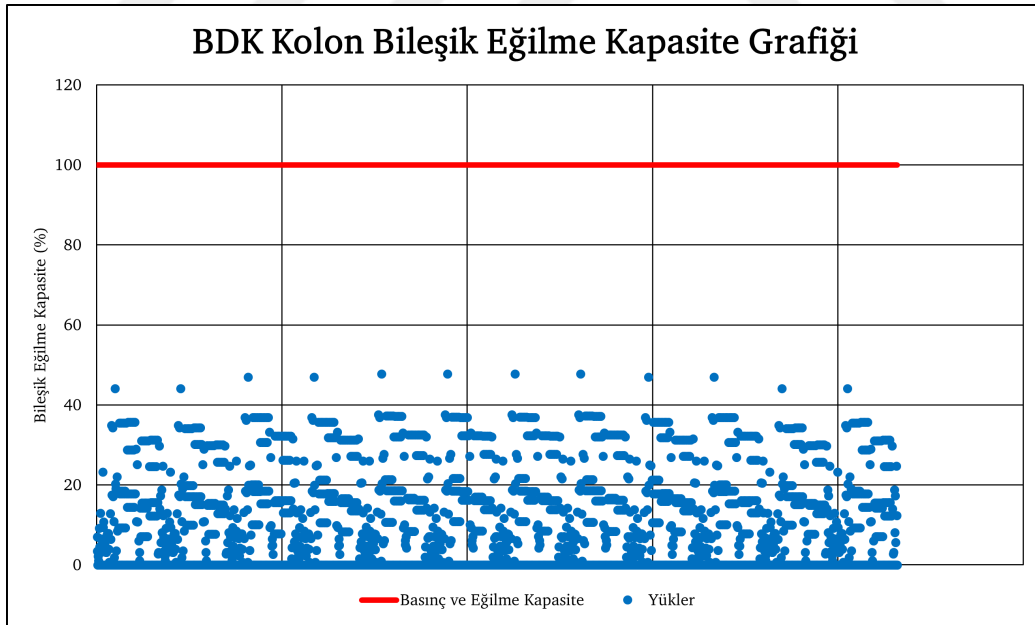
$$\phi_v \cdot V_n = 0.90 \cdot 2852.03 = 2566.83 \text{ kN}$$

3.7.1.5 Kesit Kapasite Kontrolü

Bütün yükleme durumları için BDK kolonda oluşan iç kuvvetler, kesit kapasitesine göre aşağıdaki gibi kıyaslanmıştır.

- Bileşik Eğilme Kontrolü

Her bir yükleme durumu için, elemanın kritik noktalarında oluşan iç kuvvetler dikkate alınarak (3.12) bağıntısıyla kesitin bileşik eğilme etkisindeki kapasite kullanım oranı hesaplanmıştır. Elde edilen veriler 3.31 ile verilen grafikte görselleştirilmiştir. Grafikten de anlaşılabacağı üzere, tüm yükleme durumları sonucunda elemanın kapasitesinin aşılmadığı ve yüklerin güvenle taşındığı görülmektedir.

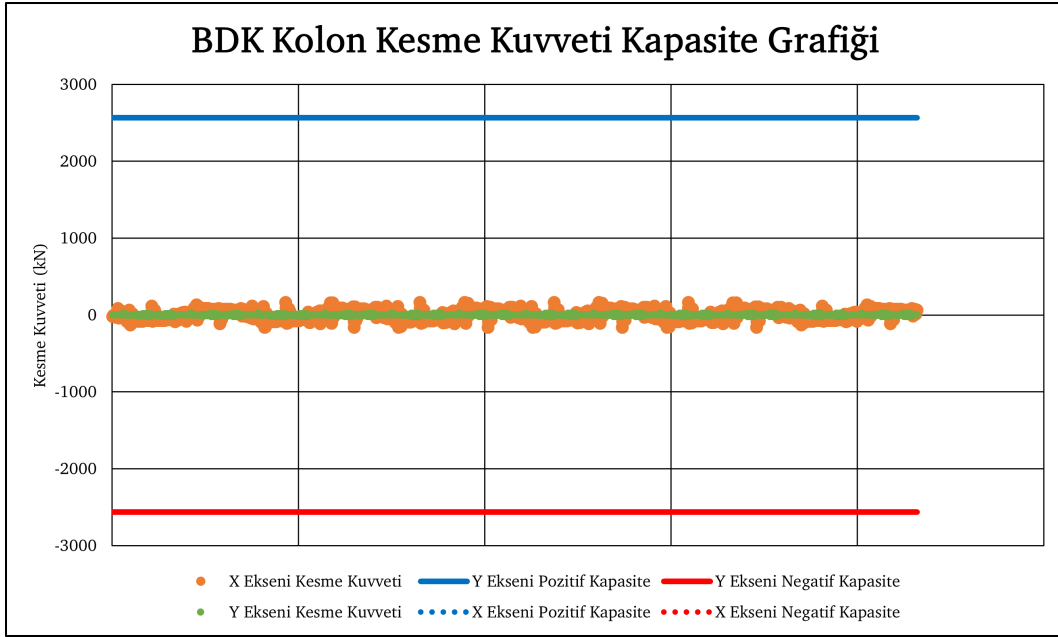


Şekil 3.31 BDK kolon bileşik eğilme kapasite grafiği

- Kesme Kuvveti Kontrolü

Tüm yükleme durumları için elemanda oluşan kesme kuvveti değerleri Şekil 3.32 ile verilen grafikte gösterilmiş ve bu değerlerin en büyüğünün kesit kapasitesini aşımadığı aşağıdaki hesaplardan doğrulanmıştır.

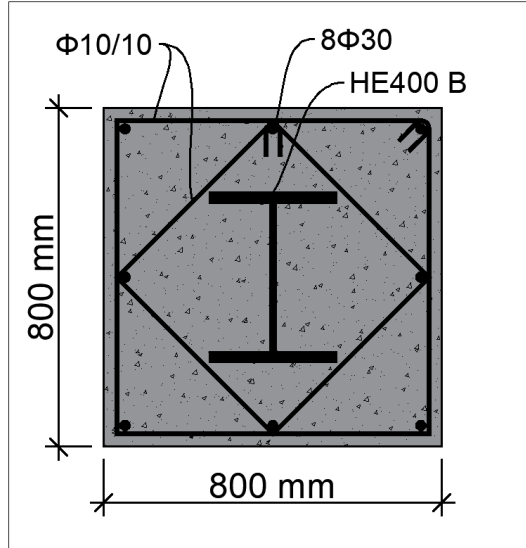
$$V_{maks} = 163.34 \text{ kN} < \phi_v * V_n = 2566.83 \text{ kN}$$



Şekil 3.32 BDK kolon kesme kuvveti kapasite grafiği

3.7.2 Çelik Gömme Kompozit Kolon

Bu çalışma kapsamında incelenen ÇGKK yapının ÇGK kolonunun enkesit boyutları Şekil 3.33 ile verilmiştir.



Şekil 3.33 ÇGK kolon enkesiti

HE 400 B

$h = 400 \text{ mm}$	$b = 300 \text{ mm}$	$t_w = 13.50 \text{ mm}$
$t_f = 24 \text{ mm}$	$A_s = 19780.00 \text{ mm}^2$	$I_{s,x} = 57680 \text{ cm}^4$
$I_{s,y} = 10820 \text{ cm}^4$	$W_{el,x} = 2884 \text{ cm}^3$	$W_{el,y} = 721.30 \text{ cm}^3$
$W_{pl,x} = 3232 \text{ cm}^3$	$W_{pl,y} = 1104 \text{ cm}^3$	

Beton

$A_c = 614565.13 \text{ mm}^2$	$I_{c,x} = 3303667.44 \text{ cm}^4$	$I_{c,y} = 3350527.44 \text{ cm}^4$
--------------------------------	-------------------------------------	-------------------------------------

Donatı

$A_{sr} = 5654.87 \text{ mm}^2$	$I_{srs,x} = 51985.90 \text{ cm}^4$	$I_{srs,y} = 51985.90 \text{ cm}^4$
X eksenı üzerindeki donatıların toplam alanı	$A_{srs,x} = 1413.72 \text{ mm}^2$	
Y eksenı üzerindeki donatıların toplam alanı	$A_{srs,y} = 1413.72 \text{ mm}^2$	

3.7.2.1 Kesit Kontrolleri

Çelik gömme kompozit kolonlar için yönetmelikte verilen koşulların kontrolü aşağıda verilmiştir.

- Yapısal çelik elemanın enkesit alanı, toplam kompozit enkesit alanının %1'i veya daha fazla olmalıdır. [19]

$$A_g = 800 * 800 = 640000 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 19780 \text{ mm}^2 \geq 0.01 * A_g = 0.01 * 640000 = 6400 \text{ mm}^2$$

- Kompozit kesitte enine donatılar kullanılacaktır. Etriye kullanımı halinde, 10 mm çaplı etriyelerin aralıkları en fazla 300 mm , 12 mm veya daha büyük çaplı etriyelerin aralıkları ise en fazla 400 mm olacaktır. Etriye aralıkları en az kompozit kesitin en küçük kenar uzunluğunun yarısı kadar olacaktır. [19]

Etriye $\phi 10/10$

$$s = 100 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm}$$

$$s = 100 \text{ mm} \leq 800/2 = 400 \text{ mm}$$

- Toplam donatı alanının toplam kompozit alanına oranı en az 0.004 olacaktır. [19]

$$\frac{5654.87}{640000} = 0.0088 \geq 0.004$$

3.7.2.2 Basınç Dayanımı

ÇGK kolonların basınç kuvveti dayanımının hesabında BDK kolonlar için daha önce tanımlanan (3.14) ve (3.16) kullanılacaktır. Hesapta kullanılacak diğer bağıntılar aşağıda (3.24), (3.25) ve (3.26) ile verilmiştir. ÇGK kolon kesitinin ataleti BDK kolonda olduğu gibi her iki yönde eşit olmadığı için kuvvetli ve zayıf eksenler için ayrı ayrı hesaplamalar yapılacaktır.

$$P_{no} = F_y * A_s + F_{ysr} * A_{sr} + 0.85 * f_{ck} * A_c \quad (3.24)$$

$$(EI)_e = E_s * I_s + E_{sr} * I_{sr} + C_1 * E_c * I_c \quad (3.25)$$

$$C_1 = 0.25 + 3 * \left(\frac{A_s + A_{sr}}{A_g} \right) \leq 0.7 \quad (3.26)$$

Burada; F_y yapısal çelik malzemesinin karakteristik akma gerilmesini, A_s yapısal çelik elemanın enkesit alanını, f_{ck} betonun karakteristik basınç dayanımını, A_c betonun enkesit alanını, A_{sr} kesitte donatı kullanılmışsa toplam donatı alanını, F_{ysr} donatı çeliğinin karakteristik akma gerilmesini, E_{sr} donatı çeliği elastisite modülünü, E_c betonun elastisite modülünü, E_s yapısal çelik malzemesinin elastisite modülünü, I_s yapısal çelik enkesitin atalet momentini, I_{sr} donatı çeliği atalet momentini, I_c betonun atalet momentini, C_1 (3.26) ile hesaplanan bir katsayıyı ve A_g toplam kompozit enkesit alanını göstermektedir.

Yukarıdaki bağıntılar kullanılarak ÇGK kolonun basınç dayanımı kuvveti aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

- X Ekseninde (Kuvvetli Eksen)

$$\begin{aligned} C_1 &= 0.25 + 3 * \left(\frac{19780 + 5654.87}{640000} \right) = 0.37 \leq 0.7 \\ (EI)_e &= 2 * 10^5 * 576.8 * 10^6 + 2 * 10^5 * 519.86 * 10^6 + \\ &+ 0.37 * 32 * 10^3 * 33036.67 * 10^6 = 609.67 * 10^{12} \text{ Nmm}^2 \\ P_e &= \frac{\pi^2 * 609.67 * 10^{12}}{0.7 * 10000^2} = 122799.58 * 10^3 \text{ N} = 122799.58 \text{ kN} \\ P_{no} &= 275 * 19780 + 420 * 5654.87 + 0.85 * 30 * 614565.13 \\ P_{no} &= 23485.95 * 10^3 \text{ N} = 23485.95 \text{ kN} \\ \frac{P_{no}}{P_e} &= \frac{23485.95}{122799.58} = 0.19 \leq 2.25 \\ P_n &= 23485.95 * [0.658^{0.19}] = 21679.19 \text{ kN} \\ \phi * P_n &= 0.75 * 21679.19 = 16259.40 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Y Ekseninde (Zayıf Eksen)

$$\begin{aligned}
C_1 &= 0.25 + 3 * \left(\frac{19780+5654.87}{640000} \right) = 0.37 \leq 0.7 \\
(EI)_e &= 2 * 10^5 * 576.8 * 10^6 + 2 * 10^5 * 519.86 * 10^6 + \\
&+ 0.37 * 32 * 10^3 * 33505.27 * 10^6 = 521.48 * 10^{12} \text{ Nmm}^2 \\
P_e &= \frac{\pi^2 * 521.48 * 10^{12}}{0.7 * 10000^2} = 105037.63 * 10^3 \text{ N} = 105037.63 \text{ kN} \\
P_{no} &= 275 * 19780 + 420 * 5654.87 + 0.85 * 30 * 614565.13 \\
P_{no} &= 23485.95 * 10^3 \text{ N} = 23485.95 \text{ kN} \\
\frac{P_{no}}{P_e} &= \frac{23485.95}{105037.63} = 0.22 \leq 2.25 \\
P_n &= 23485.95 * [0.658^{0.22}] = 21387.71 \text{ kN} \\
\phi * P_n &= 0.75 * 21387.71 = 16040.78 \text{ kN}
\end{aligned}$$

3.7.2.3 Bileşik Eğilme Dayanımlarının Hesabı

- X Ekseninde (Kuvvetli Eksen)

– A Noktasının Koordinatları (3.27) ile aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$\begin{aligned}
P_A &= F_y * A_s + F_{ysr} * A_{sr} + 0.85 * f_{ck} * A_c \\
M_A &= 0
\end{aligned} \tag{3.27}$$

Burada; F_y yapısal çelik malzemesinin karakteristik akma gerilmesini, A_s yapısal çelik elemanın enkesit alanını, A_{sr} kesitte donatı kullanılmışsa toplam donatı alanını, F_{ysr} donatı çeliğinin karakteristik akma gerilmesini, f_{ck} betonun karakteristik basınç dayanımını, A_c betonun enkesit alanını göstermektedir.

$$\begin{aligned}
P_A &= 275 * 19780 + 420 * 5654.87 + 0.85 * 30 * 614565.13 \\
P_A &= 23485.95 * 10^3 \text{ N} = 23485.95 \text{ kN}
\end{aligned}$$

– C Noktasının Koordinatları (3.28) ile aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$\begin{aligned}
P_C &= 0.85 * f_{ck} * A_c \\
M_C &= M_B
\end{aligned} \tag{3.28}$$

Burada; f_{ck} betonun karakteristik basınç dayanımını, A_c betonun enkesit alanını göstermektedir.

$$P_C = 0.85 * 30 * 614565.13 = 15671.41 * 10^3 \text{ N} = 15671.41 \text{ kN}$$

- D Noktasının Koordinatları (3.29) ile aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$\begin{aligned}
 P_D &= \frac{0.85 * f_{ck} * A_c}{2} \\
 M_D &= W_{px} * F_y + W_r * F_{ysr} + \frac{W_c}{2} * (0.85 * f_{ck} \\
 W_r &= (A_{sr} - A_{srs,x}) * \left(\frac{h_2}{2} - c\right) \\
 W_c &= \frac{h_1 * h_2^2}{4} - W_{px} - W_r
 \end{aligned} \tag{3.29}$$

Burada; f_{ck} betonun karakteristik basınç dayanımını, A_c betonun enkesit alanını, F_y yapısal çelik malzemesinin karakteristik akma gerilmesini, W_{px} yapısal çelik enkesitin kuvvetli eksen etrafındaki plastik mukavemet momentini, F_{ysr} donatı çeliğinin karakteristik akma gerilmesini, A_{sr} kesitte donatı kullanılmışsa toplam donatı alanını, $A_{srs,x}$ x eksenindeki donatıların toplam alanını, h_2 kesit yüksekliğini, c donatı paspayını ($c = 50 \text{ mm}$), h_1 kesit genişliğini göstermektedir.

$$\begin{aligned}
 P_D &= \frac{0.85 * 30 * 614565.13}{2} = 7835.71 * 10^3 \text{ N} = 7835.71 \text{ kN} \\
 W_r &= (5654.87 - 1413.72) * (800/2 - 50) = 1484402.53 \text{ mm}^3 \\
 W_c &= \frac{800 * 800^2}{4} - 3232000 - 1484402.53 = 123283.60 * 10^3 \text{ mm}^3 \\
 M_D &= 3232000 * 275 + 1484402.53 * 420 + \frac{123283.60 * 10^3}{2} * (0.85 * 30) \\
 M_D &= 3084.11 * 10^6 \text{ Nmm} = 3084.11 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- B Noktasının Koordinatları (3.30) ile aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$\begin{aligned}
 M_B &= (W_{px} - W_{sn}) * F_y + W_r * F_{ysr} + \\
 &+ \frac{1}{2} * (W_c - W_{cn}) * (0.85 * f_{ck}) \\
 W_r &= (A_{sr} - A_{srs,x}) * \left(\frac{h_2}{2} - c\right) \\
 W_c &= \frac{h_1 * h_2^2}{4} - W_{px} - W_r \\
 W_{cn} &= h_1 * h_n^2 - W_{sn} \\
 (h_n \leq \frac{d}{2} - t_f) \text{ için} \\
 h_n &= \frac{0.85 * f_{ck} * (A_c + A_{srs,x}) - 2 * F_{ysr} * A_{srs,x}}{2 * [0.85 * f_{ck} * (h_1 - t_w) + 2 * F_y * t_w]} \\
 W_{sn} &= t_w * h_n^2 \\
 (\frac{d}{2} - t_f < h_n \leq \frac{d}{2}) \text{ için} \\
 h_n &= \frac{0.85 * f_{ck} * (A_c + A_s - d * b_f + A_{srs,x}) - 2 * F_y * (A_s - d * b_f) - 2 * F_{ysr} * A_{srs,x}}{2 * [0.85 * f_{ck} * (h_1 - b_f) + 2 * F_y * b_f]} \\
 W_{sn} &= W_{px} - b_f * \left(\frac{d}{2} - h_n\right) * \left(\frac{d}{2} + h_n\right) \\
 (h_n > \frac{d}{2}) \text{ için} \\
 h_n &= \frac{0.85 * f_{ck} * (A_c + A_s + A_{srs,x}) - 2 * F_y * A_s - 2 * F_{ysr} * A_{srs,x}}{2 * [0.85 * f_{ck} * h_1]} \\
 W_{sn} &= W_{px}
 \end{aligned} \tag{3.30}$$

Burada; F_y yapısal çelik malzemesinin karakteristik akma gerilmesini, W_{px} yapısal çelik enkesitin kuvvetli eksen etrafındaki plastik mukavemet momentini, F_{ysr} donatı çeliğinin karakteristik akma gerilmesini, f_{ck} betonun karakteristik basınç dayanımını, A_{sr} kesitte donatı kullanılmışsa toplam donatı alanını, $A_{srs,x}$ x eksenindeki donatıların toplam alanını, h_2 kesit yüksekliğini, c donatı paspayını ($c = 50 \text{ mm}$), h_1 kesit genişliğini, d yapısal çelik enkesitin yüksekliğini ($d = 400 \text{ mm}$), t_f yapısal çelik enkesitin başlık kalınlığını ($t_f = 24 \text{ mm}$), t_w yapısal çelik enkesitin gövde kalınlığını ($t_w = 13.50 \text{ mm}$), b_f yapısal çelik enkesitin başlık genişliğini ($b_f = 300 \text{ mm}$) göstermektedir. Buradaki hesaplamalarda h_n Şekil 3.34'de görülen enkesitte oluşan plastik tarafsız eksenin kesit tarafsız eksenine olan uzaklığını göstermektedir. Bu değerin hesabında tarafsız eksenin yeri hakkında kabul yapılarak hesaplamalar yapılacak daha sonra kabulün doğruluğu kontrol edilecektir. Bu çalışma kapsamındaki hesapta plastik tarafsız eksenin yapısal çelik elemanın başlığında olduğu kabul edilerek aşağıda gösterildiği gibi hesaplar yapılmış ve yapılan kabulün doğruluğu kontrol edilmiştir.

$$A_c + A_s - d * b_f + A_{srs,x} = 614565.13 + 19780 - 400 * 300 + 1413.72 = 515758.85 \text{ mm}^2$$

$$h_n = \frac{0.85*30*(515758.85) - 2*275*(19780 - 400*300) - 2*420*1413.72}{2*[0.85*30*(800 - 300) + 2*275*300]}$$

$$h_n = 188.71 \text{ mm}$$

$$\frac{400}{2} - 24 = 176 \text{ mm} < h_n = 188.71 \text{ mm} \leq \frac{400}{2} = 200 \text{ mm}$$

Plastik tarafsız eksen yapısal çelik elemanın başlığında oluşmaktadır.

$$W_{sn} = 3232000 - 300 * \left(\frac{400}{2} - 188.71\right) * \left(\frac{400}{2} + 188.71\right)$$

$$W_{sn} = 1915096.42 \text{ mm}^3$$

$$W_{cn} = 800 * 188.71^2 - 1915096.42 = 26573.16 * 10^3 \text{ mm}^3$$

$$W_r = 1484402.53 \text{ mm}^3$$

$$W_c = 123283.60 * 10^3 \text{ mm}^3$$

$$M_B = (3232000 - 1915096.42) * 275 + 1484402.53 * 420 + \frac{1}{2} * (123283.60 * 10^3 - 26573.16 * 10^3) * (0.85 * 30)$$

$$M_B = 2218.66 * 10^6 \text{ Nmm} = 2218.66 \text{ kNm}$$

- Y Ekseninde (Zayıf Eksen)

- A Noktasında eğilme momenti dayanımı $M_A = 0$, basınç kuvveti dayanımı ise kuvvetli ekseninde hesaplanmıştır.

- C Noktasında eğilme momenti dayanımı $M_C = M_B$, basınç kuvveti dayanımı ise kuvvetli ekseninde hesaplanmıştır.
- D Noktasının Koordinatları (3.31) ile aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$\begin{aligned}
P_D &= \frac{0.85 * f_{ck} * A_c}{2} \\
M_D &= W_{py} * F_y + W_r * F_{ysr} + \frac{W_c}{2} * (0.85 * f_{ck} \\
W_r &= (A_{sr} - A_{sr,s,y}) * \left(\frac{h_2}{2} - c\right) \\
W_c &= \frac{h_1 * h_2^2}{4} - W_{py} - W_r
\end{aligned} \tag{3.31}$$

Burada; f_{ck} betonun karakteristik basınç dayanımını, A_c betonun enkesit alanını, F_y yapısal çelik malzemesinin karakteristik akma gerilmesini, W_{py} yapısal çelik enkesitin zayıf eksen etrafındaki plastik mukavemet momentini, F_{ysr} donatı çeliğinin karakteristik akma gerilmesini, A_{sr} kesitte donatı kullanılmışsa toplam donatı alanını, $A_{sr,s,y}$ y eksenindeki donatıların toplam alanını, h_2 kesit yüksekliğini, c donatı paspayını ($c = 50 \text{ mm}$), h_1 kesit genişliğini göstermektedir.

$$\begin{aligned}
P_D &= \frac{0.85 * 30 * 614565.13}{2} = 7835.71 * 10^3 \text{ N} = 7835.71 \text{ kN} \\
W_r &= (5654.87 - 1413.72) * (800/2 - 50) = 1484402.53 \text{ mm}^3 \\
W_c &= \frac{800 * 800^2}{4} - 1104000 - 1484402.53 = 125411.60 * 10^3 \text{ mm}^3 \\
M_D &= 1104000 * 275 + 1484402.53 * 420 + \frac{125411.60 * 10^3}{2} * (0.85 * 30) \\
M_D &= 2526.05 * 10^6 \text{ Nmm} = 2526.05 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

- B Noktasının Koordinatları (3.32) ile aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$\begin{aligned}
M_B &= (W_{py} - W_{sn}) * F_y + W_r * F_{ysr} + \\
&+ \frac{1}{2} * (W_c - W_{cn}) * (0.85 * f_{ck}) \\
W_r &= (A_{sr} - A_{sr,s,y}) * \left(\frac{h_2}{2} - c\right) \\
W_c &= \frac{h_1 * h_2^2}{4} - W_{py} - W_r \\
W_{cn} &= h_1 * h_n^2 - W_{sn} \\
&\left(\frac{t_w}{2} < h_n \leq \frac{b_f}{2}\right) \text{ için} \\
h_n &= \frac{0.85 * f_{ck} * (A_c + A_s - 2 * t_f * b_f + A_{sr,s,y}) - 2 * F_y * (A_s - 2 * b_f * t_f) - 2 * F_{ysr} * A_{sr,s,y}}{2 * [0.85 * f_{ck} * (h_1 - 2 * t_f) + 4 * F_y * t_f]} \\
W_{sn} &= W_{py} - 2 * t_f * \left(\frac{b_f}{2} + h_n\right) * \left(\frac{b_f}{2} - h_n\right) \\
&\left(h_n > \frac{b_f}{2}\right) \text{ için} \\
h_n &= \frac{0.85 * f_{ck} * (A_c + A_s + A_{sr,s,y}) - 2 * F_y * A_s - 2 * F_{ysr} * A_{sr,s,y}}{2 * [0.85 * f_{ck} * h_1]} \\
W_{sn} &= W_{py}
\end{aligned} \tag{3.32}$$

Burada; F_y yapısal çelik malzemesinin karakteristik akma gerilmesini, W_{py} yapısal çelik enkesitin zayıf eksen etrafındaki plastik mukavemet

momentini, F_{ysr} donatı çeliğinin karakteristik akma gerilmesini, f_{ck} betonun karakteristik basınç dayanımını, A_{sr} kesitte donatı kullanılmışsa toplam donatı alanını, $A_{srs,y}$ y eksenindeki donatıların toplam alanını, h_2 kesit yüksekliğini, c donatı paspayını ($c = 50 \text{ mm}$), h_1 kesit genişliğini, d yapısal çelik enkesitin yüksekliğini ($d = 400 \text{ mm}$), t_f yapısal çelik enkesitin başlık kalınlığını ($t_f = 24 \text{ mm}$), t_w yapısal çelik enkesitin gövde kalınlığını ($t_w = 13.50 \text{ mm}$), b_f yapısal çelik enkesitin başlık genişliğini ($b_f = 300 \text{ mm}$) göstermektedir.

Buradaki hesaplamalarda h_n Şekil 3.34'de görülen enkesitte oluşan plastik tarafsız eksenin kesit tarafsız eksenine olan uzaklığını göstermektedir. Bu değerin hesabında tarafsız eksenin yeri hakkında kabul yapılarak hesaplamalar yapılacak daha sonra kabulün doğruluğu kontrol edilecektir. Bu çalışma kapsamındaki hesapta plastik tarafsız eksenin yapısal çelik elemanın başlığında olduğu kabul edilerek aşağıda gösterildiği gibi hesaplar yapılmış ve yapılan kabulün doğruluğu kontrol edilmiştir.

$$A_c + A_s - 2 * t_f * b_f + A_{srs,y} = 614565.13 + 19780 - 2 * 24 * 300 + 1413.72 = 621358.85 \text{ mm}^2$$

$$h_n = \frac{0.85*30*(621358.85) - 2*275*(19780 - 2*24*300) - 2*420*1413.72}{2*[0.85*30*(800 - 2*24) + 4*275*24]}$$

$$h_n = 128.34 \text{ mm}$$

$$\frac{13.50}{2} = 6.75 \text{ mm} < h_n = 128.34 \text{ mm} \leq \frac{300}{2} = 150 \text{ mm}$$

Plastik tarafsız eksen yapısal çelik elemanın başlığında oluşmaktadır.

$$W_{sn} = 1104000 - 2 * 24 * \left(\frac{300}{2} + 128.34\right) * \left(\frac{300}{2} - 128.34\right)$$

$$W_{sn} = 814572.35 \text{ mm}^3$$

$$W_r = 1484402.53 \text{ mm}^3$$

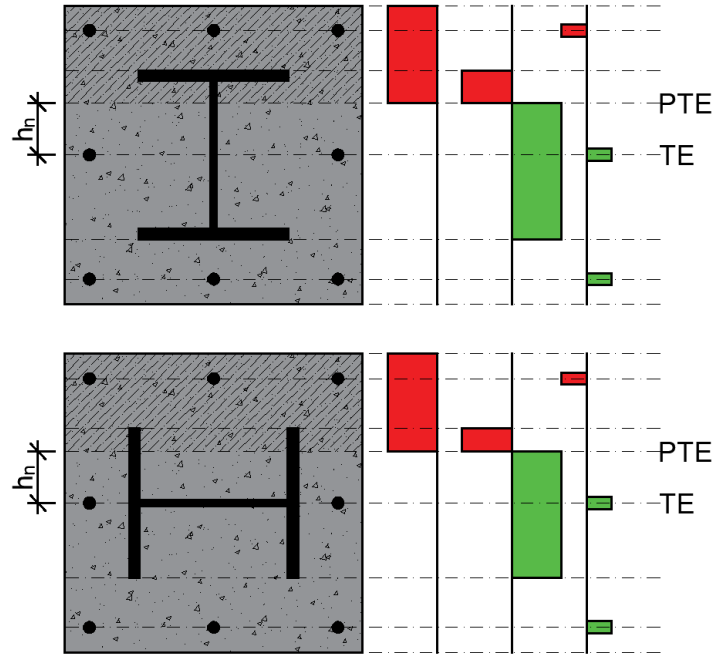
$$W_c = 125411.60 * 10^3 \text{ mm}^3$$

$$W_{cn} = 800 * 128.34^2 - 814572.35 = 12361.63 * 10^3 \text{ mm}^3$$

$$M_B = (1104000 - 814572.35) * 275 + 1484402.53 * 420 + \frac{1}{2} * (125411.60 * 10^3 - 12361.63 * 10^3) * (0.85 * 30)$$

$$M_B = 2144.43 * 10^6 \text{ Nmm} = 2144.43 \text{ kNm}$$

ÇGK kolonun basınç ve moment dayanımları aşağıda (3.13) ile hesaplanan narinlik katsayısı ve dayanım katsayıları dikkate alınarak hesaplanarak güçlü eksen için Tablo 3.7 ve zayıf eksen için Tablo 3.8 ile verilmiştir. Hesaplanan değerler ile oluşturulan karşılıklı etki diyagramı da ayrıca Şekil 3.35 ve Şekil 3.36 ile verilmiştir.



Şekil 3.34 ÇGK kolon enkesitinde güçlü ve zayıf eksen etrafında plastik gerilme yayılımı

$$\lambda_x = \frac{21679.19}{23485.95} = 0.92$$

$$\lambda_y = \frac{21387.71}{23485.95} = 0.91$$

Tablo 3.7 Güçlü ekseninde narinlik etkisi ve dayanım katsayıları dikkate alınarak hesaplanan kesit dayanımları

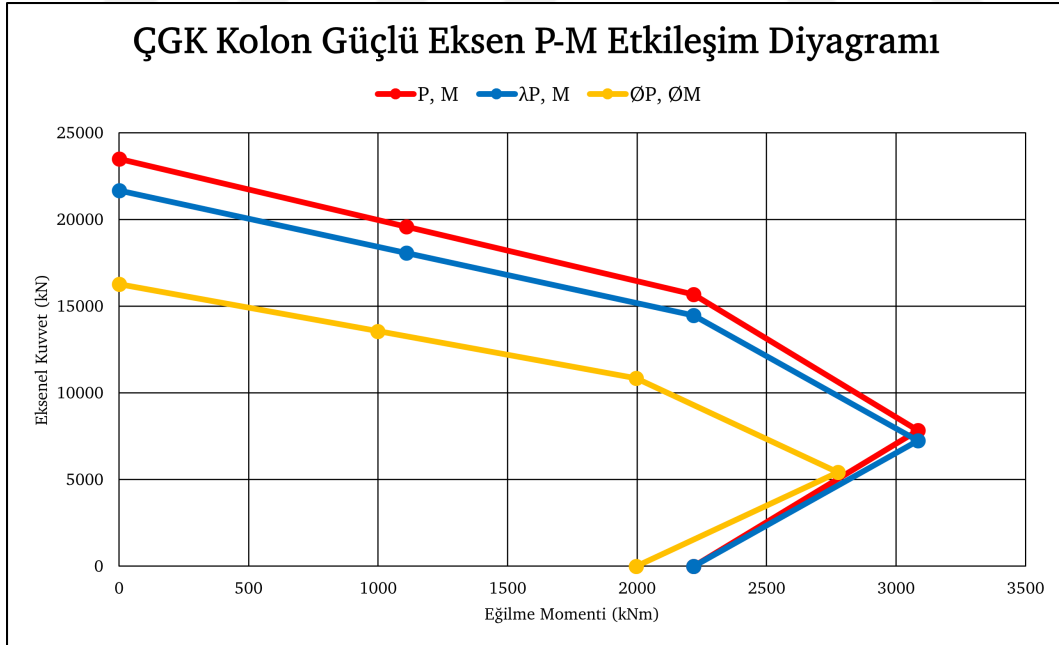
Nokta	$(kN),$ (kNm)	$P,$ M	$\lambda * P,$ M	ϕ_c ϕ_b	$\phi * P,$ $\phi * M$
A	P_x	23485.95	21679.19	0.75	16259.40
	M_x	0.00	0.00	0.90	0.00
C	P_x	15671.41	14465.82	0.75	10849.36
	M_x	2218.66	2218.66	0.90	1996.79
D	P_x	7835.71	7232.91	0.75	5424.68
	M_x	3084.11	3084.11	0.90	2775.70
B	P_x	0.00	0.00	0.75	0.00
	M_x	2218.66	2218.66	0.90	1996.79

3.7.2.4 Kesme Dayanımı

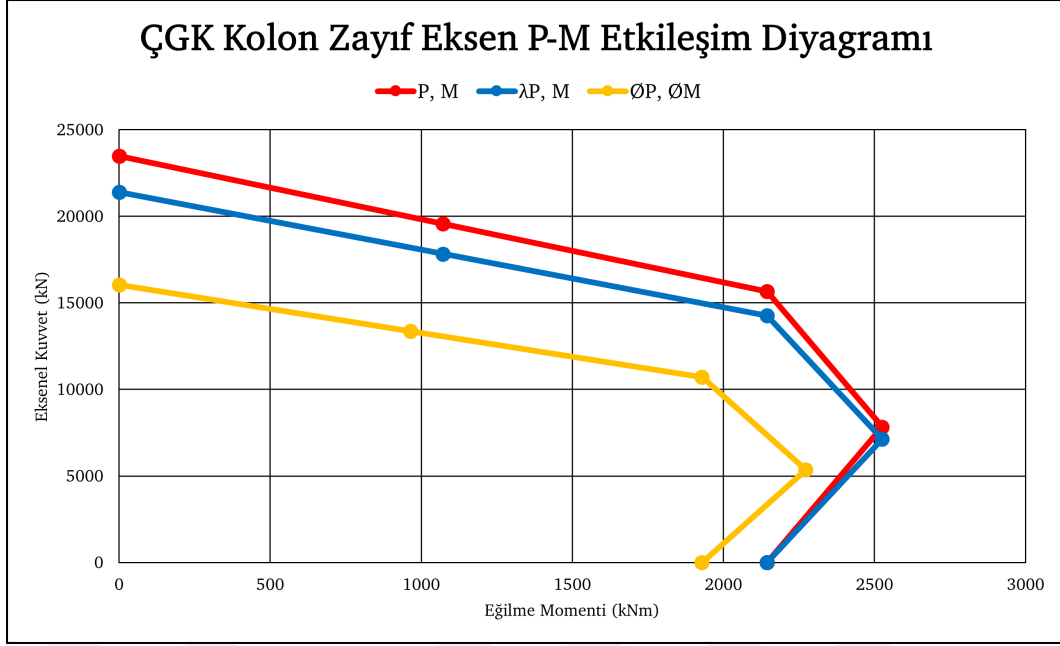
ÇGK kolonun kesme kuvveti dayanımı X ekseninde (3.33) ile ve Y ekseninde (3.34) ile aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

Tablo 3.8 Zayıf ekseninde narinlik etkisi ve dayanım katsayıları dikkate alınarak hesaplanan kesit dayanımları

Nokta	$(kN),$ (kNm)	$P,$ M	$\lambda * P,$ M	ϕ_c ϕ_b	$\phi * P,$ $\phi * M$
A	P_y	23485.95	21387.71	0.75	16040.78
	M_y	0.00	0.00	0.90	0.00
C	P_y	15671.41	14271.32	0.75	10703.49
	M_y	2144.43	2144.43	0.90	1929.99
D	P_y	7835.71	7135.66	0.75	5351.75
	M_y	2526.05	2526.05	0.90	2273.44
B	P_y	0.00	0.00	0.75	0.00
	M_y	2144.43	2144.43	0.90	1929.99



Şekil 3.35 ÇGK kolon güçlü eksen P-M etkileşim diyagramı



Şekil 3.36 ÇGK kolon zayıf eksen P-M etkileşim diyagramı

- Y Ekseninde

$$V_n = 0.6 * F_y * A_w * C_{v1} \quad (3.33)$$

Burada; F_y yapısal çelik malzemesinin karakteristik akma gerilmesini, A_w yapısal çelik enkesitin gövde alanını göstermektedir. I-enkesitli hadde profillerinin gövdelerinde $h/t_w \leq 2.24 * \sqrt{E/F_y}$ olması durumunda $C_{v1} = 1.0$ ve YDKT dayanım azaltma katsayısı $\phi_v = 1.0$ olarak dikkate alınacaktır. Burada; h yapısal I-enkesitin gövde yüksekliğini, t_w gövde kalınlığını, E yapısal çelik malzemesinin elastisite modülünü göstermektedir.

$$h/t_w = 298/13.50 = 14.67 \leq 2.25 * \sqrt{200000/275} = 60.68$$

$$V_n = 0.6 * 275 * (400 * 13.50) * 1.0 = 891.00 * 10^3 \text{ N} = 891.00 \text{ kN}$$

$$\phi_v * V_n = 1.0 * 891.00 = 891.00 \text{ kN}$$

- X Ekseninde

$$\begin{aligned}
V_n &= 0.6 * F_y * (2 * b_f * t_f) * C_{v2} \\
\frac{b_f}{2 * t_f} &\leq 1.10 * \sqrt{k_v * \frac{E}{F_y}} \\
C_{v2} &= 1.0 \\
1.10 * \sqrt{k_v * \frac{E}{F_y}} &< \frac{b_f}{t_f} \leq 1.37 * \sqrt{k_v * \frac{E}{F_y}} \\
C_{v2} &= \frac{1.10 * \sqrt{k_v * \frac{E}{F_y}}}{b_f / t_f} \\
\frac{b_f}{t_f} &> 1.37 * \sqrt{k_v * \frac{E}{F_y}} \\
C_{v2} &= \frac{1.51 * k_v * E}{(b_f / t_f)^2 * F_y}
\end{aligned} \tag{3.34}$$

Burada; F_y yapısal çelik malzemesinin karakteristik akma gerilmesini, b_f yapısal çelik enkesitin başlık genişliğini, t_f yapısal çelik enkesitin başlık kalınlığını, k_v başlık levhası burkulma katsayısını ($k_v = 1.2$ olarak dikkate alınacaktır. [19]), E yapısal çelik malzemesinin elastisite modülünü, göstermektedir.

$$\begin{aligned}
\frac{300}{2 * 24} &= 6.25 \leq 1.10 * \sqrt{1.2 * \frac{200000}{275}} = 32.50 \rightarrow C_{v2} = 1.0 \\
V_n &= 0.6 * 275 * (2 * 300 * 24) * 1.0 = 2376.00 * 10^3 \text{ N} = 2376.00 \text{ kN} \\
\phi_v * V_n &= 0.9 * 2376.00 = 2138.40 \text{ kN}
\end{aligned}$$

3.7.2.5 Kesit Kapasite Kontrolü

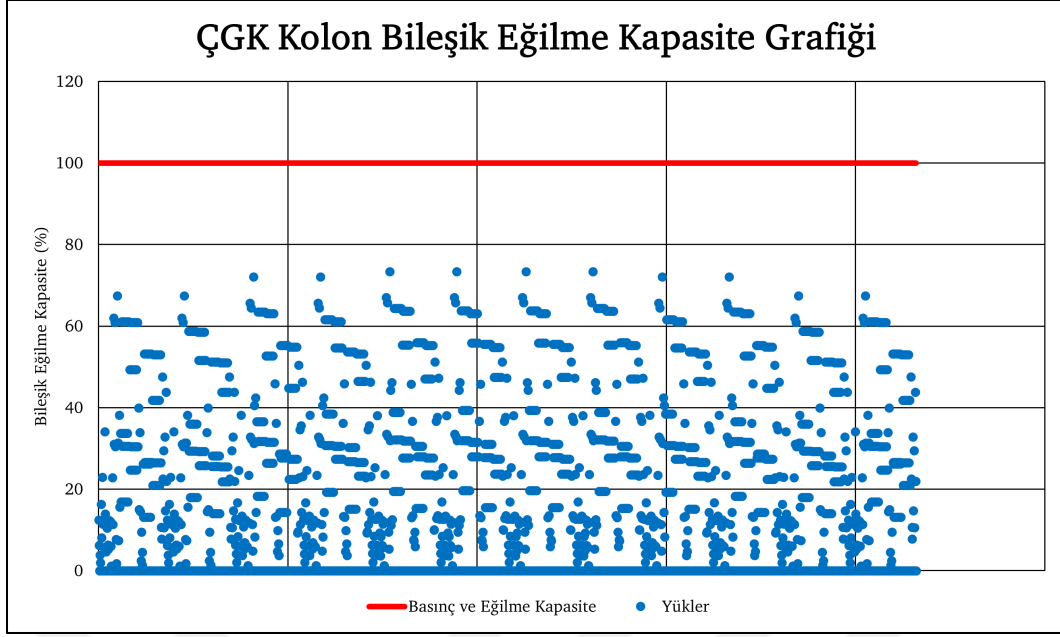
Bütün yükleme durumları için ÇGK kolonda oluşan iç kuvvetler, kesit kapasitesine göre aşağıdaki gibi kıyaslanmıştır.

- Bileşik Eğilme Kontrolü

Her bir yükleme durumu için, elemanın kritik noktalarında oluşan iç kuvvetler dikkate alınarak (3.12) bağıntısıyla kesitin bileşik eğilme etkisindeki kapasite kullanım oranı hesaplanmıştır. Elde edilen veriler 3.37 ile verilen grafikte görselleştirilmiştir. Grafikten de anlaşılabacağı üzere, tüm yükleme durumları sonucunda elemanın kapasitesinin aşılmadığı ve yüklerin güvenle taşındığı görülmektedir.

- Kesme Kuvveti Kontrolü

Tüm yükleme durumları için elemanda oluşan kesme kuvveti değerleri Şekil 3.38 ile verilen grafikte gösterilmiş ve bu değerlerin en büyüğünün kesit kapasitesini aşımadığı aşağıdaki hesaplardan doğrulanmıştır.



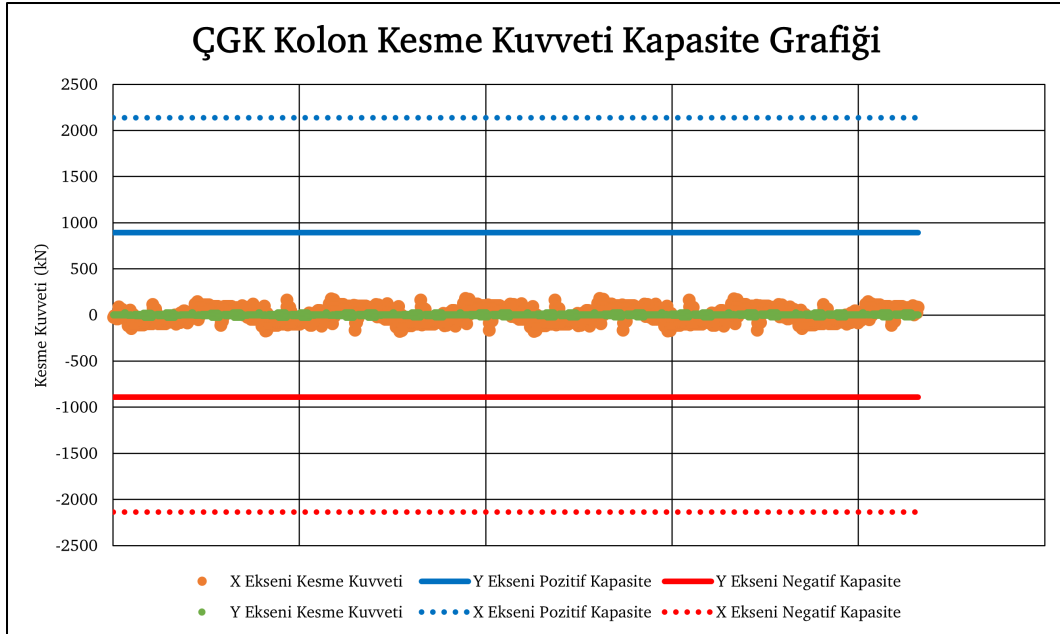
Şekil 3.37 ÇGK kolon bileşik eğilme kapasite grafiği

X Ekseninde;

$$V_{maks} = 24.50 \text{ kN} < \phi_v * V_n = 2138.40 \text{ kN}$$

Y Ekseninde;

$$V_{maks} = 178.09 \text{ kN} < \phi_v * V_n = 891.00 \text{ kN}$$



Şekil 3.38 ÇGK kolon kesme kuvveti kapasite grafiği

3.7.3 Kompozit Kesitte Yük Aktarımı

Kompozit taşıyıcı sistem elemanlarına sahip yapılarda dış yükler, yüklerin sadece çelik bileşene, sadece beton bileşene veya her iki bileşene uygulanmasıyla kompozit elemana aktarılır. Beton dolgulu ve çelik gömme kompozit elemanlarda doğrudan mesnetlenme (çelik elemana bağlanan levhalara mesnetlenen beton yüzeyi ile), aderans ve çelik ankraj yöntemleri kullanılarak yük aktarımı sağlanmaktadır. Aynı anda birden fazla yük aktarım yöntemi kullanıldığı durumlarda en büyük karakteristik dayanıma sahip olan yöntem hesaplarda esas alınır. Çelik gömme kompozit elemanlarda aderans ile yük iletilmesine izin verilmez. [19]

Bu çalışma kapsamında incelenen yapıların kompozit kolonlarında dış yüklerin çelik ve beton bileşene aynı anda uygulanarak kompozit elemana aktarıldığı varsayılarak hesaplamalar yapılacaktır. Bu durumda beton bileşene iletilmesi gereken kuvvet aşağıda verilen (3.35) ile hesaplanacaktır. Ayrıca kompozit kesitin bileşenleri arasındaki yük aktarımı çelik ankrajlar ile sağlanacaktır. Kompozit kesitteki yük aktarımının güvenli bir şekilde sağlanması için gereken çelik ankraj sayısı aşağıda verilen (3.36) ile hesaplanacaktır. Kesitte yük aktarımı için kullanılacak ankrajın boyutları Şekil 3.39 ile verilmiştir.

$$\begin{aligned} V'_r &= \left| P_{rs} - P_r * \frac{F_y * A_s}{P_{no}} \right| \\ P_{rs} &= \left(\frac{E_s * A_s}{E_s * A_s + E_c * A_c} \right) * P_r \end{aligned} \quad (3.35)$$

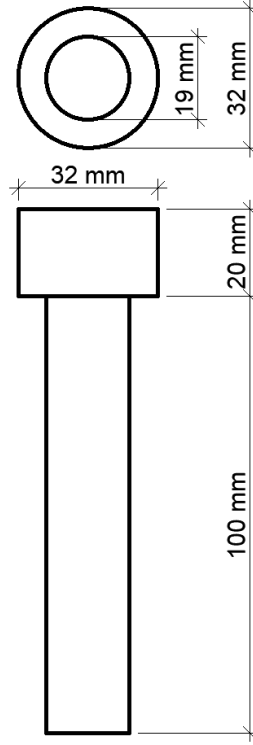
Burada; V'_r çelik bileşenden beton bileşene iletilmesi gereken kuvveti, P_r yapısal analiz sonucunda kompozit elemanda oluşan en büyük normal kuvveti, F_y yapısal çeliğin karakteristik akma gerilmesini, A_s yapısal çelik elemanın enkesit alanını, P_{no} ise kompozit elemanın basınç kuvveti dayanımını, A_s yapısal çelik elemanın enkesit alanını, A_c betonun enkesit alanını, E_c (P_r değer çekme kuvveti olması durumunda $E_c * A_c = 0$ olarak alınacaktır.) betonun elastisite modülünü, E_s yapısal çelik malzemesinin elastisite modülünü göstermektedir. P_r değer çekme kuvveti olması durumunda $E_c * A_c = 0$ olarak alınacaktır.

$$n_{ankraj} = \frac{V'_r}{\phi_v * Q_{nv}} \quad (3.36)$$

Burada; n_{ankraj} yük aktarımı için gerekli ankraj sayısını, V'_r (3.35) ile hesaplanan çelik bileşenden beton bileşene iletilmesi gereken kuvveti, Q_{nv} (3.37) ile hesaplanan başlıklı çelik ankrajın karakteristik kesme kuvveti dayanımını göstermektedir.

$$Q_{nv} = F_u * A_{sa} \quad (3.37)$$

Burada; Q_{nv} başlıklı çelik ankrajın karakteristik kesme kuvveti dayanımını, F_u başlıklı çelik ankraj malzemesinin karakteristik çekme dayanımını, A_{sa} ise başlıklı çelik ankrajın enkesit alanını göstermektedir.



Şekil 3.39 Ankraj boyutları

Başlıklı çelik ankraj boyutları için ÇYTHYE’de verilen koşulların kontrolü aşağıda verilmiştir.

- Başlıklı çelik ankrajın çapı, 19 mm veya daha küçük olacak ve profilin başlığına gövde hizasında kaynaklanmadığı sürece, kaynaklandığı esas metalin kalınlığının 2.5 katını da aşmayacaktır. [19]

BDK kolon çelik tüp kesit kalınlığı $t = 14 \text{ mm}$

ÇGK kolon çelik kesit (HE400 B) başlık ve gövde kalınlığı $t_w = 13.50 \text{ mm}$ $t_f = 24 \text{ mm}$
 $d_{sa} = 19 \text{ mm} \leq \min(19; 2.5 * \min(14; 13.50; 24)) = 19 \text{ mm}$

- Sadece kayma etkisindeki başlıklı çelik ankrajların toplam yüksekliği, çapının 5 katından az olmayacaktır. [19]

$$\frac{h_{sa}}{d_{sa}} = \frac{120}{19} = 6.32 \geq 5$$

Başlıklı çelik ankrajın karakteristik kesme kuvveti dayanımı (3.37) kullanılarak aşağıdaki gibi hesaplanmıştır. Başlıklı çelik ankraj malzemesinin karakteristik çekme dayanımı $F_u = 450 \text{ mPa}$ olarak dikkate alınacaktır.

$$A_{sa} = \frac{\pi \cdot 19^2}{4} = 283.53 \text{ mm}^2$$

$$Q_{nv} = F_u \cdot A_{sa} = 450 \cdot 283.53 \cdot 10^{-3} = 127.59 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot Q_{nv} = 0.65 \cdot 127.59 = 82.93 \text{ kN}$$

3.7.3.1 BDK Kolonda Ankraj Hesabı

Yapısal analiz sonucunda BDK kolonda oluşan en büyük normal kuvvet Şekil 3.40'de görülmektedir. BDK kolonda çelik elemandan beton elemana aktarılması gereken boyuna kesme kuvveti (3.35) ile ve yükün aktarılması için gerekli ankraj sayısı (3.36) ile aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

Frame Text	Station m	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	P KN
135	0	1,2G+1,6Q+...	Combination		-971.759
136	0	1,2G+1,6Q+...	Combination		-971.759
182	0	1,2G+1,6Q+...	Combination		-971.759
183	0	1,2G+1,6Q+...	Combination		-971.759
135	0	1,2G+1,0Q+...	Combination		-957.506
136	0	1,2G+1,0Q+...	Combination		-957.506
182	0	1,2G+1,0Q+...	Combination		-957.506

Şekil 3.40 Analiz sonucunda BDK kolonda oluşan en büyük normal kuvvet

$$P_{rs} = \left(\frac{2 \cdot 10^5 \cdot 34570.09}{2 \cdot 10^5 \cdot 34570.09 + 32 \cdot 10 + 3 \cdot 468084.74} \right) \cdot 971.76 = 306.89 \text{ kN}$$

$$V'_r = \left| 306.89 - 971.76 \cdot \frac{275 \cdot 34570.09}{22847.19 \cdot 10^3} \right| = 97.46 \text{ kN}$$

$$n_{ankraj} = \frac{97.46}{82.93} = 1.18 \text{ en az 2 adet ankraj kullanılmalıdır.}$$

3.7.3.2 ÇGK Kolonda Ankraj Hesabı

Yapısal analiz sonucunda ÇGK kolonda oluşan en büyük normal kuvvet Şekil 3.41'de görülmektedir. BDK kolonda çelik elemandan beton elemana aktarılması gereken boyuna kesme kuvveti (3.35) ile ve yükün aktarılması için gerekli ankraj sayısı (3.36) ile aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

Frame Text	Station m	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	P KN
135	0	1,2G+1,6Q+0,5S	Combination		-1004.944
136	0	1,2G+1,6Q+0,5S	Combination		-1004.944
182	0	1,2G+1,6Q+0,5S	Combination		-1004.944
183	0	1,2G+1,6Q+0,5S	Combination		-1004.944
135	0	1,2G+1,0Q+1,6S	Combination		-990.677
136	0	1,2G+1,0Q+1,6S	Combination		-990.677
182	0	1,2G+1,0Q+1,6S	Combination		-990.677

Şekil 3.41 Analiz sonucunda ÇGK kolonda oluşan en büyük normal kuvvet

$$P_{rs} = \left(\frac{2 \cdot 10^5 \cdot 19780}{2 \cdot 10^5 \cdot 19780 + 32 \cdot 10 + 3 \cdot 614565.13} \right) \cdot 1004.94 = 168.30 \text{ kN}$$

$$V'_r = \left| 168.30 - 1004.94 \cdot \frac{275 \cdot 19780}{23485.95 \cdot 10^3} \right| = 64.45 \text{ kN}$$

$$n_{ankraj} = \frac{64.45}{82.93} = 0.78 \text{ en az 1 adet ankraj kullanılmalıdır.}$$

BDK ve ÇGK kolonlarda yük aktarımı ve kompozit davranışın sağlanması için hesaplanan ankrajların yerleşimi Şekil 3.42 ile verilmiştir. Ankrajların yerleşimi ile ilgili ÇYTHYE'de verilen koşulların kontrolü aşağıda verilmiştir.

- Çelik ankrajlar için uygulanacak minimum beton örtü kalınlığı, korozyonun etkin olmadığı durumlarda (donatı paspayı+10 mm) olacaktır. [19]

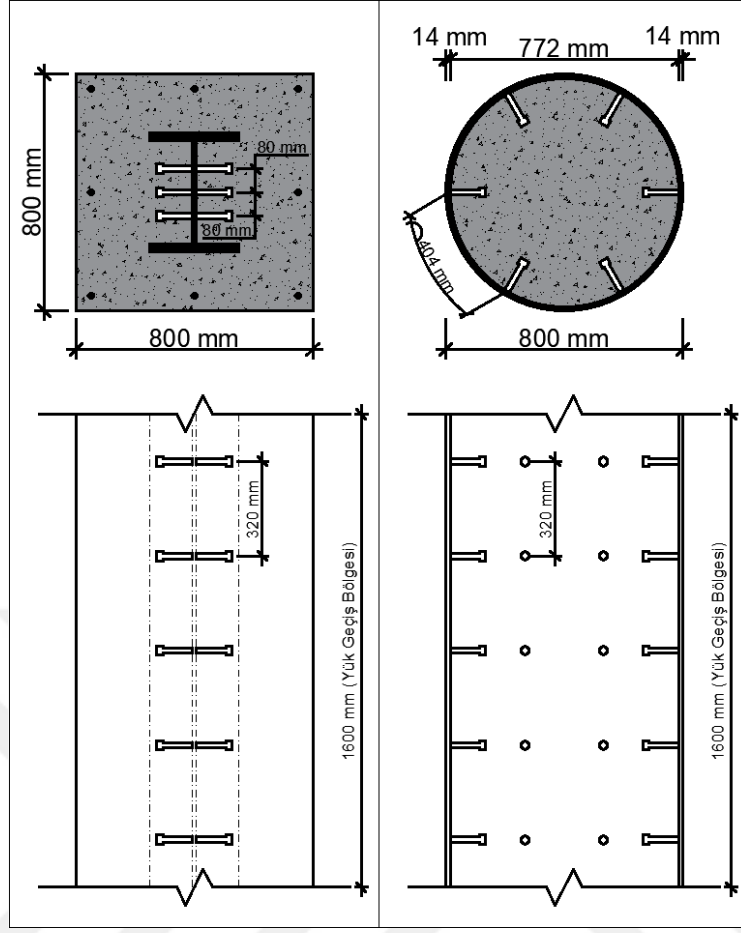
$$\frac{800}{2} - \left(\frac{13.50}{2} + 120 \right) = 273.25 \text{ mm} > 50 + 10 = 60 \text{ mm}$$

- Başlıklı çelik ankrajların herhangi bir doğrultuda merkezleri arasındaki minimum uzaklığı, ankrajların gövde çapının 4 katı olacaktır. [19]

$$s = 80 \text{ mm} \geq 19 \cdot 4 = 76 \text{ mm}$$

- Başlıklı çelik ankrajların merkezleri arasındaki maksimum uzaklığı, ankrajların gövde çapının 32 katını aşamaz. [19]

$$s = 404 \text{ mm} \leq 19 \cdot 32 = 608 \text{ mm}$$



Şekil 3.42 Kompozit kolonlarda yük aktarımı için hesaplanan ankrajların yerleşimi

3.8 Betonarme Kolonların Boyutlandırılması

Bu çalışma kapsamında incelenen yapılar beton dolgulu ve çelik gömme kompozit kolonlar ile tasarlanmıştır. Bu bölümde yapılar ayrıca kompozit kolonlarla aynı boyutlara sahip betonarme kolonlar kullanılarak Sap2000 programında analiz edilmiş ve TS500 standartlarına uygun olarak tasarımı yapılmıştır. Betonarme kolonlar ile çözümü yapılan yapıların yalnızca kolonlarının tasarımı bu çalışma kapsamında verilmiştir. Çatı düzlemindeki çelik elemanların tasarımına ve TBDY 2018 ile tanımlanan kontrollere yer verilmemiştir.

Deprem hesabında kullanılacak taşıyıcı sistem davranış katsayısı (R) ve dayanım fazlalığı katsayısı (D) değerleri betonarme kolonlu yeni taşıyıcı sistem için yeniden belirlenerek TS500 ve TBDY 2018 ile tanımlanan bütün yük birleşimleri dikkate alınmıştır. Sap2000 programından alınan tasarım sonuçları Tablo A.3 ve Tablo A.4 ile verilmiştir. Bu veriler ile aşağıda kolonlarda kullanılması gereken donatı seçilmiş ve Şekil 3.43 ile gösterilmiştir. Ayrıca TS500’de donatılar için tanımlanan şartların kontrolü yapılmıştır. Kolon boyuna donatısı, kolon yüksekliği boyunca enine donatı ile sarılır. Enine donatı çubuk çapı, en büyük boyuna donatı çapının üçte birinden az olamaz. Kolon boyuna donatı oranı en az 0.01, en fazla 0.04 olacaktır.[18] Enine donatı aralığı da en küçük boyuna çubuk çapının 12 katından ve 200 mm den fazla olamaz.[18]

- Dairesel Kolon

Gerekli boyuna donatı alanı: $A_{s,gerekli} = 9900.43 \text{ mm}^2$

Seçilen : $20\Phi 26 \rightarrow A_s = 20 * \pi * \frac{26^2}{4} = 10618.58 \text{ mm}^2$

$A = \pi * \frac{800^2}{4} = 502654.82 \text{ mm}^2$

$\rho_s = \frac{10618.58}{502654.82} = 0.0211$

$\rho_{min} = 0.01 < \rho_s = 0.0211 < \rho_{maks} = 0.04$

Gerekli enine donatı alanı: $A_{s,gerekli} = 0.84 \text{ mm}^2/\text{mm}$

Seçilen: $\Phi 10/10 \rightarrow A_s = (2 * \pi * \frac{10^2}{4})/100 = 1.57 \text{ mm}^2/\text{mm}$

Enine donatı çapı: $10 \text{ mm} > 26/3 = 8.67 \text{ mm}$

$s = 100 \text{ mm} < \min(12 * 26; 200) = 200 \text{ mm}$

- Kare Kolon

Gerekli boyuna donatı alanı: $A_{s,gerekli} = 9926.98 \text{ mm}^2$

Seçilen : $20\Phi 26 \rightarrow A_s = 20 * \pi * \frac{26^2}{4} = 10618.58 \text{ mm}^2$

$A = 800 * 800 = 640000.00 \text{ mm}^2$

$\rho_s = \frac{10618.58}{640000.00} = 0.0166$

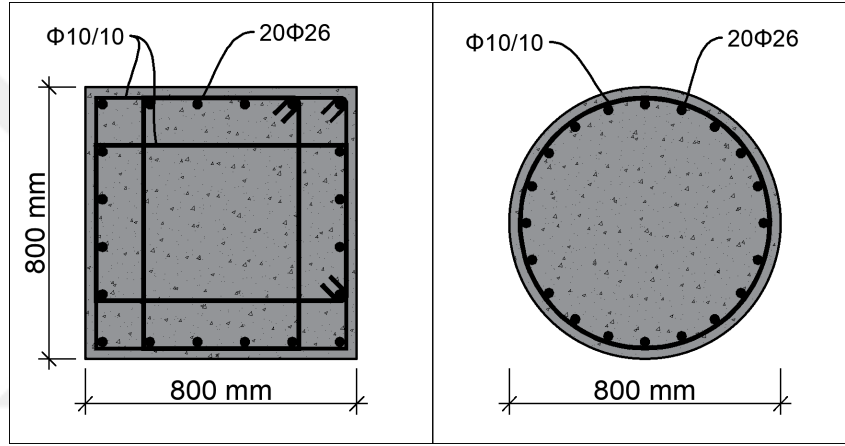
$\rho_{min} = 0.01 < \rho_s = 0.0166 < \rho_{maks} = 0.04$

Gerekli enine donatı alanı: $A_{s,gerekli} = 0.84 \text{ mm}^2/\text{mm}$

Seçilen: $\Phi 10/10 \rightarrow A_s = (4 * \pi * \frac{10^2}{4})/100 = 3.14 \text{ mm}^2/\text{mm}$

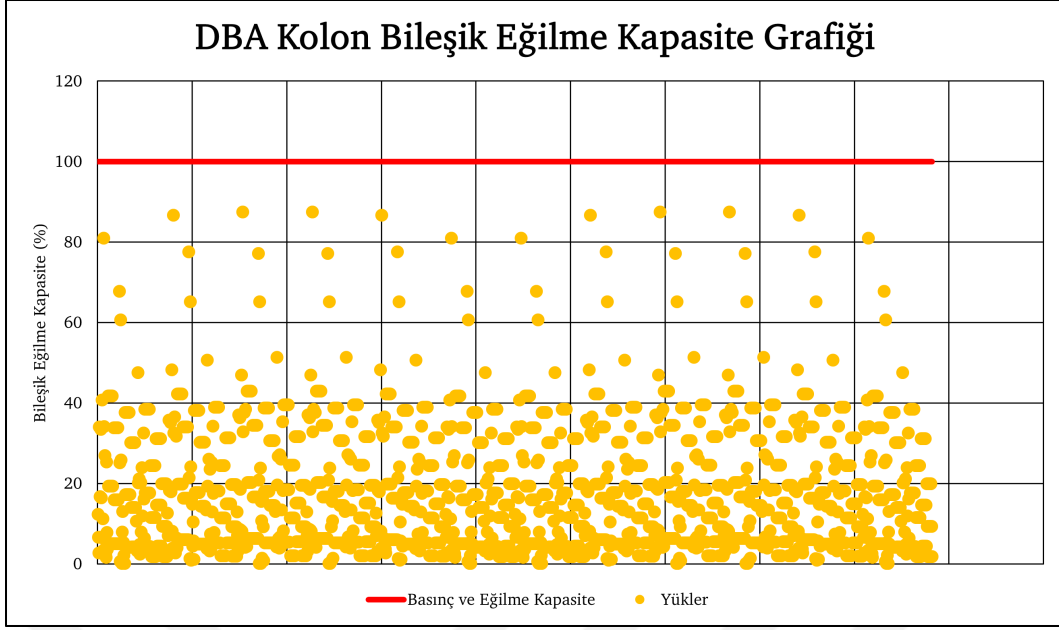
Enine donatı çapı: $10 \text{ mm} > 26/3 = 8.67 \text{ mm}$

$s = 100 \text{ mm} < \min(12 * 26; 200) = 200 \text{ mm}$

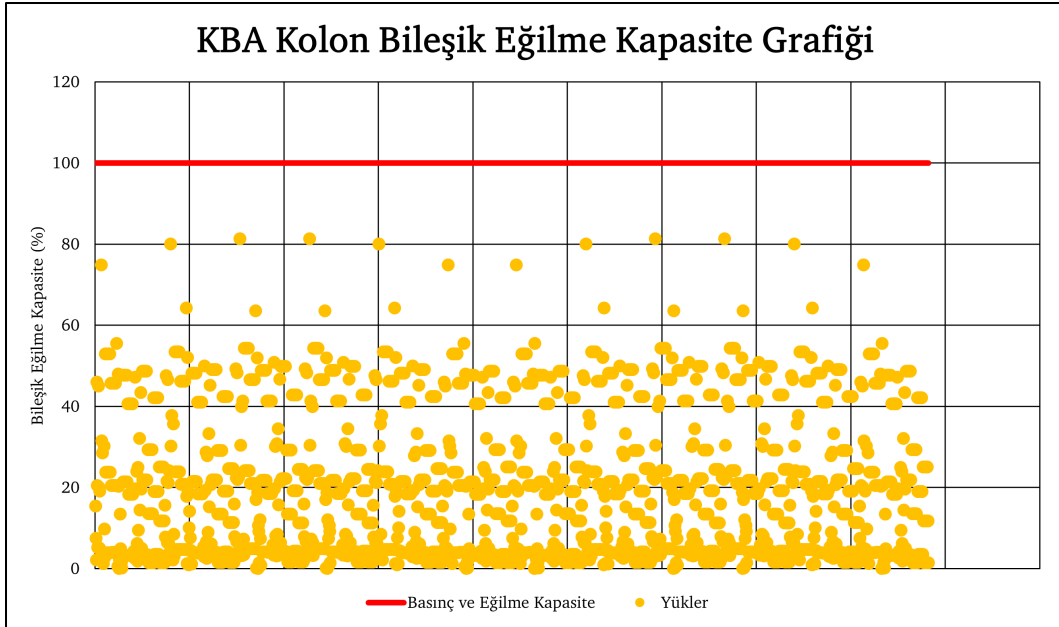


Şekil 3.43 Betonarme kolon kesitleri

Yapılar tasarımı yapılan betonarme kolonlar (Şekil 3.43) ile tekrar Sap2000 programında analiz edilerek kolonların kapasite kontrolü yapılmış ve kapasite grafikleri aşağıda verilmiştir. (Şekil 3.44 ve Şekil 3.45) Bu grafiklere bakıldığında yapısal analiz sonucunda betonarme kolonlarda oluşan yüklerin kesit kapasitelerini aşmadığı görülmektedir.



Şekil 3.44 Dairesel betonarme kolon kapasite grafiği



Şekil 3.45 Kare betonarme kolon kapasite grafiği

4 SONUÇ

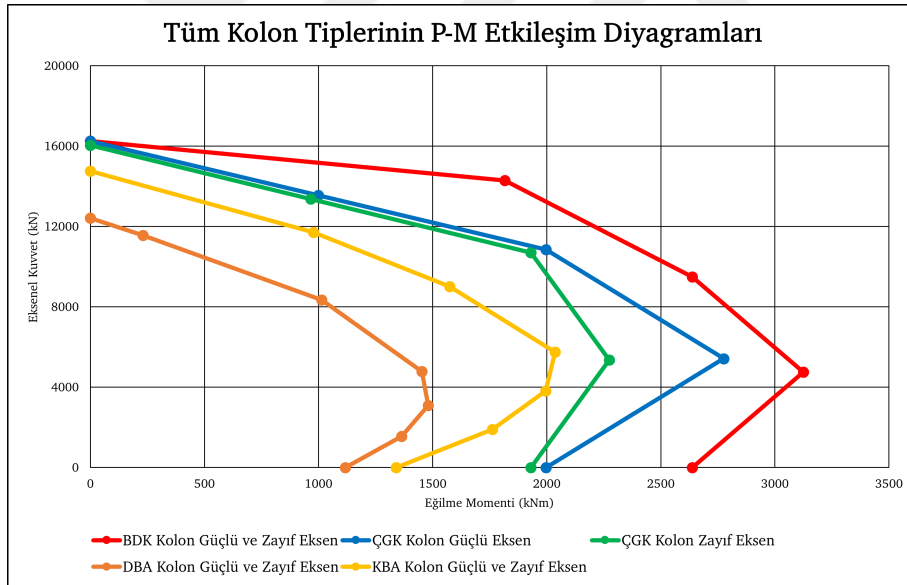
Bu çalışmada, taşıyıcı sistem olarak düzlemsel kafes kiriş ve kompozit kolonlardan oluşan iki farklı endüstriyel çelik yapı, düşey ve yatay yükler altında analiz edilmiştir. Yapıların çatılarında yatay stabilitenin sağlanması ve rijit diyafram davranışının elde edilmesi amacıyla çapraz elemanlar kullanılmıştır. Yapılan analizler sonucunda, çatı düzleminin rijit diyafram davranışını başarıyla sağladığı tespit edilmiştir.

Analizlerin ilk bulguları, BDKK yapıda çatı düzlemindeki çelik taşıyıcı elemanlarda ÇGKK yapıdaki elemanlara kıyasla daha büyük iç kuvvetler oluştuğunu göstermekle beraber bu iç kuvvetlerin kesitlerin ÇYTHYE'ye göre hesaplanan yük taşıma kapasitelerini aşmadığı tespit edilmiştir. Büyük açıklığa sahip yapılarda, dolu gövdeli kirişlerin kullanılması ekonomik olmamakla beraber yapı maliyetini ciddi oranda arttıracaktır. Düzlemsel kafes kirişler, geniş açıklıkların geçilmesi gereken büyük yapılar için ideal bir taşıyıcı eleman türüdür. Bu tür kirişler, içerdikleri üçgen elemanlar sayesinde yüksek derecede rijitlik ve stabilite sağlar, böylece büyük açıklıkların güvenli bir şekilde geçilmesi mümkün olur. Kafes kirişlerin en önemli avantajlarından biri, taşıyıcı elemanlar arasındaki yük dağılımını optimize etmesidir. Bu sayede, yapının genel stabilitesi artar ve yapıdaki her elemanın üzerine binen yük miktarı azalır. Nitekim bu çalışmada 40 m açıklığa sahip endüstri yapılarında kullanılan düzlemsel kafes kiriş bileşenlerinin (Alt başlık, üst başlık, dikme ve çaprazlar) yükleri güvenlikle taşıdığı görülmektedir. BDK kolonlarda eksenel kuvvet ve iki yönlü eğilme momentinin bileşik etkisinde ÇYTHYE ile hesaplanan kesit kapasitesinin en fazla %47.70'i kullanılırken, ÇGK kolonda bu değer %73.39'a ulaşmıştır. Bu durum, bu çalışma kapsamında incelenen yapılar ve tasarımı yapılan kolonlar için BDK kolonun ÇGK kolondan daha yüksek taşıma gücüne sahip olduğunu ve daha avantajlı olduğunu göstermektedir.

Çalışmada ayrıca, kompozit kolonlar ile aynı boyutlara sahip dairesel ve kare betonarme kolonlar ile yapılar tekrar analiz edilerek kompozit kolonların

performansı ile betonarme kolonlarla karşılaştırılmıştır. Betonarme kolonların donatı hesaplamaları yapılmış ve yapılan tasarımın ardından betonarme kolonlu yapılar tekrar analiz edilerek kolonların kapasite kontrolleri gerçekleştirilmiştir. Sonuçlar, dairesel betonarme kolonun kapasitesinin en fazla %87.43'ünün ve kare betonarme kolonun kapasitesinin ise en fazla %81.30'unun kullanıldığını ortaya koymuştur. Bu bulgular, betonarme kolonların kapasitelerinin daha fazla kullanıldığını göstermektedir.

Son olarak, dört farklı kolon tipi (BDK kolon, ÇGK kolon, DBA kolon ve KBA kolon) için eksenel kuvvet-moment karşılıklı etki kapasiteleri karşılaştırılmıştır. (Şekil 4.1) (Kompozit kolonların kapasiteleri ÇYTHYE ile, betonarme kolonların kapasiteleri ise TS500 ile tanımlanan kurallara göre hesaplanmıştır.) Çıkan grafiksel sonuçlar, beton dolgulu kompozit kolonun eksenel kuvvet ve eğilme momentinin bileşik etkisinde en yüksek performansı gösterdiğini ortaya koymaktadır. Bu kolon tipini, sırasıyla çelik gömme kompozit kolonun güçlü eksen, çelik gömme kompozit kolonun zayıf eksen, kare betonarme kolon ve son olarak dairesel betonarme kolon takip etmektedir.



Şekil 4.1 Eksenel kuvvet ve eğilme momenti karşılıklı etki diyagramı

Bu bulgular, kompozit kolonların betonarme kolonlardan daha yüksek taşıma kapasitesine sahip olduğunu göstermektedir. Bu sonuçlar, endüstriyel çelik yapıların tasarımında kompozit kolonların kullanımı açısından önemli bilgiler sunmaktadır. Ancak, yapıların farklı taşıyıcı sistemler kullanılarak veya düğüm noktalarının rijit ya da yarı rijit olarak değerlendirilmesi durumunda, elde edilecek sonuçların önemli ölçüde değişebileceği de göz önünde bulundurulmalıdır. Bu tür farklı senaryolar, kolonların performansını ve genel yapı stabilitesini etkileyebilir, dolayısıyla yapı tasarımında farklı parametrelerin dikkate alınması önemlidir.

KAYNAKÇA

- [1] Y. E. Şimşek, “Taşıyıcı sistemi beton dolgulu kompozit kolonlar ve çelik kirişlerden oluşan çok katlı bir binanın tasarımı ve zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizi,” Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, Ekim 2018.
- [2] F. Ömerbeyoğlu, “Taşıyıcı sistemi çelik gömme kompozit kolonlar ve çelik kirişlerden oluşan bir binanın tasarımı ve zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizi,” Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, Ekim 2019.
- [3] A. H. Ayabakan, “Eksenel basınç kuvveti etkisindeki yalın ve beton dolgulu çelik kutu ve boru profillerin tasarımı,” Yüksek Lisans Tezi, Kocaeli Üniversitesi, Kocaeli, Haz. 2022.
- [4] T. Çınar, “Nonlinear pushover analyses of composite frames with concrete fillet steel tube (cfst) columns,” Yüksek Lisans Tezi, Gaziantep Üniversitesi, Gaziantep, Ocak 2023.
- [5] İ. T. Şen, “Hangar türü çelik sanayi yapısında farklı makas ve çapraz tiplerinin yapısal sistem üzerindeki etkilerinin incelenmesi,” Yüksek Lisans Tezi, Karamanoğlu Mehmetbey Üniversitesi, Karaman, Ocak 2023.
- [6] Ö. Mungan, “Tek açıklıklı endüstri yapılarında çelik taşıyıcı sistemlerin karşılaştırılması,” Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, Haz. 2009.
- [7] Ö. KARAGÖZ, H. ÖZBAŞARAN, M. DOĞAN E. ÜNLÜOĞLU, “Betonarme Taşıyıcı Sistem - Çelik Kafes Çatı Etkileşimi Deprem Davranışı,” yük. lis. tezi, 2015, ss. 207–216.
- [8] S. KOÇDAĞ, “Mevcut Bir Çelik Endüstri Yapısının 2007 Deprem Yönetmeliğine Göre Güçlendirilmesi,” Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, Haz. 2008.
- [9] Z. AYDENİZ, “Tek Açıklıklı Endüstri Yapılarında Değişken Kesit Ve Hadde Profillere Göre Çelik Taşıyıcı Sistem Karşılaştırılması,” Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, Haz. 2012.
- [10] M. KÜRÇE, “Bir Çelik Endüstri Yapısının Süneklik Düzeyi Yüksek Olarak Tasarımı ve Doğrusal Olmayan Dinamik Analizi,” Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, Ara. 2019.
- [11] S. YAŞAR, “Tek Açıklıklı Çelik Endüstri Yapılarının TBDY 2018 VE ÇYTHYE 2016 Esaslarına Göre Tasarımı,” Yüksek Lisans Tezi, Dicle Üniversitesi, Diyarbakır, Tem. 2023.

- [12] S. UĞUR, “Tek Katlı Çelik Endüstri Yapılarının Farklı Bilgisayar Programları İle Yapılan Analizlerinin Karşılaştırılması,” Yüksek Lisans Tezi, Niğde Üniversitesi, Niğde, Mar. 2010.
- [13] H.-T. Thai, “Beam-to-CFST column joints in steel-concrete composite buildings: A comprehensive review,” *Structures*, c. 68, s. 107 123, 2024, issn: 2352-0124. doi: <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2024.107123>. erişim adresi: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S235201242401275X>.
- [14] M. Taheri S. Epackachi, “Shear strength of encased composite columns,” *Journal of Constructional Steel Research*, c. 219, s. 108 753, 2024, issn: 0143-974X. doi: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2024.108753>. erişim adresi: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0143974X24003031>.
- [15] F. Uslu, K. Taşkın M. H. Saraçoğlu, “Eksenel Yük ve Moment Etkisi Altındaki Çelik Gömme Kompozit Kolonların Dayanımları ve Süneklikleri,” *Journal of the Institute of Science and Technology*, c. 11, ss. 333–344, 2021. doi: 10.21597/jist.789886.
- [16] S. Etli, “Analytical Evaluation of Behavior of Composite Columns Under Axial Load,” *International Journal of Pure and Applied Sciences*, c. 7, no. 3, ss. 526–536, 2021. doi: 10.29132/ijpas.991166.
- [17] *Researchgate*. erişim adresi: https://www.researchgate.net/figure/Stress-strain-curves-at-different-temperatures-for-steel-4509-2_fig11_236341600 (erişim tarihi 01/06/2024).
- [18] TS500, (2000). Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- [19] T.C. Çevre ve Şehircilik Bakanlığı, Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapım Esaslarına Dair Yönetmelik Hakkında Uygulama Kılavuzu. (30333), 15.02.2018.
- [20] TS708, (2010). Çelik-Betonarme İçin-Donatı Çeliği, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- [21] *Afad Türkiye Deprem Tehlike Haritaları Uygulaması*. erişim adresi: <https://tdth.afad.gov.tr/TDTH/> (erişim tarihi 05/05/2024).
- [22] T.C. Resmi Gazete, Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği. (30364), 18.03.2018, 1-395.
- [23] TS498, (1997). Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- [24] TSEN1991-1-4, (2007). Yapılar Üzerindeki Etkiler-Bölüm 1-4: Genel Etkiler-Rüzgâr Etkileri (Eurocode 1), Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.

Tablo A.1 YETSE, DYAK ve AYETSE verileri [21]

T	$S_{ae}(T)$	$R_a(T)$	$S_{aR}(T)$
0.00	0.1829	2.0000	0.0914
0.08	0.4572	2.5508	0.1792
0.16	0.4572	3.1017	0.1474
0.24	0.4572	3.6525	0.1252
0.32	0.4150	4.0000	0.1038
0.40	0.3320	4.0000	0.0830
0.48	0.2767	4.0000	0.0692
0.56	0.2371	4.0000	0.0593
0.64	0.2075	4.0000	0.0519
0.72	0.1844	4.0000	0.0461
0.80	0.1660	4.0000	0.0415
0.88	0.1509	4.0000	0.0377
0.96	0.1383	4.0000	0.0346
1.04	0.1277	4.0000	0.0319
1.12	0.1186	4.0000	0.0296
1.20	0.1107	4.0000	0.0277
1.28	0.1038	4.0000	0.0259
1.36	0.0976	4.0000	0.0244
1.44	0.0922	4.0000	0.0231
1.52	0.0874	4.0000	0.0218
1.60	0.0830	4.0000	0.0208
1.68	0.0790	4.0000	0.0198
1.76	0.0755	4.0000	0.0189
1.84	0.0722	4.0000	0.0180
1.92	0.0692	4.0000	0.0173
2.00	0.0664	4.0000	0.0166
2.08	0.0638	4.0000	0.0160
2.16	0.0615	4.0000	0.0154
2.24	0.0593	4.0000	0.0148
2.32	0.0572	4.0000	0.0143
2.40	0.0553	4.0000	0.0138
2.48	0.0535	4.0000	0.0134
...	...	...	...

T	$S_{ae}(T)$	$R_a(T)$	$S_{aR}(T)$
...	...	...	...
2.56	0.0519	4.0000	0.0130
2.64	0.0503	4.0000	0.0126
2.72	0.0488	4.0000	0.0122
2.80	0.0474	4.0000	0.0119
2.88	0.0461	4.0000	0.0115
2.96	0.0449	4.0000	0.0112
3.04	0.0437	4.0000	0.0109
3.12	0.0426	4.0000	0.0106
3.20	0.0415	4.0000	0.0104
3.28	0.0405	4.0000	0.0101
3.36	0.0395	4.0000	0.0099
3.44	0.0386	4.0000	0.0097
3.52	0.0377	4.0000	0.0094
3.60	0.0369	4.0000	0.0092
3.68	0.0361	4.0000	0.0090
3.76	0.0353	4.0000	0.0088
3.84	0.0346	4.0000	0.0086
3.92	0.0339	4.0000	0.0085
4.00	0.0332	4.0000	0.0083
4.08	0.0325	4.0000	0.0081
4.16	0.0319	4.0000	0.0080
4.24	0.0313	4.0000	0.0078
4.32	0.0307	4.0000	0.0077
4.40	0.0302	4.0000	0.0075
4.48	0.0296	4.0000	0.0074
4.56	0.0291	4.0000	0.0073
4.64	0.0286	4.0000	0.0072
4.72	0.0281	4.0000	0.0070
4.80	0.0277	4.0000	0.0069
4.88	0.0272	4.0000	0.0068
4.96	0.0268	4.0000	0.0067
5.04	0.0263	4.0000	0.0066
5.12	0.0259	4.0000	0.0065
5.20	0.0255	4.0000	0.0064
5.28	0.0252	4.0000	0.0063
5.36	0.0248	4.0000	0.0062
5.44	0.0244	4.0000	0.0061
5.52	0.0241	4.0000	0.0060
5.60	0.0237	4.0000	0.0059
5.68	0.0234	4.0000	0.0058
5.76	0.0231	4.0000	0.0058
5.84	0.0227	4.0000	0.0057
5.92	0.0224	4.0000	0.0056
6.00	0.0221	4.0000	0.0055
6.08	0.0216	4.0000	0.0054
...	...	...	...

T	$S_{ae}(T)$	$R_a(T)$	$S_{aR}(T)$
...	...	...	...
6.16	0.0210	4.0000	0.0052
6.24	0.0205	4.0000	0.0051
6.32	0.0199	4.0000	0.0050
6.40	0.0195	4.0000	0.0049
6.48	0.0190	4.0000	0.0047
6.56	0.0185	4.0000	0.0046
6.64	0.0181	4.0000	0.0045
6.72	0.0176	4.0000	0.0044
6.80	0.0172	4.0000	0.0043
6.88	0.0168	4.0000	0.0042
6.96	0.0164	4.0000	0.0041
7.04	0.0161	4.0000	0.0040
7.12	0.0157	4.0000	0.0039
7.20	0.0154	4.0000	0.0038
7.28	0.0150	4.0000	0.0038
7.36	0.0147	4.0000	0.0037
7.44	0.0144	4.0000	0.0036
7.52	0.0141	4.0000	0.0035
7.60	0.0138	4.0000	0.0034
7.68	0.0135	4.0000	0.0034
7.76	0.0132	4.0000	0.0033
7.84	0.0130	4.0000	0.0032
7.92	0.0127	4.0000	0.0032
8.00	0.0125	4.0000	0.0031

Tablo A.2 %5 ek dışmerkezlilik etkisi gözönüne alınarak hesaplanan düğüm noktası yerdeğiştirmeleri

Düğüm Noktası	BDKK Yapı		ÇGKK Yapı	
	$E_{dx} + \%5$ m	$E_{dy} + \%5$ m	$E_{dx} + \%5$ m	$E_{dy} + \%5$ m
1	0.0085	0.0077	0.0082	0.0082
2	0.0087	0.0087	0.0084	0.0093
3	0.0085	0.0087	0.0082	0.0092
9	0.0085	0.0077	0.0082	0.0082
10	0.0085	0.0077	0.0082	0.0082
11	0.0085	0.0078	0.0082	0.0084
12	0.0085	0.0080	0.0082	0.0085
13	0.0086	0.0081	0.0082	0.0086
14	0.0086	0.0082	0.0083	0.0087
15	0.0086	0.0083	0.0083	0.0088
16	0.0086	0.0084	0.0083	0.0090
17	0.0086	0.0086	0.0083	0.0091
46	0.0085	0.0085	0.0082	0.0091
48	0.0085	0.0085	0.0082	0.0090
...	...	...	...	...

Düğüm Noktası	BDKK Yapı		ÇGKK Yapı	
	$E_{dx} + \%5$ m	$E_{dy} + \%5$ m	$E_{dx} + \%5$ m	$E_{dy} + \%5$ m
...	...	...	...	...
50	0.0085	0.0085	0.0082	0.0091
52	0.0085	0.0085	0.0082	0.0091
54	0.0086	0.0086	0.0082	0.0091
56	0.0086	0.0085	0.0083	0.0091
58	0.0086	0.0085	0.0083	0.0091
60	0.0086	0.0086	0.0083	0.0092
62	0.0086	0.0087	0.0083	0.0092
63	0.0082	0.0075	0.0079	0.0080
64	0.0084	0.0086	0.0081	0.0092
65	0.0082	0.0085	0.0079	0.0090
71	0.0082	0.0077	0.0079	0.0082
72	0.0083	0.0078	0.0079	0.0083
73	0.0083	0.0079	0.0079	0.0084
74	0.0083	0.0079	0.0080	0.0085
75	0.0083	0.0080	0.0080	0.0086
76	0.0083	0.0082	0.0080	0.0087
77	0.0083	0.0083	0.0080	0.0088
78	0.0083	0.0084	0.0080	0.0089
79	0.0083	0.0085	0.0080	0.0091
90	0.0082	0.0085	0.0079	0.0091
92	0.0083	0.0086	0.0079	0.0091
94	0.0083	0.0085	0.0079	0.0091
96	0.0083	0.0085	0.0080	0.0091
98	0.0083	0.0085	0.0080	0.0091
100	0.0083	0.0085	0.0080	0.0091
102	0.0083	0.0086	0.0080	0.0091
104	0.0083	0.0086	0.0080	0.0091
106	0.0083	0.0086	0.0080	0.0092
107	0.0079	0.0076	0.0076	0.0081
108	0.0081	0.0086	0.0078	0.0092
109	0.0079	0.0085	0.0076	0.0091
115	0.0079	0.0077	0.0076	0.0082
116	0.0080	0.0077	0.0076	0.0083
117	0.0080	0.0078	0.0076	0.0084
118	0.0080	0.0079	0.0077	0.0085
119	0.0080	0.0080	0.0077	0.0086
120	0.0080	0.0081	0.0077	0.0087
121	0.0080	0.0082	0.0077	0.0088
122	0.0080	0.0083	0.0077	0.0089
123	0.0080	0.0085	0.0077	0.0090
134	0.0079	0.0085	0.0076	0.0091
136	0.0080	0.0085	0.0076	0.0091
138	0.0080	0.0085	0.0076	0.0091
...	...	...	...	...

Düğüm Noktası	BDKK Yapı		ÇGKK Yapı	
	$E_{dx} + \%5$ m	$E_{dy} + \%5$ m	$E_{dx} + \%5$ m	$E_{dy} + \%5$ m
...	...	...	...	...
140	0.0080	0.0085	0.0077	0.0091
142	0.0080	0.0085	0.0077	0.0091
144	0.0080	0.0085	0.0077	0.0091
146	0.0080	0.0085	0.0077	0.0091
148	0.0080	0.0085	0.0077	0.0091
150	0.0080	0.0086	0.0077	0.0091
151	0.0076	0.0076	0.0073	0.0081
152	0.0077	0.0086	0.0074	0.0092
153	0.0076	0.0085	0.0073	0.0091
159	0.0076	0.0077	0.0073	0.0082
160	0.0076	0.0077	0.0073	0.0083
161	0.0077	0.0078	0.0073	0.0084
162	0.0077	0.0079	0.0073	0.0085
163	0.0077	0.0080	0.0074	0.0086
164	0.0077	0.0081	0.0074	0.0087
165	0.0077	0.0082	0.0074	0.0088
166	0.0077	0.0083	0.0074	0.0089
167	0.0077	0.0085	0.0074	0.0090
178	0.0076	0.0085	0.0073	0.0091
180	0.0076	0.0085	0.0073	0.0091
182	0.0077	0.0085	0.0073	0.0091
184	0.0077	0.0085	0.0073	0.0091
186	0.0077	0.0085	0.0074	0.0091
188	0.0077	0.0085	0.0074	0.0091
190	0.0077	0.0085	0.0074	0.0091
192	0.0077	0.0085	0.0074	0.0091
194	0.0077	0.0086	0.0074	0.0091
195	0.0073	0.0075	0.0070	0.0080
196	0.0074	0.0086	0.0071	0.0092
197	0.0073	0.0085	0.0070	0.0090
203	0.0073	0.0077	0.0070	0.0082
204	0.0073	0.0078	0.0070	0.0083
205	0.0073	0.0079	0.0070	0.0084
206	0.0074	0.0079	0.0070	0.0085
207	0.0074	0.0080	0.0070	0.0086
208	0.0074	0.0082	0.0071	0.0087
209	0.0074	0.0083	0.0071	0.0088
210	0.0074	0.0084	0.0071	0.0089
211	0.0074	0.0085	0.0071	0.0091
222	0.0073	0.0085	0.0070	0.0091
224	0.0073	0.0086	0.0070	0.0091
226	0.0073	0.0085	0.0070	0.0091
228	0.0074	0.0085	0.0070	0.0091
...	...	...	...	...

Düğüm Noktası	BDKK Yapı		ÇGKK Yapı	
	$E_{dx} + \%5$ m	$E_{dy} + \%5$ m	$E_{dx} + \%5$ m	$E_{dy} + \%5$ m
...	...	...	...	...
230	0.0074	0.0085	0.0070	0.0091
232	0.0074	0.0085	0.0071	0.0091
234	0.0074	0.0086	0.0071	0.0091
236	0.0074	0.0086	0.0071	0.0091
238	0.0074	0.0086	0.0071	0.0092
239	0.0070	0.0077	0.0067	0.0082
240	0.0071	0.0087	0.0068	0.0093
241	0.0070	0.0087	0.0067	0.0092
247	0.0070	0.0077	0.0067	0.0082
248	0.0070	0.0077	0.0067	0.0082
249	0.0071	0.0078	0.0067	0.0084
250	0.0071	0.0080	0.0067	0.0085
251	0.0071	0.0081	0.0068	0.0086
252	0.0071	0.0082	0.0068	0.0087
253	0.0071	0.0083	0.0068	0.0088
254	0.0071	0.0084	0.0068	0.0090
255	0.0071	0.0086	0.0068	0.0091
266	0.0070	0.0085	0.0067	0.0091
268	0.0070	0.0085	0.0067	0.0090
270	0.0071	0.0085	0.0067	0.0091
272	0.0071	0.0085	0.0067	0.0091
274	0.0071	0.0086	0.0068	0.0091
276	0.0071	0.0085	0.0068	0.0091
278	0.0071	0.0085	0.0068	0.0091
280	0.0071	0.0086	0.0068	0.0092
282	0.0071	0.0087	0.0068	0.0092
En Büyük	0.0087	0.0087	0.0084	0.0093
En Küçük	0.0070	0.0075	0.0067	0.0080
Ortalama	0.0078	0.0083	0.0075	0.0089

Tablo A.3 Sap2000 sairesel betonarme kolon tasarım sonuçları

Eleman No	Konum m	Gerekli Boyuna Donatı mm^2	Gerekli Enine Donatı mm^2
3	0.00	8991.11	0.84
3	5.00	5026.55	0.84
3	10.00	5026.55	0.84
4	0.00	8991.11	0.84
4	5.00	5026.55	0.84
4	10.00	5026.55	0.84
88	0.00	9737.76	0.84
88	5.00	5026.55	0.84
88	10.00	5026.55	0.84
...	...	...	...

Eleman No	Konum <i>m</i>	Gerekli Boyuna Donatı <i>mm²</i>	Gerekli Enine Donatı <i>mm²</i>
...	...	...	...
89	0.00	9737.76	0.84
89	5.00	5026.55	0.84
89	10.00	5026.55	0.84
135	0.00	9900.43	0.84
135	5.00	5026.55	0.84
135	10.00	5026.55	0.84
136	0.00	9900.43	0.84
136	5.00	5026.55	0.84
136	10.00	5026.55	0.84
182	0.00	9900.43	0.84
182	5.00	5026.55	0.84
182	10.00	5026.55	0.84
183	0.00	9900.43	0.84
183	5.00	5026.55	0.84
183	10.00	5026.55	0.84
229	0.00	9737.76	0.84
229	5.00	5026.55	0.84
229	10.00	5026.55	0.84
230	0.00	9737.76	0.84
230	5.00	5026.55	0.84
230	10.00	5026.55	0.84
276	0.00	8991.11	0.84
276	5.00	5026.55	0.84
276	10.00	5026.55	0.84
277	0.00	8991.11	0.84
277	5.00	5026.55	0.84
277	10.00	5026.55	0.84
En Büyük		9900.43	0.84

Tablo A.4 Sap2000 kare betonarme kolon tasarım sonuçları

Eleman No	Konum <i>m</i>	Gerekli Boyuna Donatı <i>mm²</i>	Gerekli Enine Donatı <i>mm²</i>
3	0.00	9220.13	0.84
3	5.00	6400.00	0.84
3	10.00	6400.00	0.84
4	0.00	9220.13	0.84
4	5.00	6400.00	0.84
4	10.00	6400.00	0.84
88	0.00	9805.89	0.84
88	5.00	6400.00	0.84
88	10.00	6400.00	0.84
89	0.00	9805.89	0.84
89	5.00	6400.00	0.84
...	...	...	...

Eleman No	Konum <i>m</i>	Gerekli Boyuna Donatı <i>mm²</i>	Gerekli Enine Donatı <i>mm²</i>
...	...	...	...
89	10.00	6400.00	0.84
135	0.00	9926.98	0.84
135	5.00	6400.00	0.84
135	10.00	6400.00	0.84
136	0.00	9926.98	0.84
136	5.00	6400.00	0.84
136	10.00	6400.00	0.84
182	0.00	9926.98	0.84
182	5.00	6400.00	0.84
182	10.00	6400.00	0.84
183	0.00	9926.98	0.84
183	5.00	6400.00	0.84
183	10.00	6400.00	0.84
229	0.00	9805.89	0.84
229	5.00	6400.00	0.84
229	10.00	6400.00	0.84
230	0.00	9805.89	0.84
230	5.00	6400.00	0.84
230	10.00	6400.00	0.84
276	0.00	9220.13	0.84
276	5.00	6400.00	0.84
276	10.00	6400.00	0.84
277	0.00	9220.13	0.84
277	5.00	6400.00	0.84
277	10.00	6400.00	0.84
En Büyük		9926.98	0.84

General Data

Material Name and Display Color: C30/37 ■

Material Type: Concrete v

Material Grade: C30/37

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 25,

Mass per Unit Volume: 2,5493

Units

KN, m, C v

Isotropic Property Data

Modulus Of Elasticity, E: 32000000,

Poisson, U: 0,2

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 1,000E-05

Shear Modulus, G: 13333333,

Other Properties For Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f_c: 30000,

Expected Concrete Compressive Strength: 30000,|

☐ Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

☐ Switch To Advanced Property Display

OK
Cancel

Şekil A.1 Betonun programa tanımlanması

General Data

Material Name and Display Color: S275 ■

Material Type: Steel v

Material Grade: S275

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 76,9729

Mass per Unit Volume: 7,849

Units

KN, m, C v

Isotropic Property Data

Modulus Of Elasticity, E: 2,100E+08

Poisson, U: 0,3

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 1,170E-05

Shear Modulus, G: 80769231,

Other Properties For Steel Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 275000,

Minimum Tensile Stress, Fu: 430000,

Expected Yield Stress, Fye: 275000

Expected Tensile Stress, Fue: 430000

☐ Switch To Advanced Property Display

OK
Cancel

Şekil A.2 Çeliğin programa tanımlanması

General Data

Material Name and Display Color: Donatı ■

Material Type: Rebar v

Material Grade:

Material Notes:

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 76,9729

Mass per Unit Volume: 7,849

Units

KN, m, C v

Uniaxial Property Data

Modulus Of Elasticity, E: 2E+08

Poisson, U: 0,

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 1,170E-05

Shear Modulus, G: 0,

Other Properties For Rebar Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 420000

Minimum Tensile Stress, Fu: 500000

Expected Yield Stress, Fye: 420000

Expected Tensile Stress, Fue: 500000

☐ Switch To Advanced Property Display

Şekil A.3 Donatı çeliğinin programa tanımlanması

I/Wide Flange Section

Section Name: HE300B Display Color:

Section Notes: [Modify/Show Notes...](#)

Extract Data from Section Property File

Open File... Import...

Dimensions

Outside height (t3)	0.3
Top flange width (t2)	0.3
Top flange thickness (tf)	0.019
Web thickness (tw)	0.011
Bottom flange width (t2b)	0.3
Bottom flange thickness (tfb)	0.019
Fillet Radius	0.027

Section

Properties

[Section Properties...](#)

[Time Dependent Properties...](#)

Material: [+](#) S275 [v](#)

Property Modifiers: [Set Modifiers...](#)

OK Cancel

Şekil A.4 DKK başlıkları ve kenar dikmelerinin programa tanımlanması

Double Angle Section

Section Name: 2L100X14/10/ Display Color:

Section Notes: [Modify/Show Notes...](#)

Extract Data from Section Property File

Open File... Import...

Dimensions

Total depth (t3)	0.1
Width of a single angle	0.1
Horizontal leg thickness (tf)	0.014
Vertical leg thickness (tw)	0.014
Back to back distance (dis)	0.01
Fillet Radius	0.

Section

Properties

[Section Properties...](#)

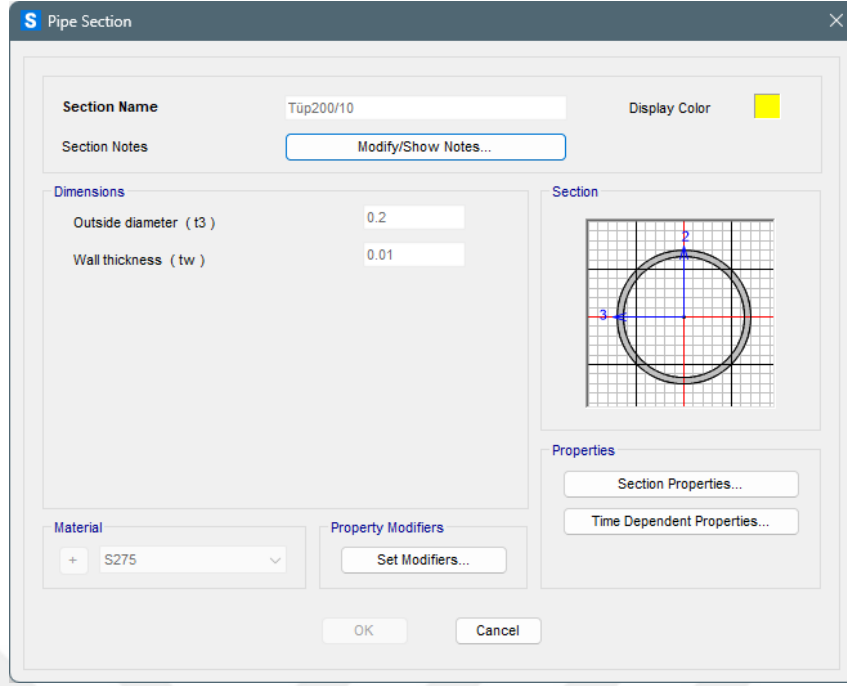
[Time Dependent Properties...](#)

Material: [+](#) S275 [v](#)

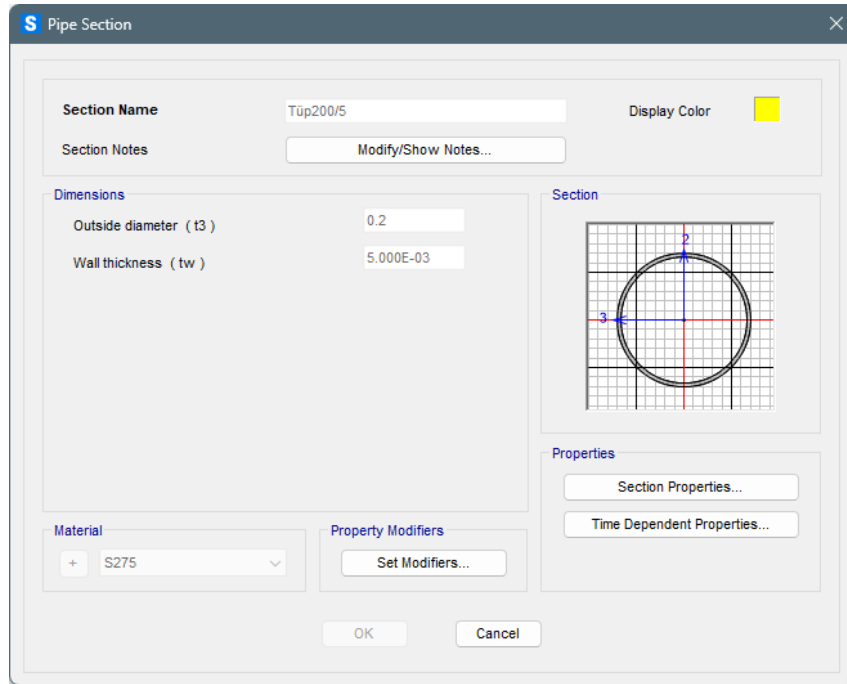
Property Modifiers: [Set Modifiers...](#)

OK Cancel

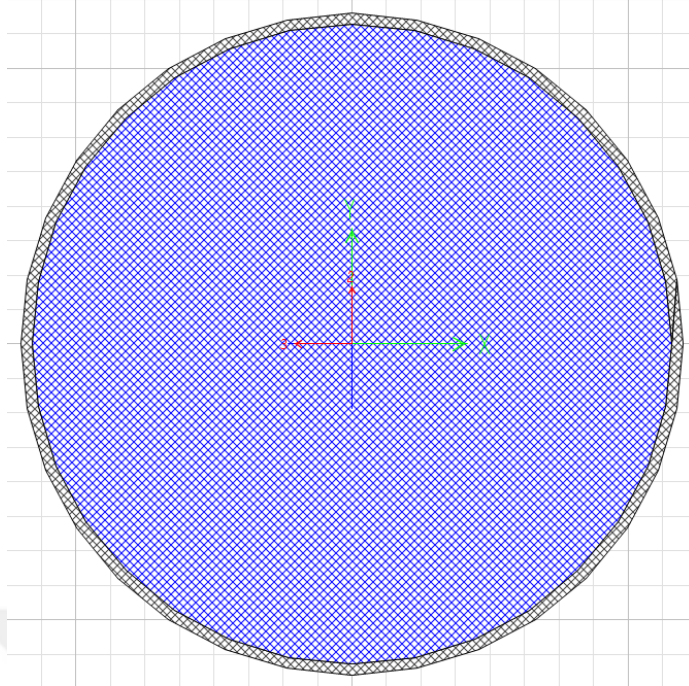
Şekil A.5 DKK çaprazlarının programa tanımlanması



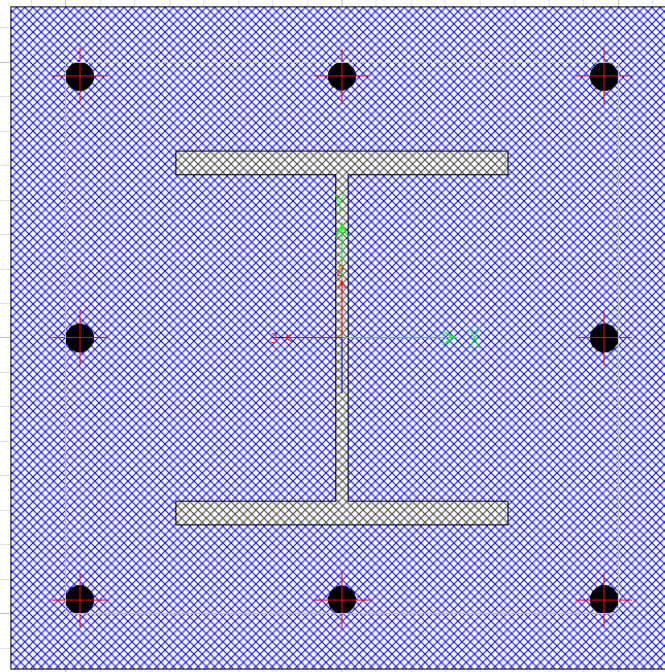
Şekil A.6 Çatı dikey çaprazlarının programa tanımlanması



Şekil A.7 Çatı yatay çaprazlarının programa tanımlanması



Şekil A.8 BDK kolonun programa tanımlanması



Şekil A.9 ÇGK kolonun programa tanımlanması

TEZDEN ÜRETİLMİŞ YAYINLAR

Konferans Bildirisi

1. M. F. YILANCI, Z. F. ALEMDAR, "Eksenel Kuvvet ve Eğilme Momenti Etkisi Altındaki Beton Dolgulu Ve Çelik Gömmeli Kompozit Kolonların Davranışının İncelenmesi", 5. Uluslararası Avrasya Bilim, Mühendislik Ve Teknoloji Konferansı, Ankara, 2024

