

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**ÇOK KATLI BİR ÇELİK YAPININ
ÇELİK VEYA BETONARME ÇEKİRDEKLİ
TASARIMLARININ KARŞILAŞTIRILMASI**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
Selçuk DOĞRU**

Anabilim Dalı : İnşaat Mühendisliği

Programı : Yapı Mühendisliği

HAZİRAN 2009

**ÇOK KATLI BİR ÇELİK YAPININ
ÇELİK VEYA BETONARME ÇEKİRDEKLİ
TASARIMLARININ KARŞILAŞTIRILMASI**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
Selçuk DOĞRU
(501061112)**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 05 Mayıs 2009
Tezin Savunulduğu Tarih : 05 Haziran 2009**

**Tez Danışmanı : Doç. Dr. Filiz PİROĞLU (İTÜ)
Diğer Jüri Üyeleri : Yrd. Doç. Dr. Ercan YÜKSEL (İTÜ)
Yrd. Doç. Dr. Meltem ŞAHİN (MSÜ)**

HAZİRAN 2009

ÖNSÖZ

Tez çalışmam süresince fikir ve tecrübelerinden yararlandığım değerli hocam Sayın Doç. Dr. Filiz PİROĞLU'na, çalışmalarım sırasında her türlü bilgi ve destekleriyle katkıda bulunan İnş. Müh. Cem KARGIN ve İnş. Müh. Cenk KARGIN'a, hayatım boyunca maddi ve manevi desteğini esirgemeyen aileme teşekkürlerimi bir borç bilirim.

Haziran, 2009

Selçuk DOĞRU

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ.....	iii
İÇİNDEKİLER	v
KISALTMALAR.....	vii
ÇİZELGE LİSTESİ.....	ix
ŞEKİL LİSTESİ	xi
SEMBOL LİSTESİ	xiii
ÖZET.....	xv
SUMMARY.....	xvii
1. GİRİŞ	1
1.1 Konu	1
1.2 Yapının Özellikleri ve Hesap Yöntemleri	1
2. ÇOK KATLI YAPININ ÇELİK ÇEKİRDEKLİ TASARIMI	5
2.1 Yapının Tanıtımı	5
2.2 Yük Analizi	8
2.2.1 Düşey yük analizi.....	8
2.2.2 Yatay yük analizi	8
2.3 Yükleme Kombinasyonları.....	22
2.4 Yapısal Düzensizliklerin İncelenmesi.....	26
2.4.1 Planda düzensizlik durumları	26
2.4.1.1 Burulma düzensizliği	26
2.4.1.2 Döşeme süreksizliği	26
2.4.1.3 Planda çıkıntılar bulunması.....	26
2.4.2 Düşey doğrultuda düzensizlik durumları	29
2.4.2.1 Komşu katlar arasında dayanım düzensizliği.....	29
2.4.2.2 Komşu katlar arasında rijitlik düzensizliği	29
2.4.2.3 Taşıyıcı sistemin düşey elemanlarının düzensizliği.....	31
2.5 Deplasman Kontrolleri	32
2.5.1 Etkin görelî kat ötelenmelerin kontrolü	32
2.5.2 İkinci merteye etkileri kontrolü.....	35
2.6 Taşıyıcı Sistem Analiz Sonuçları	38
2.7 Yapı Elemanlarının Boyutlandırılması	40
2.7.1 Kolonların boyutlandırılması	40
2.7.2 Kirişlerin boyutlandırılması	50
2.7.3 Çaprazların boyutlandırılması.....	53
2.7.4 Kuvvetli kolon - zayıf kiriş kontrolü.....	54
3. ÇOK KATLI YAPININ ÇELİK ÇEKİRDEKLİ TASARIMI	75
3.1 Yapının Tanıtımı	75
3.2 Yük Analizi	78

3.2.1 Düşey yük analizi	78
3.2.2 Yatay yük analizi.....	78
3.3 Yükleme Kombinasyonları.....	84
3.4 Yapısal Düzensizliklerin İncelenmesi.....	86
3.4.1 Planda düzensizlik durumları	86
3.4.1.1 Burulma düzensizliği.....	86
3.4.1.2 Döşeme süreksizliği	89
3.4.1.3 Planda çıkıntılar bulunması.....	89
3.4.2 Düşey doğrultuda düzensizlik durumları	89
3.4.2.1 Komşu katlar arasında dayanım düzensizliği.....	89
3.4.2.2 Komşu katlar arasında rijitlik düzensizliği	90
3.4.2.3 Taşıyıcıyı sistemin düşey elemanlarının düzensizliği.....	92
3.5 Deplasman Kontrolleri	93
3.5.1 Etkin görelî kat ötelenmelerin kontrolü	93
3.5.2 İkinci merteye etkileri kontrolü.....	96
3.6 Taşıyıcı Sistem Analiz Sonuçları.....	96
3.7 Yapı Elemanlarının Boyutlandırılması	101
3.7.1 Kolonların boyutlandırılması	101
3.7.2 Kirişlerin boyutlandırılması	105
3.7.3 Kuvvetli kolon - zayıf kiriş kontrolü.....	106
3.7.4 Betonarme perde boyutlandırılması	106
4. MALİYET VE SÜRE ANALİZİ	115
4.1 Maliyet Analizi.....	115
4.2 Süre Analizi.....	117
4. SONUÇLAR	121
KAYNAKLAR.....	125
EKLER.....	127
ÖZGEÇMİŞ.....	133

KISALTMALAR

BS	: Beton Sınıfı
BÇ	: Beton Çeliği
CG	: Can Güvenliği Performans Seviyesi
DBYBHY	: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik
TS	: Türk Standardı
NBC	: National Building Code of Canada

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 2.1	: Kütle Katılım Oranları.....	21
Çizelge 2.2	: Büyütme Katsayıları.....	25
Çizelge 2.3	: Deprem Yüklerine Göre Burulma Düzensizliği Kontrolü.....	27
Çizelge 2.4	: Rüzgar Yüklerine Göre Burulma Düzensizliği Kontrolü.....	28
Çizelge 2.5	: Rüzgar Yüklerine Göre Rijitlik Düzensizliği Kontrolü.....	29
Çizelge 2.6	: Deprem Yüklerine Göre Rijitlik Düzensizliği Kontrolü.....	31
Çizelge 2.7	: Deprem Yüklerine Göre Etkin Görelî Kat Ötelenmeleri.....	32
Çizelge 2.8	: Rüzgar Yüklerine Göre Etkin Görelî Kat Ötelenmeleri.....	33
Çizelge 2.9	: Deprem Yüklerinden Oluşan İkinci Mertebe Gösterge Değeri.....	36
Çizelge 2.10	: Rüzgar Yüklerinden Oluşan İkinci Mertebe Gösterge Değeri.....	37
Çizelge 2.11	: HD 400 x 634 kesit özellikleri.....	41
Çizelge 2.12	: IPE 500 kesit özellikleri.....	50
Çizelge 2.13	: PD 219.1x8 kesit özellikleri.....	53
Çizelge 2.14	: D _a Arttırma Katsayıları.....	55
Çizelge 2.15	: Kesit kapasite değerleri.....	55
Çizelge 2.16	: Kolonların Kirişlerden Daha Güçlü Olması Kontrolü.....	56
Çizelge 2.17	: IPE 360 kesit özellikleri.....	68
Çizelge 3.1	: Kütle Katılım Oranları.....	66
Çizelge 3.2	: Deprem Yüklerine Göre Burulma Düzensizliği Kontrolü.....	87
Çizelge 3.3	: Rüzgar Yüklerine Göre Burulma Düzensizliği Kontrolü.....	88
Çizelge 3.4	: Y Doğrultusundaki Dayanım Düzensizliği Kontrolü.....	90
Çizelge 3.5	: X Doğrultusundaki Dayanım Düzensizliği Kontrolü.....	90
Çizelge 3.6	: Rüzgar Yüklerine Göre Rijitlik Düzensizliği Kontrolü.....	91
Çizelge 3.7	: Deprem Yüklerine Göre Rijitlik Düzensizliği Kontrolü.....	92
Çizelge 3.8	: Deprem Yüklerine Göre Etkin Görelî Kat Ötelenmeleri.....	93
Çizelge 3.9	: Rüzgar Yüklerine Göre Etkin Görelî Kat Ötelenmeleri Kontrolü.....	94
Çizelge 3.10	: Deprem Yüklerinden Oluşan İkinci Mertebe Gösterge Değeri.....	97
Çizelge 3.11	: Rüzgar Yüklerinden Oluşan İkinci Mertebe Gösterge Değeri.....	98
Çizelge 3.12	: HD 400 x 383 kesit özellikleri.....	101
Çizelge 3.13	: IPE 500 kesit özellikleri.....	106
Çizelge 3.14	: Kesit kapasite değerleri.....	108
Çizelge 3.15	: Kolonların Kirişlerden Daha Güçlü Olması Kontrolü.....	109
Çizelge 4.1	: Çelik çekirdekli yapının döşeme maliyeti.....	116
Çizelge 4.2	: Betonarme çekirdekli yapının döşeme maliyeti.....	116
Çizelge 4.3	: Betonarme çekirdekli yapının betonarme perde maliyeti.....	117

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1 : Kat planı	5
Şekil 2.2 : Yapının üç boyutlu görünüşü	6
Şekil 2.3 : I Aksı Kesiti	7
Şekil 2.4 : A Aksı Kesiti	7
Şekil 2.5 : Y doğrultusundaki tasarım rüzgar basıncı grafiği	11
Şekil 2.6 : X doğrultusundaki tasarım rüzgar basıncı grafiği	14
Şekil 2.7 : X doğrultusundaki rüzgar yükünden oluşan kat kesme kuvvetleri	14
Şekil 2.8 : Y doğrultusundaki rüzgar yükünden oluşan kat kesme kuvvetleri	15
Şekil 2.9 : Tasarım ivme spektrumu grafiği	18
Şekil 2.10: X doğrultusundaki azaltılmış tasarım ivme spektrumu grafiği	18
Şekil 2.11: Y doğrultusundaki azaltılmış tasarım ivme spektrumu grafiği	19
Şekil 2.12: X ve Y doğrultusundaki azaltılmış tasarım ivme spektrumu grafiği	19
Şekil 2.13: X doğrultusundaki deprem yükünden oluşan kat kesme kuvvetleri	21
Şekil 2.14: Y doğrultusundaki deprem yükünden oluşan kat kesme kuvvetleri	22
Şekil 2.15: Rüzgar Yüklerinden Oluşan Deplasman Değerleri	34
Şekil 2.16: Deprem Yüklerinden Oluşan Deplasman Değerleri	34
Şekil 2.17: X doğrultusundaki rüzgar ve deprem yükünden oluşan kat kesme kuvvetleri	38
Şekil 2.18: Y doğrultusundaki rüzgar ve deprem yükünden oluşan kat kesme kuvvetleri	39
Şekil 2.19: X doğrultusundaki rüzgar ve deprem yükünden oluşan kat kesme deplasmanlar	39
Şekil 2.20: Y doğrultusundaki rüzgar ve deprem yükünden oluşan kat kesme deplasmanlar	40
Şekil 2.21 : HD 400 x 634 kesiti	40
Şekil 2.22 : Kuvvetli kolon – zayıf giriş kontrolü	54
Şekil 2.23 : Kompozit döşeme sistemi	56
Şekil 2.24 : Kompozit döşeme sistemi enkesiti	57
Şekil 3.1 : Kat planı	75
Şekil 3.2 : Yapının üç boyutlu görünüşü	76
Şekil 3.3 : I Aksı Kesiti	77
Şekil 3.4 : A Aksı Kesiti	77
Şekil 3.5 : X doğrultusundaki rüzgar yükünden oluşan kat kesme kuvvetleri	79
Şekil 3.6 : Y doğrultusundaki rüzgar yükünden oluşan kat kesme kuvvetleri	79
Şekil 3.7 : Tasarım ivme spektrumu grafiği	81
Şekil 3.8 : X ve Y doğrultusundaki azaltılmış tasarım ivme spektrumu grafiği	81
Şekil 3.9 : X doğrultusundaki deprem yükünden oluşan kat kesme kuvvetleri	83
Şekil 3.10: Y doğrultusundaki deprem yükünden oluşan kat kesme	83
Şekil 3.11: Rüzgar Yüklerinden Oluşan Deplasman Değerleri	95
Şekil 3.12: Deprem Yüklerinden Oluşan Deplasman Değerleri	95

Şekil 3.13: X doğrultusundaki rüzgar ve deprem yükünden oluşan kat kesme kuvvetleri.....	99
Şekil 3.14: Y doğrultusundaki rüzgar ve deprem yükünden oluşan kat kesme kuvvetleri.....	99
Şekil 3.16: X doğrultusundaki rüzgar ve deprem yükünden oluşan kat kesme deplasmanlar.....	100
Şekil 3.16: Y doğrultusundaki rüzgar ve deprem yükünden oluşan kat kesme deplasmanlar.....	100
Şekil 3.17 : HD 400 x 383 kesiti.....	101
Şekil 3.18 : Yapının x doğrultusundaki perde uç bölgeleri	109
Şekil A.1 : Etki faktörü	128
Şekil A.2 : Boyut küçültme faktörü	129
Şekil A.3 : Darbe etkisi enerji oranı.....	129
Şekil A.4 : Türbülans faktörü	130
Şekil A.5 : Peak faktörü	130
Şekil B.1 : Dikdörtgen kesit çizelgeleri	131

SEMBOL LİSTESİ

A(T)	: Spektral İvme Katsayısıd
A_o	: Etkin Yer İvmesi Katsayısı
A_s	: Çekme donatısı kesit alanı
b	: Genişlik
b_{bf}	: Kiriş kesitinin başlık genişliği
b_{cf}	: Kolon kesitinin başlık genişliği
C_b	: Moment değişiminin burkulma üzerindeki etkisini belirleyen bir katsayı
C_m	: Eksenel basınç ve eğilmenin etkidiği sistemlerde, kolonun şeklini gözönüne alan bir katsayı
D	: Dairesel halka kesitlerde dış çap
D_a	: Akma gerilmesi arttırma katsayısı
d_b	: Kiriş enkesit yüksekliği
d_c	: Kolon enkesit yüksekliği
E	: Çeliğin elasisite modülü
E	: Deprem yükü simgesi
e	: Dışmerkezlik
E_{IY}	: Esas ve ilave yüklerin toplamı
E_Y	: Esas yüklerin toplamı
F	: En kesit alanı
f_{ck}	: Beton karakteristik basınç dayanımı
f_{ctk}	: Beton karakteristik eksenel çekme dayanımı
g	: Yerçekimi ivmesi (9.81 m/s ²)
h_i	: Binanın i'inci katının kat yüksekliği
I	: Bina Önem Katsayısı
I_x, I_y	: En kesitin atalet momenti
K	: Burkulma boyunu belirleyen bir katsayı
l_b	: Kirişin yanal doğrultuda mesnetlendiği noktalar arasındaki uzaklık
M	: Düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan eğilme momenti
M_p	: Eğilme momenti kapasitesi
M_{pa}	: Kolonun alt ucunda hesaplanan moment kapasitesi
M_{pi}	: Kirişin sol ucu i'de hesaplanan pozitif veya negatif moment kapasitesi
M_{pj}	: Kirişin sağ ucu j'de hesaplanan negatif veya pozitif moment kapasitesi
M_{pü}	: Kolonun üst ucunda hesaplanan moment kapasitesi
N	: Düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan eksenel kuvvet
n	: Hareketli Yük Katılım Katsayısı
N_{bp}	: Eksenel basınç kapasitesi
N_{çp}	: Eksenel çekme kapasitesi
Q	: Hareketli yük simgesi
R	: Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı
s	: Kirişin basınç başlığında dönmeye ve yanal deplasmana karşı mesnetleri arasındaki mesafe
S(T)	: Spektrum Katsayısı

S_x, S_y	: Çubuğun burkulma boyu
T	: Bina doğal titreşim periyodu [s]
T_1	: Binanın birinci doğal titreşim periyodu [s]
T_A, T_B	: Spektrum Karakteristik Periyotları [s]
t_{bf}	: Kiriş kesitinin başlık kalınlığı
t_{cf}	: Kolon kesitinin başlık kalınlığı
t_w	: Gövde kalınlığı
V	: Kesme kuvveti
V_e	: Düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan kesme kuvveti
V_{dy}	: Kirişin kolona birleşen yüzünde düşey yüklerden meydana gelen basit kiriş kesme kuvveti
V_i	: Gözönüne alınan deprem doğrultusunda binanın i 'inci katına etki eden kat kesme kuvveti
V_{ke}	: Kayma bölgesinin gerekli kesme dayanımı
V_p	: Kesme kuvveti kapasitesi
V_{pd}	: Tasarım zımbalama kuvveti
V_t	: Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'ne göre hesaplanan taban kesme kuvveti
V_{tB}	: Mod Birleştirme Yöntemi'ne göre hesaplanan taban kesme kuvveti
W	: Binanın, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak bulunan toplam ağırlığı
W	: Rüzgar etkisi
w_i	: Binanın i 'inci katının, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak hesaplanan ağırlığı
W_p	: Plastik mukavemet momenti
β	: Mod Birleştirme Yöntemi ile hesaplanan büyüklüklerin alt sınırlarının belirlenmesi için kullanılan katsayı
Δ_i	: Binanın i 'inci katındaki azaltılmış görelî kat ötelemesi
δ_i	: Binanın i 'inci katındaki etkin görelî kat ötelemesi
θ_i	: i 'inci katta tanımlanan İkinci Mertebe Gösterge Değeri
λ	: Narinlik modülü,
ρ_{min}	: Minimum donatı oranı
σ_b	: Yalnız eğilme momenti etkisi altında hesaplanan basınç gerilmesi
σ_B	: Yalnız eğilme momenti etkisi altında müsaade edilecek basınç eğilme gerilmesi
σ_{bem}	: Yalnız basınç kuvveti etkisi altında müsaade edilecek basınç gerilmesi
$\sigma_{\text{çem}}$: Çekme emniyet gerilmesi
σ_{eb}	: Yalnız basınç kuvveti altında hesaplanan gerilme
σ_a	: Yapı çeliğinin akma gerilmesi
σ_{em}	: Emniyet gerilmesi
τ	: Hesaplanan kayma gerilmesi
τ_{em}	: Kayma emniyet gerilmesi
Ω_o	: Büyütme katsayısı
$(\delta_i)_{max}$: Binanın i 'inci katındaki maksimum etkin görelî kat ötelemesi
$(\Delta_i)_{ort}$: Binanın i 'inci katındaki ortalama azaltılmış görelî kat ötelemesi

ÇOK KATLI BİR ÇELİK YAPININ ÇELİK VEYA BETONARME ÇEKİRDEKLİ TASARIMLARININ KARŞILAŞTIRILMASI

ÖZET

Bu tez çalışmasında çok katlı bir çelik yapının düşey yükler, rüzgar yükleri ve deprem yükleri altında süneklik düzeyi yüksek çelik çekirdek veya betonarme çekirdek taşıyıcı sistemleri kullanılarak karşılaştırmalı olarak analizi yapılmıştır.

Yapının ölçüleri kısa doğrultuda 14.4 m, uzun doğrultuda 36 m'dir. Yapı kat yükseklikleri 3.5 m olup 28 kattan oluşmaktadır. Yapının toplam yüksekliği 98m'dir. Döşeme sistemi 1.8 m aralıklarla oluşturulmuş kompozit döşeme olarak tasarlanmıştır. Yapı 1. derece deprem bölgesinde ve Z2 sınıfı zemin üzerine oturmaktadır. Yapıda kullanılan tüm çelik profiller St52 kalitesindedir. Kompozit döşemede C 20, betonarme perdelerde C 40 sınıfı beton kullanılmıştır. Döşeme sisteminde BÇ IV ve betonarme perdede BÇ III kalitesinde betonarme çeliği kullanılmıştır.

Dört bölümden oluşan çalışmanın ilk bölümünde konu ve amaç açıklanmıştır.

İkinci bölümde yatay yüklerin tamamının çelik çekirdek tarafından taşındığı çelik büro yapısının statik ve dinamik analiz bilgileri, statik sistem tanımı, yapıya etkileyen düşey ve yatay yükler, yük kombinasyonları ve kesit hesapları verilmiştir. Tüm yapı elemanları hadde profillerden teşkil edilmiştir.

Üçüncü bölümde yatay yüklerin tamamının yerinde dökme betonarme çekirdek tarafından taşındığı çelik büro yapısının statik ve dinamik analiz bilgileri, statik sistem tanımı, yapıya etkileyen düşey ve yatay yükler, yük kombinasyonları ve kesit hesapları verilmiştir.

Son bölümde, ikinci ve üçüncü bölümlerde tanımlanan taşıyıcı sistemler süre ve maliyet açısından karşılaştırılmıştır.

Yapının üç boyutlu statik ve dinamik analizi ETABS programı kullanılarak yapılmıştır. Yapı sistemi İMO - 02. R-01, TS 648, TS500, Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik 2007 , Eurocode 4 ve NBC 1995 yönetmelikleri kapsamında incelenmiştir.

THE COMPARISON OF HIGH RISE STEEL STRUCTURE DESIGN WITH STEEL BRACED FRAME CORE OR REINFORCED CONCRETE SHEAR WALL CORE

SUMMARY

In this study, a high rise steel structure with high ductility steel braced frame core or high ductility reinforced concrete shear wall core is designed and compared under the gravity loads, wind loads and earthquake loads.

The system length of structure on direction x is 36.0 m and the length of structure on direction y is 14.4 m. All storey has 3.50 m and height of the 28 stored structure is 98 m. Floors are consisted of beams which have 1.8 m spans designed as composite members. The structure is assumed that it is based on the first degree of earthquake Zone and on the Z2 soil class. All steel members have the quality of St52. For slabs, The quality of C 20 concrete and the quality of BÇ IV reinforcement are used. For shear walls, the quality of C 40 concrete and the quality of BÇ III reinforcement are used.

The first chapter of the study, which is composed of four chapters, covers the description of the subject and aim.

In the second chapter, the structure, that has steel braced frame core under lateral loads, are defined and the information of static and dynamic analysis, description of statical system, vertical and horizontal loads and the load combinations, calculations of members are given.

In the third chapter, the structure, that has reinforced concrete shear wall core under lateral loads, are defined and the information of static and dynamic analysis, description of statical system, vertical and horizontal loads and the load combinations, calculations of members are given.

In the last chapter, two structures are compared to each other with their duration and cost analysis.

ETABS which is structural analysis programme is used for static and dynamic analysis. The structure is designed according to İMO - 02. R-01, TS 648, TS500, Regulations for Buildings of Disasters Regions 2007, Eurocode 4 and NBC 1995.

1. GİRİŞ

1.1 Konu

Sunulan bu çalışmada çok katlı bir çelik yapının İMO - 02. R-01 ve Deprem Yönetmeliği'ne göre çelik çekirdekli veya betonarme çekirdekli taşıyıcı sistem tasarımlarının karşılaştırılması amaçlanmıştır. Yapı, Almanya'da bulunan taşıyıcı sistemi betonarme çekirdek ile güçlendirilen Mannesmann A.G binasının mimari özellikleri gözönüne alınarak ülkemiz şartlarında ve yönetmeliklerinde boyutlandırılması amaçlanmıştır.

1.2 Yapının Özellikleri ve Hesap Yöntemleri

Yapı geometrisi planda 14.4 m genişlik ve 36 m uzunluğa sahip, 28 kattan oluşan, toplam 98m yüksekliğinde çok katlı çelik bir ofis yapısıdır. Dış cephede 7.2 m aralıklarla teşkil edilmiş kolonlar iç bölgede oluşturulmuş çekirdek sistemine bağlanmıştır. Yapı süneklik düzeyi yüksek çerçeveler ile birlikte perdeler ya da sadece süneklik düzeyi yüksek perdeler kullanılarak tasarlanmıştır. Döşeme olarak 1.8 m aralıklarla yerleştirilmiş çelik profiller üzerine toplam 12 cm yüksekliğinde kompozit döşeme sistemi kullanılmıştır.Yapının statik ve dinamik analizi Etabs programı kullanılarak yapılmıştır.

İkinci bölümde yapının süneklik düzeyi yüksek çelik çekirdekli taşıyıcı sistemi incelenmiştir.Yapıya etkiyen yükler düşey yükler TS 498, yatay yükler Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik 2007 ve NBC 1995'e göre hesaplanmıştır.Yapının düzensizlik kontrolleri yapılmış görelî kat ötelenmeleri ve ikinci merteye etkileri tahkik edilmiştir.Kompozit döşeme ve kompozit kirişler Eurocode 4'e göre hesaplanmıştır. Yapı elemanlarının boyutlandırılması TS 648'e eşdeğer nitelikte hazırlanan İMO - 02. R-01 ve Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik 2007'e uygun olarak yapılmıştır.

Üçüncü bölümde yapının süneklik düzeyi yüksek betonarme çekirdekli taşıyıcı sistemi incelenmiştir. Betonarme perdenin hesapları Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik 2007 ve TS 500'e göre yapılmıştır.

Dördüncü bölümde yapının çelik çekirdekli veya betonarme çekirdekli taşıyıcı sistemlerin maliyet ve süre analizleri yapılmıştır.

Beşinci bölümde elde edilen sonuçlar doğrultusunda yapının her iki sistem için değerlendirmeleri yer almaktadır.

Yapıda kullanılan yapı çeliği (St52) kalitesindedir. Döşeme betonu için C 20, betonarme perde için C 40 beton sınıfı kullanılmıştır. Döşemelerde BÇ IV, betonarme perdede ise BÇ III kalitesinde betonarme çeliği kullanılmıştır. Yapı malzeme özellikleri aşağıda belirtilmiştir.

St52 çeliği için:

$$\sigma_f : \text{Kopma gerilmesi} = 52 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma_a : \text{Akma gerilmesi} = 36 \text{ kN / cm}^2$$

$$E : \text{Elastisite modülü} = 21000 \text{ kN / cm}^2$$

$$G : \text{Kayma modülü} = 8100 \text{ kN / cm}^2$$

$$p : \text{Yapı çeliği yoğunluğu} = 78.5 \text{ kN / cm}^2$$

BÇ III çeliği için:

$$f_{yk} : \text{Donatının karakteristik akma dayanımı} = 42 \text{ kN / cm}^2$$

$$f_{yd} : \text{Donatının tasarım akma dayanımı} = 36.5 \text{ kN / cm}^2$$

BÇ IV çeliği için:

$$f_{yk} : \text{Donatının karakteristik akma dayanımı} = 50 \text{ kN / cm}^2$$

$$f_{yd} : \text{Donatının tasarım akma dayanımı} = 43.5 \text{ kN / cm}^2$$

C 20 betonu için:

$$f_{ck} : \text{Betonun karakteristik silindir basınç dayanımı} = 2.0 \text{ kN / cm}^2$$

$$f_{cd} : \text{Betonun tasarım basınç dayanımı} = 1.33 \text{ kN / cm}^2$$

$$f_{ctk} : \text{Betonun karakteristik silindir çekme dayanımı} = 0.16 \text{ kN / cm}^2$$

$$f_{ctd} : \text{Betonun tasarım çekme dayanımı} = 0.104 \text{ kN / cm}^2$$

C 40 betonu için:

f_{ck} : Betonun karakteristik silindir basınç dayanımı = 4.0 kN / cm²

f_{cd} : Betonun tasarım basınç dayanımı = 2.7 kN / cm²

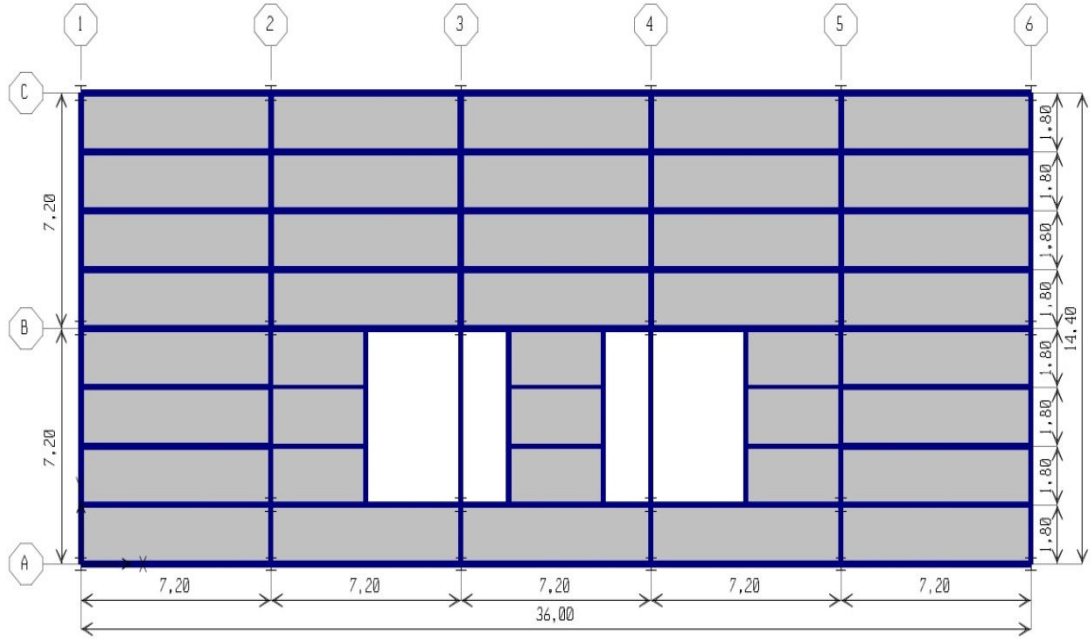
f_{ctk} : Betonun karakteristik silindir çekme dayanımı = 0.22 kN / cm²

f_{ctd} : Betonun tasarım çekme dayanımı = 0.148 kN / cm²

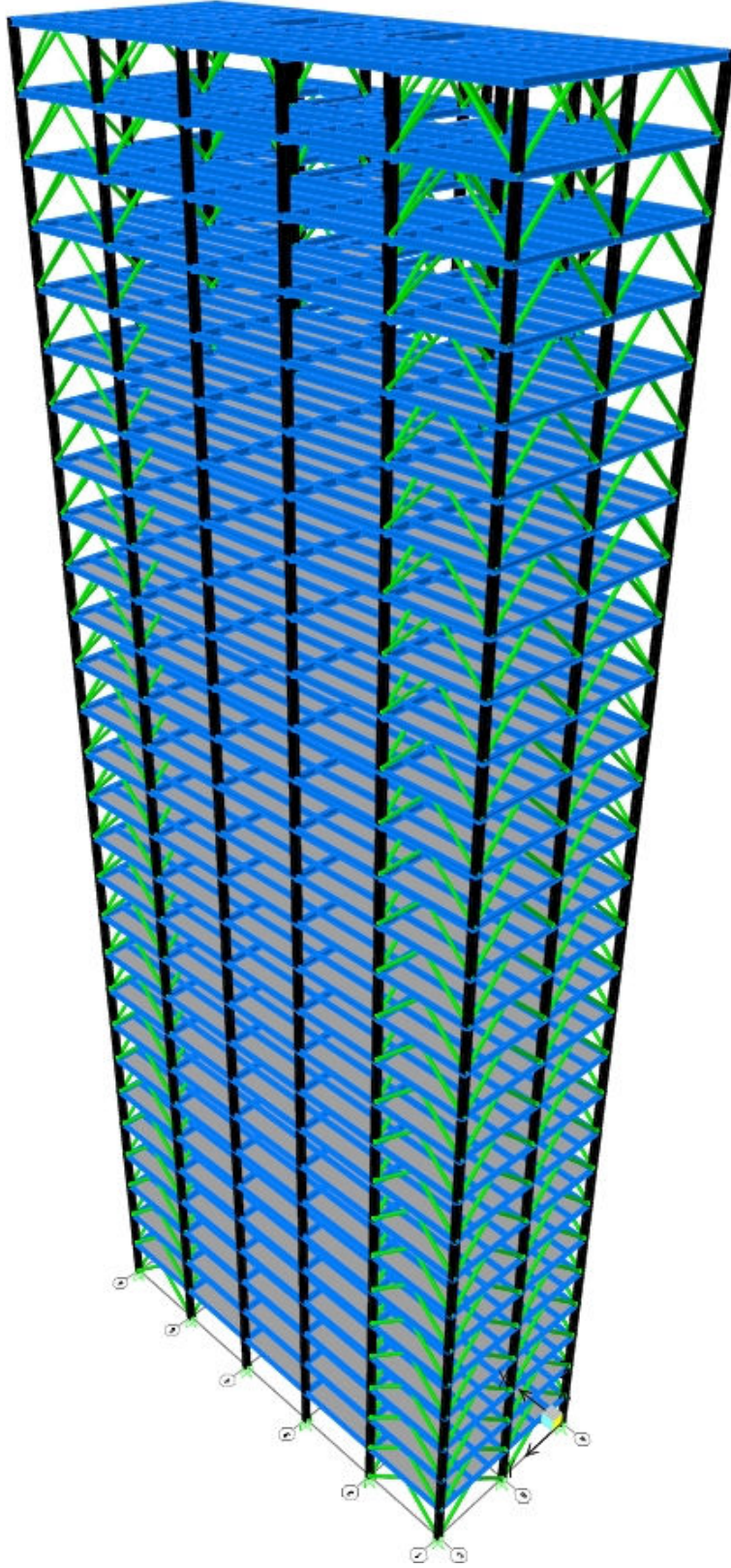
2. ÇOK KATLI YAPININ ÇELİK ÇEKİRDEKLİ TASARIMI

2.1 Yapının Tanıtımı

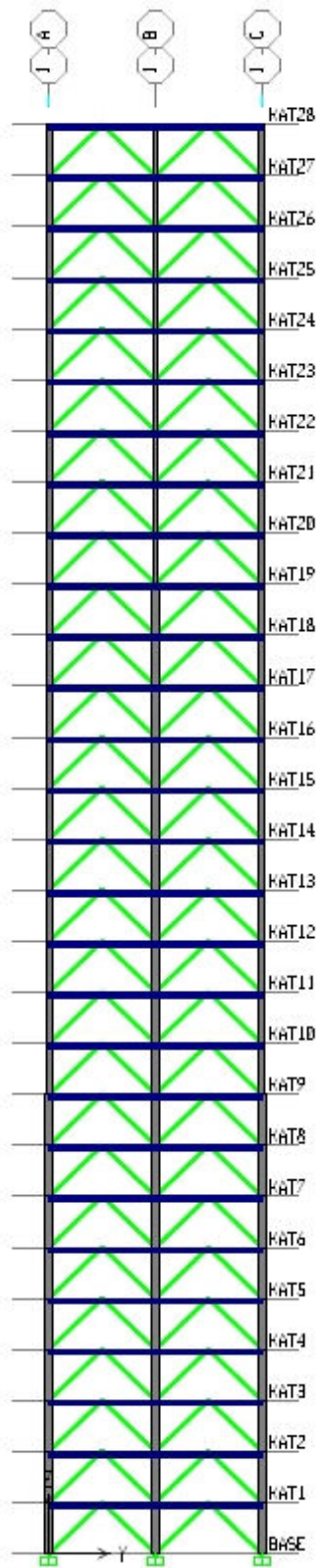
Yapının yatay yük taşıyıcı sistemi x doğrultusunda süneklik düzeyi yüksek çerçeveler ile birlikte merkezi çaprazlı çelik perdeler kullanılarak, y doğrultusunda ise süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çelik perdeler kullanılarak oluşturulmuştur. Kat döşeme sistemi, çelik tali kirişler ile betonun saplama elemanları vasıtasıyla birlikte çalışması sağlanarak kompozit döşeme sistemi teşkil edilmiştir. Binaya ait görünüş, plan ve kesitler aşağıda gösterilmiştir.



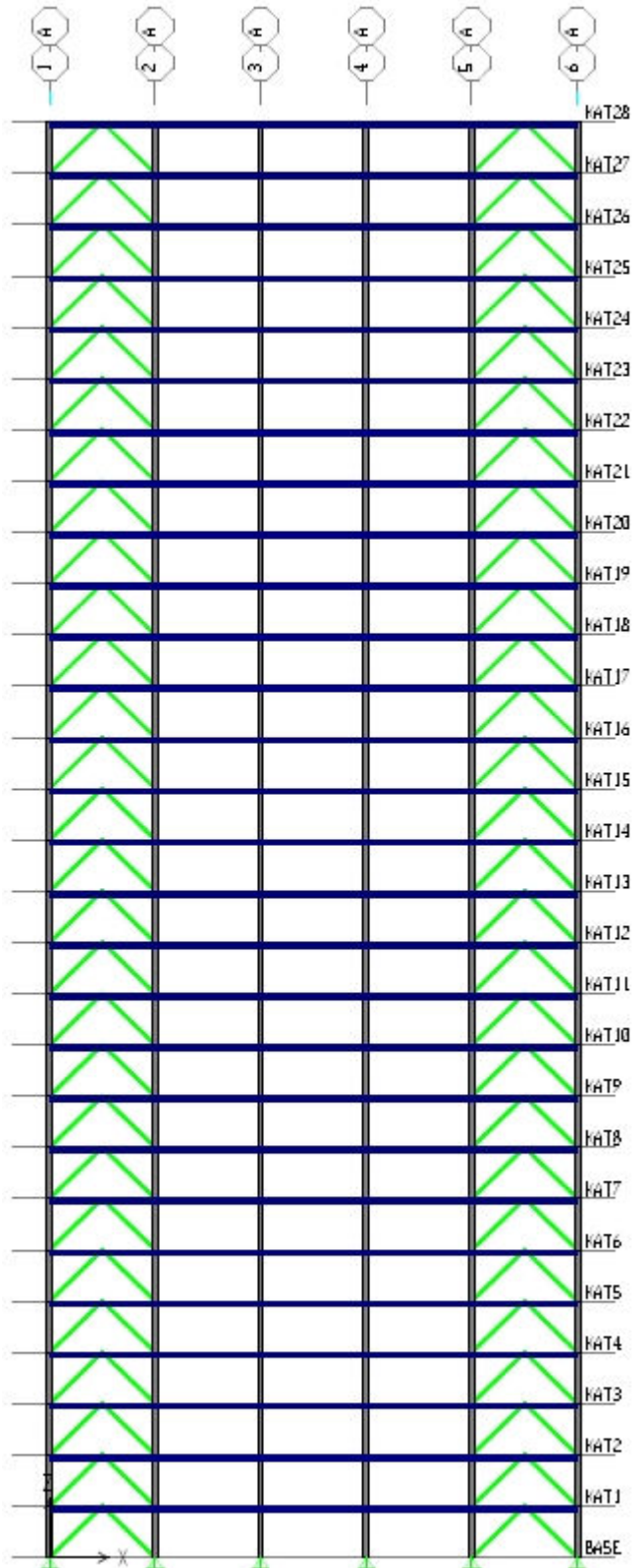
Şekil 2.1 : Kat planı



Şekil 2.2 : Yapının üç boyutlu görünüşü



Şekil 2.3 : 1 Aksı Kesiti



Şekil 2.4 : A Aksı Kesiti

2.2 Yük Analizi

2.2.1 Düşey yük analizi

2.2.1.1 Sabit yükler

Yapının tüm elemalarının zati yükleri, tüm kat döşemelerinde 12 cm kalınlığında döşeme betonu ve döşeme sacının ağırlıkları program tarafından hesaba katılmıştır.

Kaplama + sıva1.2 kN/m²

Asma tavan + tesisat0.6 kN/m²

$$g = 1.8 \text{ kN/m}^2$$

2.2.1.2 Kar yükü

Kar yükü hesap değeri, yapının bulunduğu bölgeye, yapı yüksekliğine ve yüzeyin yatayla olan açısına bağlı olarak belirlenir [3].

P_k : Kar yükü hesap değeri

m : Çatı eğimine bağlı azaltma katsayısı

P_{ko} : Kar yükü

$P_{ko} = 0.75 \text{ kN/m}^2$ (1. Bölge ve yapının denizden yüksekliği 200 m den küçük)

$\alpha < 30^\circ$ için $m = 1$

$P_k = m \times P_{ko}$

$P_k = 1 \times 0.75 = 0.75 \text{ kN/m}^2$

2.2.1.3 Hareketli yük

Hareketli yük değeri $q = 3.5 \text{ kN/m}^2$ alınmıştır.

2.2.2 Yatay yük analizi

2.2.1.1 Rüzgar yükü

Çok katlı yapı tasarımında rüzgarın türbülans etkisini incelemek ve bu etkenden dolayı yapıda oluşan darbe etkisini hesaba katmak için Kanada Yönetmeliği NBC 1995'e [5] göre detaylı analiz yapılmıştır.

Hesapla ilgili parametreler aşağıda açıklanmıştır.

P : Tasarım rüzgar basıncı değeri

q : Referans rüzgar basıncı

C_e : Bölge faktörü

C_g : Rüzgarın darbe faktörü

C_p : Basınç katsayısı

H : Bina toplam yüksekliği = 98 m

W : Bina uzunluğu = 36 m

D : Bina genişliği = 14.4 m

n_o : Doğal frekans = 0.2 Hz

β : Kritik sönüm oranı = 0.015

Yapı şehir merkezi konumuna bağlı olarak tanımlanan B tipi arazi bölgesindedir.

Referans rüzgar hızı değeri :

$$\bar{V} = 28 \text{ m/s} = 100.8 \text{ km/h}$$

Yapının y doğrultusu boyunca etkiyen rüzgar yükü için parametreler hesaplanırsa ;

Binanın en üst noktası rüzgar faktörü bina yüksekliği ve arazi konumuna bağlı olarak

Ek1'de verilen tablolardan okunmuştur.

$$C_{EH} = 1.39$$

Yapının en üst noktasındaki ortalama hızı :

$$V_H = \bar{V} \times \sqrt{C_{EH}} = 28 \times \sqrt{1.39} = 33.01 \text{ m/s} \quad (2.1)$$

Yapının hesaplanan rüzgar doğrultusundaki uzunluk /yükseklik oranı:

$$W/H = 36/98 = 0.37$$

Dalgalanma sayısı :

$$F = n_o / V_H = 0.2/33.01 = 0.006060 \quad (2.2)$$

Boyut küçültme frekansı :

$$s = H \times n_o / V_H = 98 \times 0.2 / 33.01 = 0.59 \quad (2.3)$$

B tipi arazi için zemin katsayısı (K) 0.1 olarak belirlenmiştir.

Türbülans faktörü (B) Ek1'de verilen tablolardan belirlenmiştir.

$$B = 0.75$$

Boyut küçültme faktörü (s) Ek1'de verilen tablolardan belirlenmiştir.

$$s = 0.14$$

Darbe etkisi enerji oranı:

$$x_o = 1220 \times \frac{n_o}{V_H} = 1220 \times \frac{0.2}{33.01} = 7.3932 \quad (2.4)$$

$$F = x_o^2 / (1 + x_o^2)^{4/3} = 7.3932^2 / (1 + 7.3932^2)^{4/3} = 0.257 \quad (2.5)$$

Değişim katsayısı:

$$\frac{\sigma}{\mu} = \sqrt{\frac{K}{C_{EH}} \times \left(B + \frac{s \times F}{\beta} \right)} \quad (2.6)$$

$$\frac{\sigma}{\mu} = \sqrt{\frac{0.1}{1.39} \times \left(0.75 + \frac{0.14 \times 0.257}{0.015} \right)} = 0.476$$

Ortalama dalgalanma oranı:

$$v = n_o \sqrt{\frac{s \times F}{(s \times F) + (B \times \beta)}} \quad (2.7)$$

$$v = 0.2 \sqrt{\frac{0.14 \times 0.257}{(0.14 \times 0.257) + (0.015 \times 0.75)}} = 0.174$$

Pik faktörü (g_p) Ek1'de verilen tablolardan belirlenmiştir.

$$g_p = 3.75$$

Rüzgar darbe faktörü:

$$C_g = 1 + g_p \left(\frac{\sigma}{\mu} \right) = 1 + 3.75 \times (0.476) = 2.785 \quad (2.8)$$

Referans rüzgar basıncı, atmosfer koşullarına ve hava sıcaklığına bağlı bir katsayı (C) ve referans rüzgar hızı değeriyle bağıntılı Denklem (2.9)'e göre hesaplanır.

$$q = C \times V^2 \quad (2.9)$$

q parametresi değerinin kN/m² biriminden olması için $C = 650 \times 10^{-6}$ 'dır.

$$q = 650 \times 10^{-6} \times 28^2 = 0.51 \text{ kN/m}^2$$

B tipi arazi bölgesi için yüksekliğe bağlı olarak değişen C_e katsayısı, Denklem (2.10)'e göre belirlenir.

$$C_e = 0.5 \left(\frac{z}{12.7} \right)^{0.5} \geq 0.5 \quad (2.10)$$

Rüzgar basınç katsayısı C_p, rüzgarın etkiği yöne bağlı olarak basınç ve emme olarak farklı değerler alır.

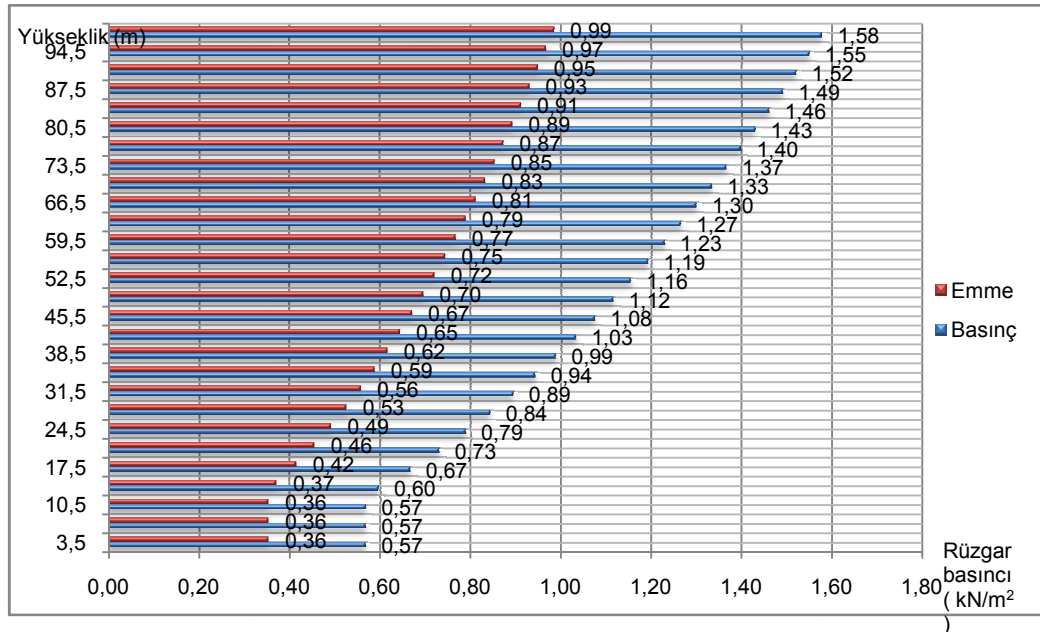
$$C_p = 0.8 \text{ (basınç katsayısı)}$$

$$C_p = -0.5 \text{ (emme katsayısı)}$$

Yapıya etkilecek tasarım rüzgar basıncı Denklem (2.9) ile hesaplanır.

$$P = q \times C_e \times C_g \times C_p \quad (2.11)$$

Denklem (2.11) ile hesaplanan değerler emme ve basınç olarak Şekil 2.5' de gösterilmiştir.



Şekil 2.5 : Y doğrultusundaki tasarım rüzgar basıncı grafiği

Yapının x doğrultusu boyunca etkiyen rüzgar yükü için parametreler hesaplanırsa ;

Binanın en üst noktası rüzgar faktörü bina yüksekliği ve arazi konumuna bağlı olarak

Ek1'de verilen tablolardan okunmuştur.

$$C_{EH} = 1.39$$

Yapının en üst noktasındaki ortalama hızı :

$$V_H = \bar{V} \times \sqrt{C_{EH}} = 28 \times \sqrt{1.39} = 33.01 \text{ m/s}$$

Yapının hesaplanan rüzgar doğrultusundaki uzunluk /yükseklik oranı:

$$D/H = 14.4 / 98 = 0.147$$

Dalgalanma sayısı :

$$F = n_o / V_H = 0.2 / 33.01 = 0.006060$$

Boyut küçültme frekansı :

$$s = H \times n_o / V_H = 98 \times 0.2 / 33.01 = 0.59$$

B tipi arazi için zemin katsayısı (K) 0.1 olarak belirlenmiştir.

Türbülans faktörü (B) Ek1'de verilen tablolardan belirlenmiştir.

$$B = 0.41$$

Boyut küçültme faktörü (s) Ek1'de verilen tablolardan belirlenmiştir.

$$s = 0.24$$

Darbe etkisi enerji oranı:

$$x_o = 1220 \times \frac{n_o}{V_H} = 1220 \times \frac{0.2}{33.01} = 7.3932$$

$$F = x_o^2 / (1 + x_o^2)^{4/3} = 7.3932^2 / (1 + 7.3932^2)^{4/3} = 0.257$$

Değişim katsayısı:

$$\frac{\sigma}{\mu} = \sqrt{\frac{K}{C_{EH}} \times \left(B + \frac{s \times F}{\beta} \right)} = \sqrt{\frac{0.1}{1.39} \times \left(0.41 + \frac{0.24 \times 0.257}{0.015} \right)} = 0.57$$

Ortalama dalgalanma oranı:

$$v = n_o \sqrt{\frac{s \times F}{(s \times F) + (B \times \beta)}} = 0.2 \sqrt{\frac{0.24 \times 0.257}{(0.24 \times 0.257) + (0.015 \times 0.41)}} = 0.191$$

Pik faktörü (g_p) Ek1’de verilen tablolardan belirlenmiştir.

$$g_p = 3.775$$

Rüzgar darbe faktörü:

$$C_g = 1 + g_p \left(\frac{\sigma}{\mu} \right) = 1 + 3.775 \times (0.57) = 3.152$$

Referans rüzgar basıncı, atmosfer koşullarına ve hava sıcaklığına bağlı bir katsayı (C) ve referans rüzgar hızı değeriyle bağıntılı Denklem (2.9)’e göre hesaplanır.

$$q = C \times V^2$$

q parametresi değerinin kN/m^2 biriminden olması için $C = 650 \times 10^{-6}$ ’dır.

$$q = 650 \times 10^{-6} \times 28^2 = 0.51 \text{ kN/m}^2$$

B tipi arazi bölgesi için yüksekliğe bağlı olarak değişen C_e katsayısı, Denklem (2.10)’e göre belirlenir.

$$C_e = 0.5 \left(\frac{z}{12.7} \right)^{0.5} \geq 0.5$$

Rüzgar basınç katsayısı C_p , rüzgarın etkidiği yöne bağlı olarak basınç ve emme olarak farklı değerler alır.

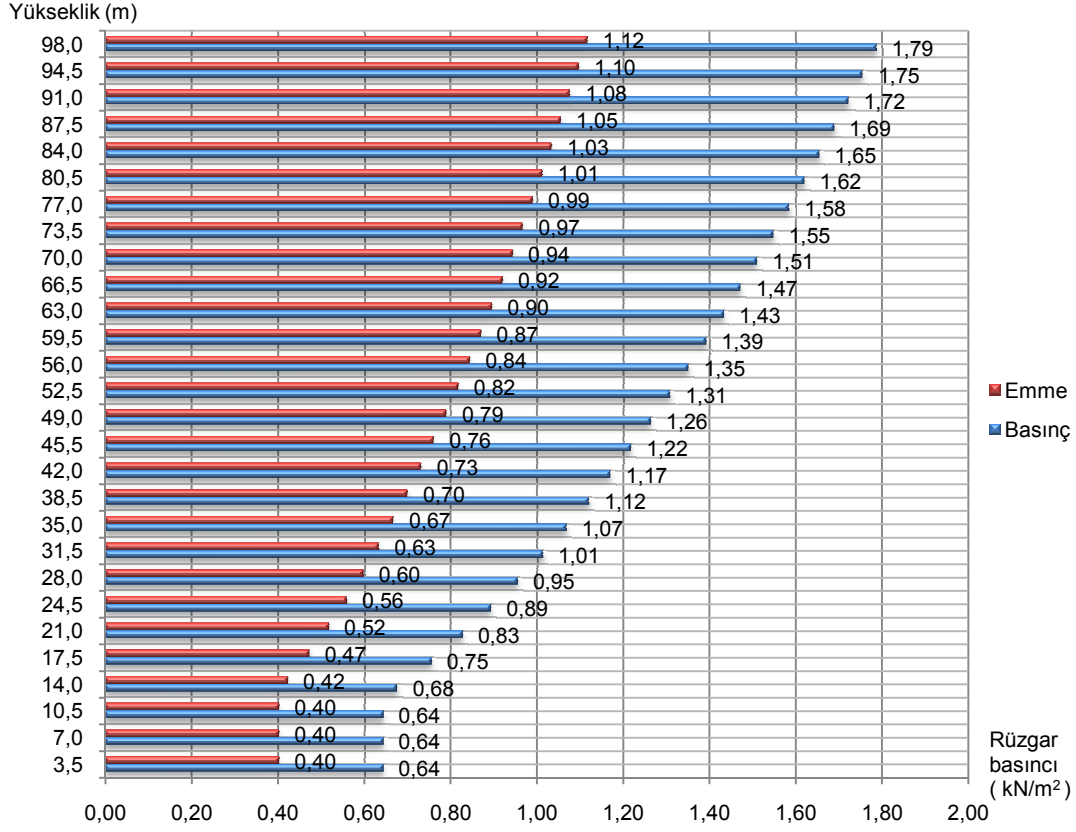
$$C_p = 0.8 \text{ (basınç katsayısı)}$$

$$C_p = -0.5 \text{ (emme katsayısı)}$$

Yapıya etkilecek tasarım rüzgar basıncı Denklem (2.11) ile hesaplanır.

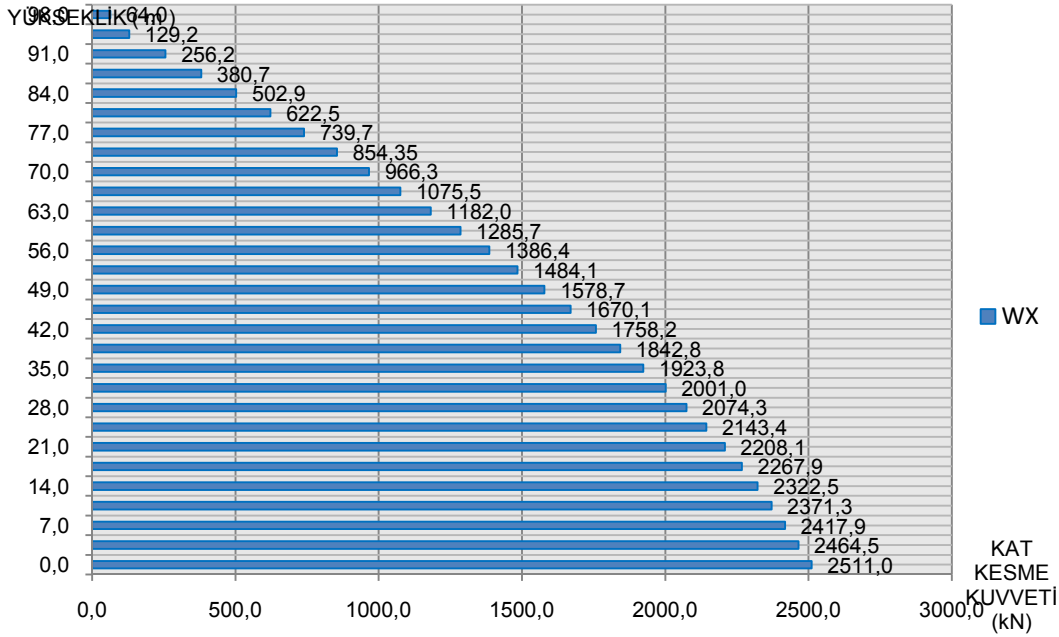
$$P = q \times C_e \times C_g \times C_p$$

Denklem (2.9) ile hesaplanan değerler emme ve basınç olarak Şekil 2.6’ da gösterilmiştir.

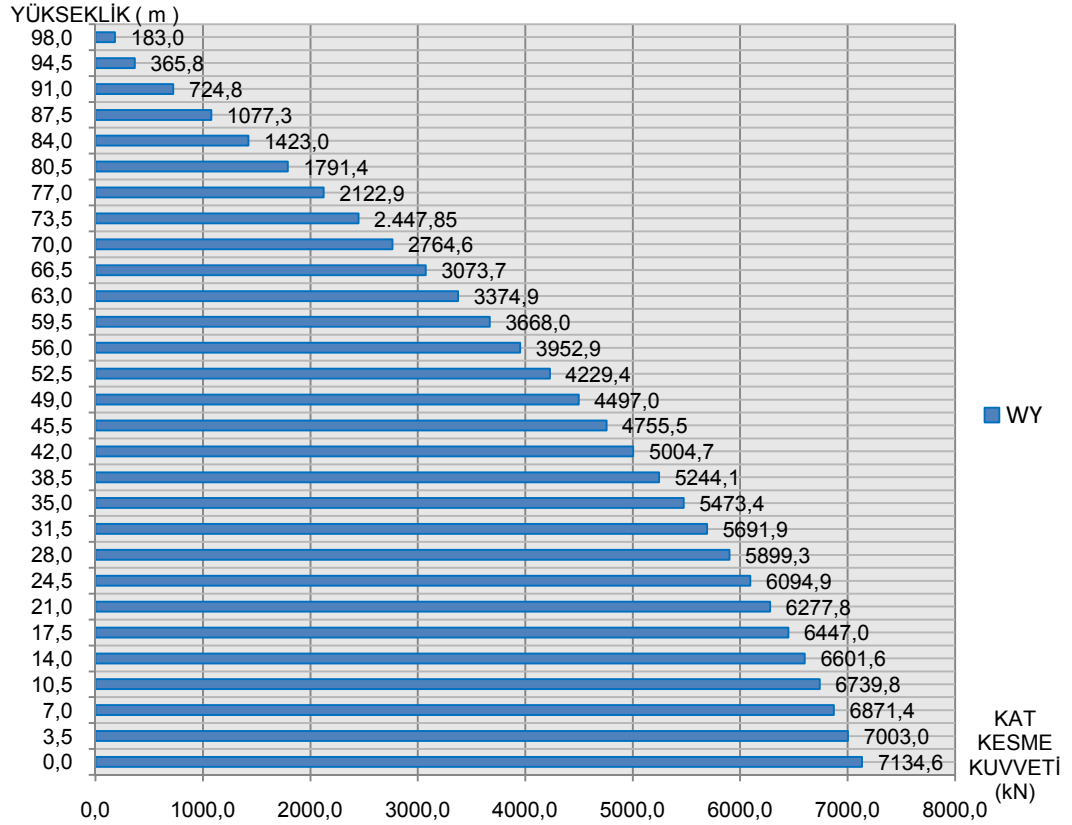


Şekil 2.6 : X doğrultusundaki tasarım rüzgar basıncı grafiği

Rüzgar yüklerinden meydana gelen kat kesme kuvvetleri Şekil 2.7 ve Şekil 2.8’de gösterilmiştir.



Şekil 2.7 : X doğrultusundaki rüzgar yükünden oluşan kat kesme kuvvetleri



Şekil 2.8 : Y doğrultusundaki rüzgar yükünden oluşan kat kesme kuvvetleri

2.2.1.2 Deprem yükü

Yapının deprem yükü hesabı, DBYBHY2007 standartına göre veriler programa girilerek sistemin statik ve dinamik analizi yapılmıştır. Dinamik analiz yöntemi olarak, yapı yüksekliği 40 m den büyük olduğu için Mod Birleştirme Yöntemi kullanılmıştır. Bununla birlikte Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi ile hesaplanan büyüklüklere ilişkin altsımr değerleri hesaplanıp incelenmiştir [1].

Eşdeğer deprem yükü yöntemi

Gözönüne alınan deprem doğrultusunda, binanın tümüne etkiyen Toplam Eşdeğer Deprem Yükü (taban kesme kuvveti), V_t , Denklem (2.12) ile belirlenecektir [1].

$$V_t = \frac{W \times A_o \times I \times S(T_1)}{R(T_1)} \geq 0.1 \times A_o \times I \times W \quad (2.12)$$

Denklem (2.12)'de yer alan ve binanın deprem yüklerinin hesaplanmasında kullanılacak toplam ağırlığı, W , yapıya etkiyen toplam sabit yük, G , yapıya etkiyen toplam hareketli yük, Q , olmak üzere Denklem (2.13) ile belirlenecektir [1].

$$W = \sum_{i=1}^N w_i = G + n \times Q \quad (2.13)$$

Denklem (2.13)'deki w_i kat ağırlıkları ise Denklem (2.14) ile hesaplanacaktır [1].

$$w_i = g_i + n \times q_i \quad (2.14)$$

Denklem (2.12)'de yer alan Spektrum Katsayısı, $S(T)$, yerel zemin koşullarına ve Bina doğal periyodu T 'ye bağlı olarak Denklem (2.15) ile hesaplanacaktır [1].

$$S(T) = 1 + 1.5 \frac{T}{T_A} \quad 0 \leq T \leq T_A \quad (2.15a)$$

$$S(T) = 2.5 \quad T_A \leq T \leq T_B \quad (2.15b)$$

$$S(T) = 2.5 \left(\frac{T_B}{T} \right)^{0.8} \quad T_B \leq T \quad (2.15c)$$

Depremde taşıyıcı sistemin kendine özgü doğrusal elastik olmayan davranışını gözönüne almak üzere, spektral ivme katsayısına göre bulunacak elastik deprem yükleri, aşağıda tanımlanan Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı, $R_a(T)$ 'ye bölünecektir. Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı, çeşitli taşıyıcı sistemler için Denklem (2.16) ile belirlenecektir.

$$R_a(T) = 1 + (R - 1.5) \frac{T}{T_A} \quad 0 \leq T \leq T_A \quad (2.16a)$$

$$R_a(T) = R \quad T_A \leq T \quad (2.16b)$$

Yapıya ait ilgili parametreler aşağıda belirtilmiştir.

A_0 : Etkin yer ivme katsayısı = 0.4 (1. Derede deprem bölgesi)

I : Bina önem katsayısı = 1.0 (Kullanım amacı işyeri türü bina)

n : Hareketli yük katılım katsayısı = 0.3 (Kullanım amacı işyeri türü bina)

T_A : Spektrum karakteristik periyodu = 0.15 (Z2 yerel zemin sınıfı)

T_B : Spektrum karakteristik periyodu = 0.40 (Z2 yerel zemin sınıfı)

R_x : Taşıyıcı sistem davranış katsayısı = 5 (Yapının x doğrultusunda süneklik düzeyi yüksek, deprem yüklerinin tamamının merkezi çaprazlı çelik perdeler tarafından birlikte taşındığı çelik binalar)

R_y : Taşıyıcı sistem davranış katsayısı = 6 (Yapının y doğrultusunda süneklik düzeyi yüksek, deprem yüklerinin çerçeveler ile birlikte merkezi çaprazlı çelik perdeler tarafından birlikte taşındığı çelik binalar)

T_x : Yapının x doğrultusundaki bina titreşim periyodu = 2.643 s (1.mod)

T_y : Yapının y doğrultusundaki bina titreşim periyodu = 2.325 s (2.mod)

Yapıya ait x ve y doğrultusundaki Tasarım İvme Spektrum ve Azaltılmış Tasarım İvme Spektrum grafikleri Şekil 2.9, Şekil 2.10, Şekil 2.11 ve Şekil 2.12’de gösterilmiştir. Grafikler kullanılarak taban kesme kuvveti hesaplanırsa;

$$T_x = 2.643 \text{ için azaltılmış ivme spektrumu değeri, } \frac{S(T_x)}{R(T_x)} = 0.111$$

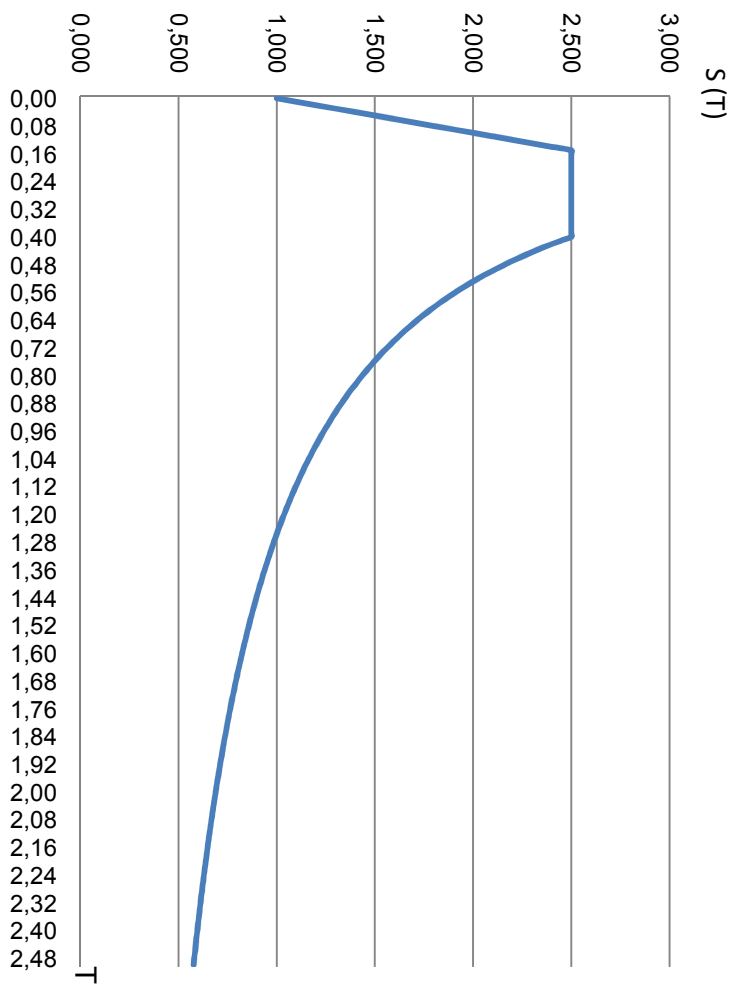
$$T_y = 2.325 \text{ için azaltılmış ivme spektrumu değeri, } \frac{S(T_y)}{R(T_y)} = 0.102$$

Bina toplam sabit yükü, $G = 81900 \text{ kN}$ ve toplam hareketli yükü, $Q = 45100 \text{ kN}$ olmak üzere yapının toplam ağırlığı ve taban kesme kuvveti

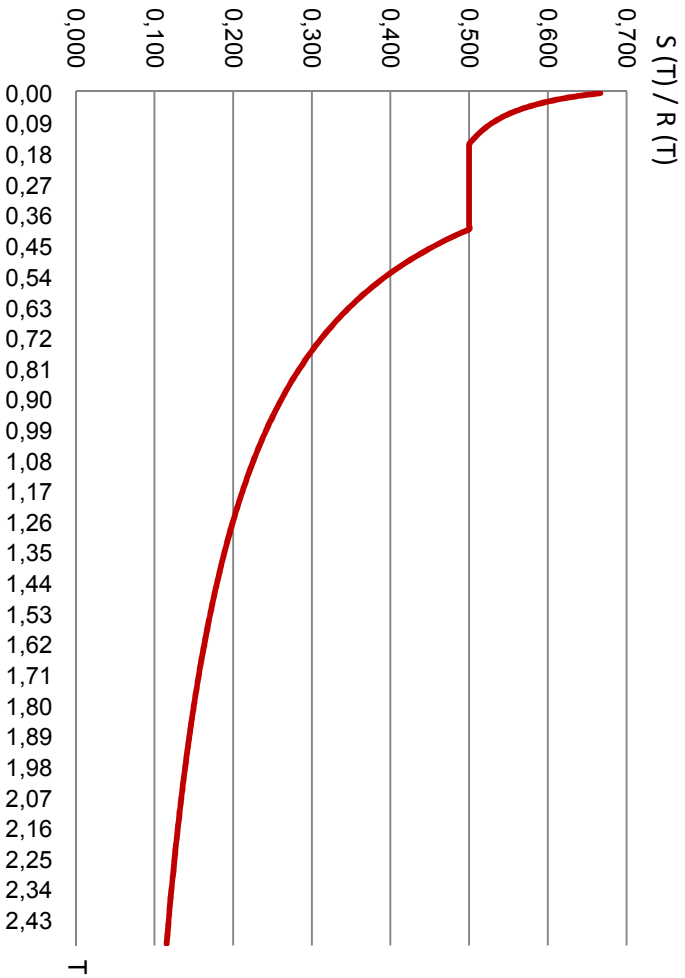
$$W = G + n \times Q = 81900 + 0.3 \times 45100 = 95430 \text{ kN}$$

$$V_{tx} = 95430 \times 0.4 \times 1 \times 0.111 = 4237 \text{ kN} \geq 0.1 \times 0.4 \times 1 \times 95430 = 3817 \text{ kN}$$

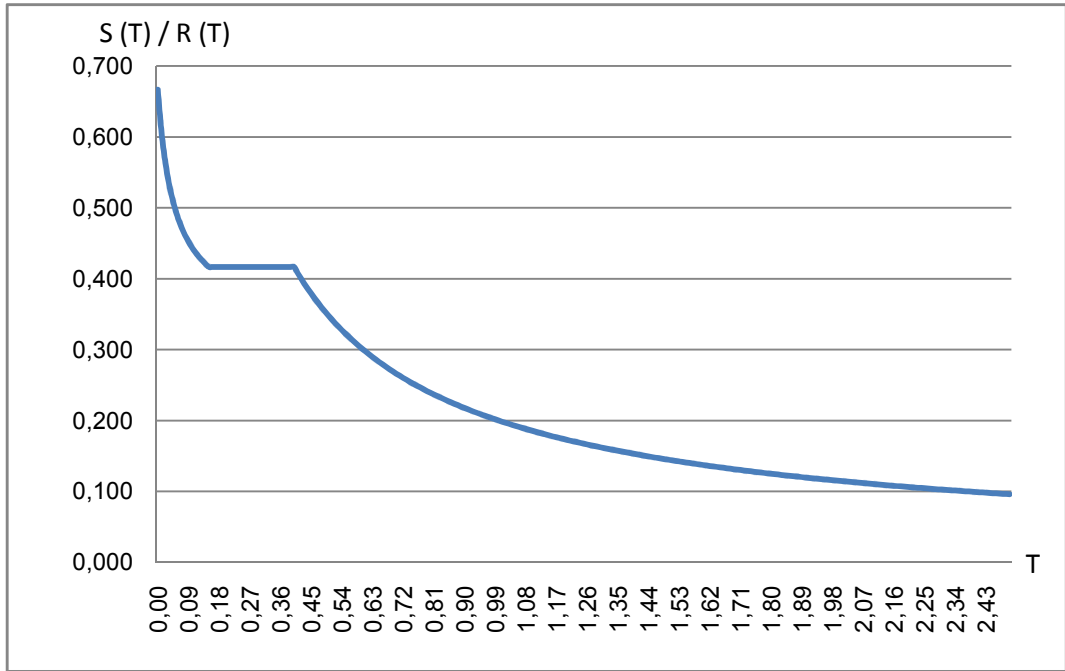
$$V_{ty} = 95430 \times 0.4 \times 1 \times 0.102 = 3894 \text{ kN} \geq 0.1 \times 0.4 \times 1 \times 95430 = 3817 \text{ kN}$$



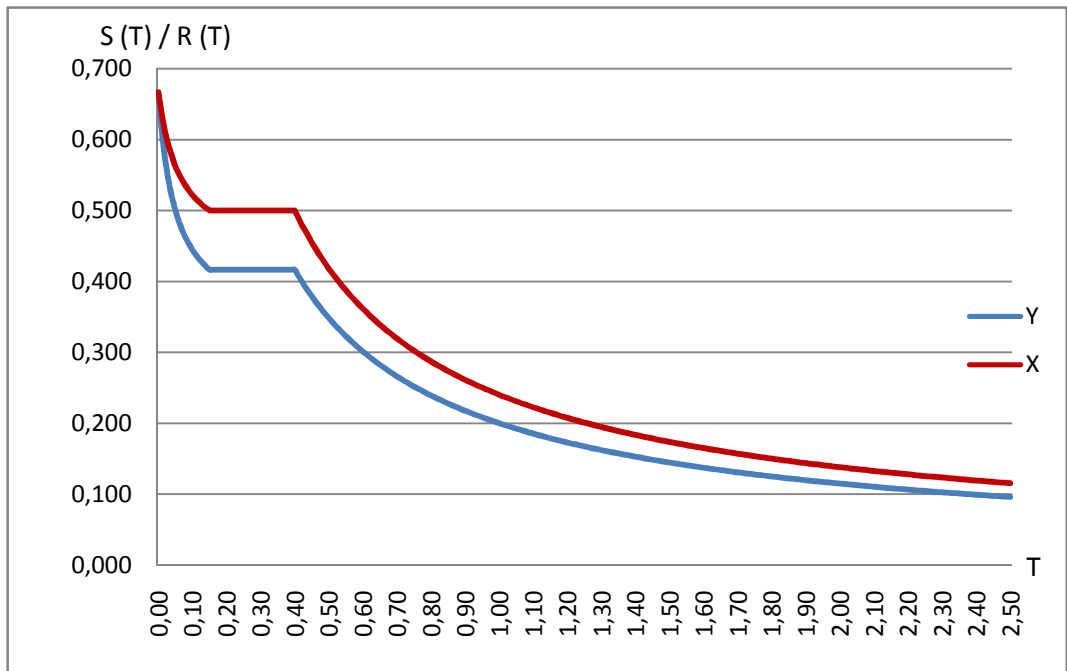
Şekil 2.9 : Tasarım ivme spektrumu grafiği



Şekil 2.10 : X doğrultusundaki azaltılmış tasarım ivme spektrumu grafiği



Şekil 2.11 : Y doğrultusundaki azaltılmış tasarım ivme spektrumu grafiği



Şekil 2.12 : X ve Y doğrultusundaki azaltılmış tasarım ivme spektrumu grafiği

Mod birleştirme yöntemi

Bu yöntemde maksimum iç kuvvetler ve yerdeğıştirmeler, binada yeterli sayıda doğal titreşim modunun her biri için hesaplanan maksimum katkıların istatistiksel olarak birleştirilmesi ile elde edilir [1].

Döşemeleri yatay düzlemde rijit diyafram olarak çalıştığı binalarda, her bir katta, birbirine dik doğrultularda iki yatay serbestlik derecesi ile kütle merkezinden geçen düşey eksen etrafındaki dönme serbestlik derecesi gözönüne alınacaktır. Her katta modal deprem yükleri bu serbestlik dereceleri için hesaplanacak, ancak ek dışmerkezlilik etkisinin hesaba katılabilmesi amacı ile, deprem doğrultusuna dik doğrultudaki kat boyutunun + %5'i ve - %5'i kadar kaydırılması ile belirlenen noktalara ve ek bir yükleme olarak kat kütle merkezine uygulanacaktır [1].

Hesaba katılması gereken yeterli titreşim modu sayısı, Y , gözönüne alınan birbirine dik x ve y yatay deprem doğrultularının her birinde, her bir mod için hesaplanan etkin kütlelerin toplamının hiçbir zaman bina toplam kütlelerinin %90'ından daha az olmaması kuralına göre belirlenecektir [1].

Mod Birleştirme Yöntemi kullanılarak yapılan dinamik analiz sonucunda Çizelge 2.1'de ilk 15 mod için gösterilen kütle katılım oranlarının 8.modda bu koşulu sağladığı görülmektedir.

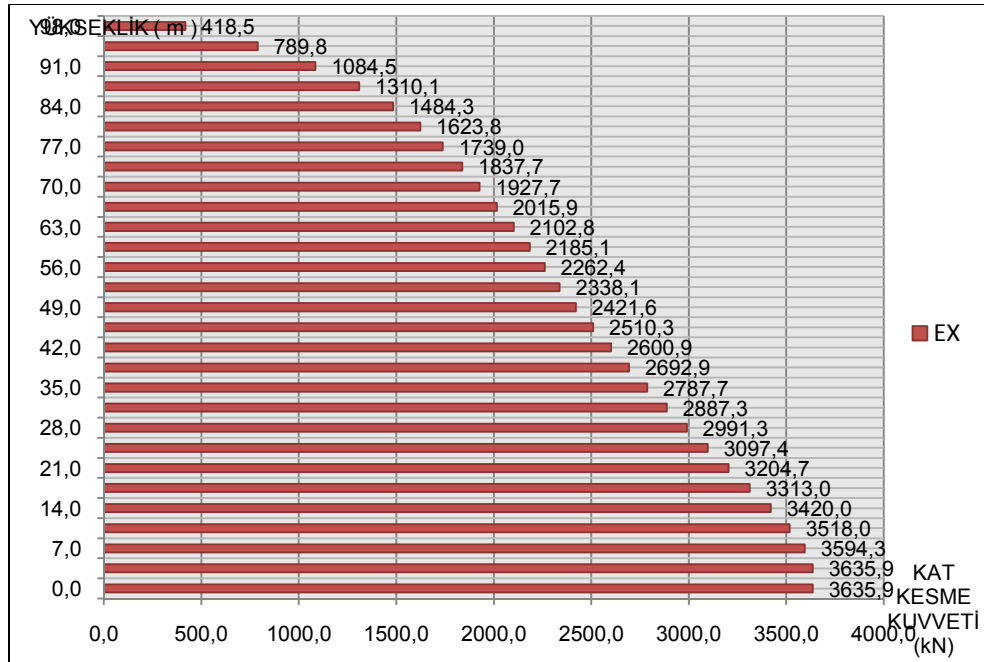
Hesaplanan büyüklüklere ilişkin altsınır değerleri

Gözönüne alınan deprem doğrultusunda, Mod Birleştirme Yöntemi'ne göre birleştirilerek elde edilen bina toplam deprem yükü V_{tB} 'nin, Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'nde Denklem (2.12) ile hesaplanan bina toplam deprem yükü V_t 'ye oranının aşağıda tanımlanan β değerinden küçük olması durumunda ($V_{tB} < \beta V_t$), Mod Birleştirme Yöntemi'ne göre bulunan tüm iç kuvvet ve yerdeğıştirme değerleri büyütülecektir. Yapısal düzensizliklerin bulunmaması durumunda $\beta = 0.8$ olarak alınacaktır [1].

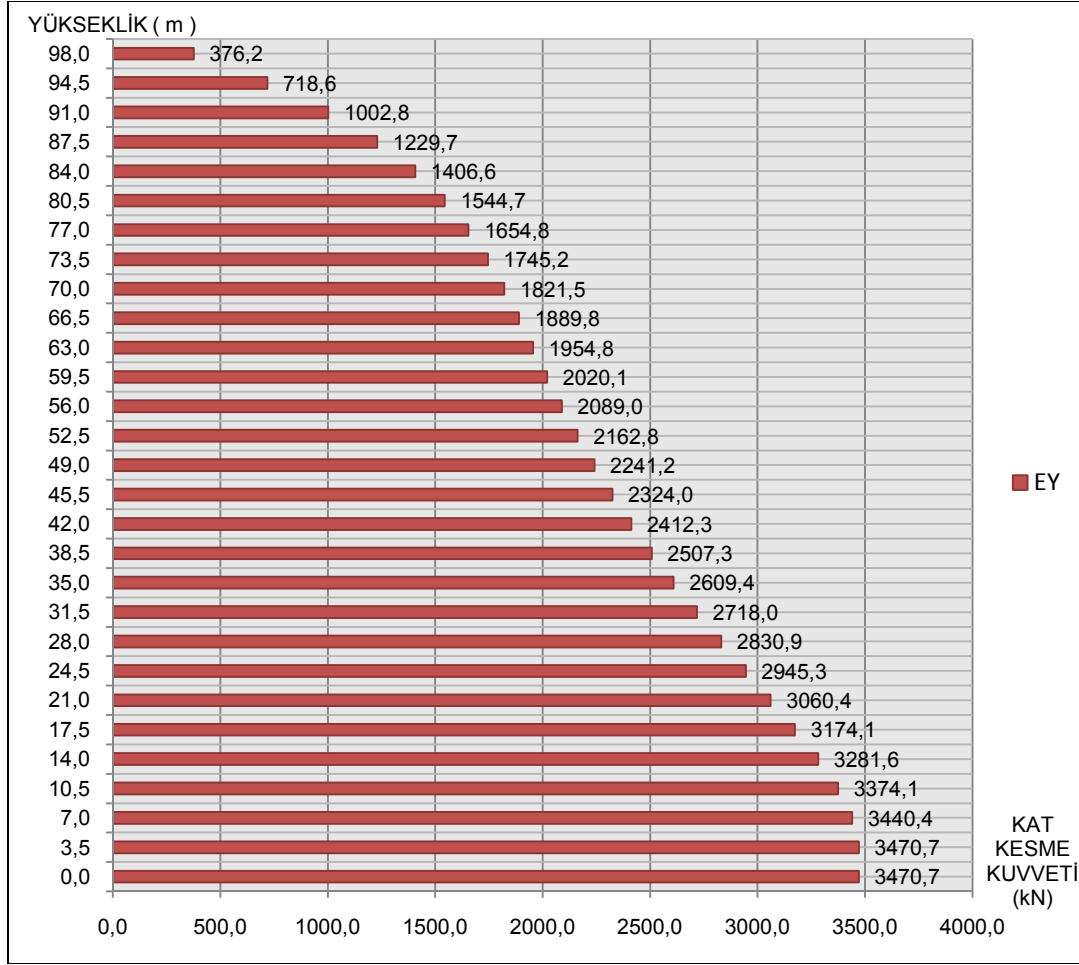
Çizelge 2.1 : Kütle Katılım Oranları

Mod	Periyot	X	Y	ΣX	ΣY
1	2.643	67.877	0.000	67.877	0.000
2	2.325	0.000	68.459	67.877	68.459
3	1.661	0.941	0.000	68.818	68.459
4	0.800	18.313	0.000	87.130	68.459
5	0.652	0.000	19.713	87.130	88.171
6	0.514	0.229	0.000	87.359	88.171
7	0.415	4.904	0.000	92.263	88.171
8	0.326	0.000	4.963	92.263	93.135
9	0.290	2.727	0.000	94.991	93.135
10	0.267	0.147	0.000	95.138	93.135
11	0.220	0.000	2.226	95.138	95.361
12	0.215	1.269	0.000	96.407	95.361
13	0.184	0.015	0.000	96.422	95.361
14	0.174	1.018	0.000	97.439	95.361
15	0.165	0.000	1.227	97.439	96.588

Mod Birleştirme Yöntemi'ne göre yapılan dinamik analiz sonucu yapının kat kesme kuvvetleri Şekil 2.13 ve Şekil 2.14' de gösterilmiştir.



Şekil 2.13 : X doğrultusundaki deprem yükünden oluşan kat kesme kuvvetleri



Şekil 2.14 : Y doğrultusundaki deprem yükünden oluşan kat kesme kuvvetleri

$$\frac{V_{tBx}}{V_{tx}} \geq 0.8 \rightarrow \frac{3635.9}{4237} = 0.858 \geq 0.8 \quad (\text{uygun}) \quad (2.17)$$

$$\frac{V_{tBy}}{V_{ty}} \geq 0.8 \rightarrow \frac{3470.7}{3894} = 0.891 \geq 0.8 \quad (\text{uygun}) \quad (2.18)$$

2.3 Yükleme Kombinasyonları

Yapısal analiz için İMO – 02. R-01 ve DBYBHY2007 standartlarına göre kombinasyonlar oluşturulmuştur.

İMO – 02. R-01 yönetmeliği uyarınca yapıya etkitilen yük kombinasyonları aşağıda verildiği gibidir:

D	(EY)
D + L + (L _r veya S)	(EY)
D + L + (L _r veya S) + T	(EİY)
D + L + S + W / 2	(EİY)
D + L + S / 2 + W	(EİY)
0.9D ± E / 1.4	(EİY)*
D + L + S ± E / 1.4	(EİY)*
D + (W veya E / 1.4)	(EİY) veya (EİY)*
D + L + (W veya E / 1.4)	(EİY) veya (EİY)*
D + L + (W veya E / 1.4) + T	(EİY) veya (EİY)*

Bu yük kombinasyonlarında

D : Ölü yükler, kren yükü ve makinaların kütle kuvvetleri

L : Hareketli yükler,

L_r : Çatılarda hesaba katılacak hareketli yükler ve su birikmesi nedeniyle oluşan etkiler

S : Kar yükü,

W : Rüzgar yükü,

E : Deprem yükü,

T : Sıcaklık değişimi ve mesnet çökmesi nedeni ile oluşan etkiler, krenlerde fren ve yanıl çarpma kuvvetleridir.

EİY) halinde kombinasyonda deprem yükü yoktur. Emniyet gerilmeleri 1.15 ile

büyütülecektir. (EİY)* halinde ise deprem yükü vardır. Emniyet gerilmeleri 1.33 ile büyütülecektir [2].

Deprem yükleri ile rüzgar yüklerinin binaya aynı zamanda etkimeyeceği varsayılacak ve her bir yapı elemanının boyutlandırılmasında, deprem ya da rüzgar etkisi için hesaplanan büyüklüklerin elverişsiz olanı gözönüne alınacaktır. Ancak, rüzgardan oluşan büyüklüklerin daha elverişsiz olması durumunda bile; elemanların boyutlandırılması, detaylandırılması ve birleşim noktalarının düzenlenmesinde, DBYBHY2007’de belirtilen koşullara uyulması zorunludur [1].

DBYBHY2007 yönetmeliği uyarınca gözönüne alınacak yerdeğiştirme bileşenleri ve deprem yüklerinin etkime noktaları için döşemelerin yatay düzlemde rijit diyafram olarak çalıştığı binalarda, her katta iki yatay yerdeğiştirme bileşeni ile düşey eksen etrafındaki dönme, bağımsız yerdeğiştirme bileşenleri olarak gözönüne alınacaktır. Her katta belirlenen deprem yükleri, ek dışmerkezlik etkisinin hesaba katılabilmesi amacı ile, gözönüne alınan deprem doğrultusuna dik doğrultudaki kat boyutunun + %5’i ve - %5’i kadar kaydırılması ile belirlenen noktalara ve ayrıca kat kütle merkezine uygulanacaktır [1].

Taşıyıcı sisteme ayrı ayrı etki ettirilen x ve y doğrultularındaki depremlerin ortak etkisi altında, taşıyıcı sistem elemanlarının asal eksen doğrultularındaki iç kuvvetler, en elverişsiz sonucu verecek şekilde Denklem (2.17) ve Denklem (2.18) ile elde edilecektir [1].

$$E = \pm E_x \pm 0.3 E_y \quad (2.19)$$

$$E = \pm E_y \pm 0.3 E_x \quad (2.20)$$

Çelik yapı elemanlarının ve birleşim detaylarının tasarımında, aşağıda verilen arttırılmış deprem etkileri gözönüne alınacaktır [1]. Arttırılmış deprem etkilerini veren yüklemeler

$$1.0 G + 1.0 Q \pm \Omega_0 E \quad (2.21)$$

$$0.9G \pm \Omega_0 E \quad (2.22)$$

şeklinde tanımlanmıştır. Deprem yüklerinden oluşan iç kuvvetlere uygulanacak Ω_0 Büyütme Katsayısı'nın değerleri, çelik taşıyıcı sistemlerin türlerine bağlı olarak, Çizelge 2.2'de verilmiştir.

Çizelge 2.2 : Büyütme Katsayıları

Taşıyıcı Sistem Türü	Ω_0
Süneklik düzeyi yüksek çerçeveler	2.5
Süneklik düzeyi normal çerçeveler	2.0
Merkezi çelik çaprazlı perdeler (süneklik düzeyi yüksek yada normal)	2.0
Dışmerkez çelik çaprazlı perdeler	2.5

Yapı taşıyıcı sisteminde süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı perdeler kullanıldığından $\Omega_0 = 2.0$ olarak alınmıştır. Bu şekilde arttırılmış deprem kombinasyonları aşağıdaki gibidir.

$$1.0 G + 1.0 Q \pm 2E$$

$$0.9G \pm 2E$$

DBYBHY2007 uyarınca gerekli durumlarda kullanılmak üzere, yapı elemanlarının iç kuvvet kapasiteleri aşağıdaki şekilde tanımlanmıştır [1].

Eğilme momenti kapasitesi :

$$M_p = W_p \times \sigma_a \quad (2.23)$$

Kesme kuvveti kapasitesi :

$$V_p = 0.60 \times \sigma_a \times A_k \quad (2.24)$$

Eksenel basınç kapasitesi :

$$N_{bp} = 1.7 \times \sigma_{bem} \times A \quad (2.25)$$

Eksenel çekme kapasitesi :

$$N_{çp} = \sigma_a \times A_n \quad (2.26)$$

2.4 Yapısal Düzensizliklerin İncelenmesi

2.4.1 Planda düzensizlik durumları

2.4.1.1 Burulma düzensizliği (A1)

Birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi biri için, herhangi bir katta en büyük görelî kat ötelemesinin o katta aynı doğrultudaki ortalama görelî ötelemeye oranını ifade eden Burulma Düzensizliği Katsayısı η_{bi} 'nin 1.2'den büyük olması durumudur [1].

$$\eta_{bi} = (\Delta_i)_{\max} / (\Delta_i)_{\text{ort}} > 1.2 \quad (2.27)$$

$$\Delta_i = d_i - d_{i-1} \quad (2.28)$$

Denklem (2.28)'de d_i ve d_{i-1} , her bir deprem doğrultusu için binanın i 'inci ve $(i-1)$ 'inci katlarında herhangi bir kolon veya perdenin uçlarında azaltılmış deprem yüklerine göre hesaplanan yatay yerdeğıştirmeleri göstermektedir [1].

Burulma düzensizliği kontrolü deprem ve rüzgar yüklerine göre sırasıyla Çizelge 2.3 ve Çizelge 2.4'de gösterilmiştir. Yapıda burulma düzensizliği bulunmamaktadır.

2.4.1.2 Döşeme süreksizliği (A2)

Herhangi bir kattaki döşemede [1];

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

II – Deprem yüklerinin düşey taşıyıcı sistem elemanlarına güvenle aktarılabilmesini güçleştiren yerel döşeme boşluklarının bulunması durumu,

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

Yapıda bu tür düzensizlik bulunmamaktadır.

2.4.1.3 Planda çıkıntılar bulunması (A3)

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 durumudur [1]. Yapıda bu tür düzensizlik mevcut değildir.

Çizelge 2.3 : Deprem Yüklerine Göre Burulma Düzensizliği Kontrolü

Kat No	H _i (m)	Yanal Deplasmanlar (cm)				Düzensizlik oranı	
		Δx_{max}	Δx_{ort}	Δy_{max}	Δy_{ort}	n _{bx}	n _{by}
28	98.0	0.420	0.377	0.372	0.343	1.114	1.084
27	94.5	0.452	0.399	0.387	0.354	1.134	1.094
26	91.0	0.483	0.420	0.401	0.363	1.151	1.103
25	87.5	0.510	0.439	0.412	0.371	1.161	1.111
24	84.0	0.533	0.457	0.421	0.377	1.166	1.118
23	80.5	0.551	0.472	0.427	0.381	1.168	1.123
22	77.0	0.565	0.484	0.432	0.383	1.166	1.126
21	73.5	0.575	0.495	0.433	0.384	1.162	1.128
20	70.0	0.583	0.504	0.433	0.384	1.157	1.129
19	66.5	0.590	0.512	0.432	0.382	1.153	1.130
18	63.0	0.596	0.519	0.432	0.382	1.149	1.131
17	59.5	0.600	0.524	0.429	0.379	1.145	1.131
16	56.0	0.590	0.517	0.425	0.375	1.141	1.131
15	52.5	0.508	0.446	0.417	0.369	1.139	1.129
14	49.0	0.495	0.436	0.410	0.363	1.134	1.127
13	45.5	0.488	0.432	0.401	0.357	1.129	1.126
12	42.0	0.479	0.426	0.392	0.349	1.124	1.124
11	38.5	0.468	0.418	0.381	0.340	1.120	1.122
10	35.0	0.454	0.408	0.369	0.330	1.114	1.119
9	31.5	0.441	0.398	0.357	0.320	1.110	1.117
8	28.0	0.426	0.386	0.345	0.309	1.105	1.115
7	24.5	0.409	0.372	0.331	0.298	1.100	1.111
6	21.0	0.389	0.355	0.316	0.285	1.096	1.110
5	17.5	0.366	0.335	0.299	0.270	1.091	1.106
4	14.0	0.340	0.312	0.280	0.254	1.088	1.105
3	10.5	0.309	0.285	0.259	0.235	1.086	1.104
2	7.0	0.274	0.252	0.237	0.214	1.087	1.105
1	3.5	0.230	0.214	0.163	0.147	1.073	1.110

Çizelge 2.4 : Rüzgar Yüklerine Göre Burulma Düzensizliği Kontrolü

Kat No	H _i (m)	Yanal Deplasmanlar (cm)				Düzensizlik oranı	
		Δx max	Δx ort	Δy max	Δy ort	nbx	nby
28	98.0	0.233	0.227	0.622	0.618	1.029	1.006
27	94.5	0.249	0.242	0.642	0.638	1.029	1.006
26	91.0	0.263	0.256	0.658	0.654	1.029	1.006
25	87.5	0.277	0.270	0.674	0.670	1.027	1.005
24	84.0	0.292	0.284	0.690	0.685	1.027	1.007
23	80.5	0.306	0.297	0.705	0.699	1.027	1.009
22	77.0	0.319	0.310	0.716	0.710	1.027	1.009
21	73.5	0.331	0.323	0.724	0.718	1.027	1.008
20	70.0	0.343	0.334	0.731	0.725	1.027	1.008
19	66.5	0.354	0.345	0.735	0.729	1.027	1.008
18	63.0	0.363	0.354	0.740	0.735	1.027	1.008
17	59.5	0.372	0.363	0.742	0.736	1.026	1.008
16	56.0	0.372	0.363	0.741	0.736	1.026	1.008
15	52.5	0.324	0.316	0.737	0.732	1.028	1.007
14	49.0	0.320	0.311	0.730	0.725	1.028	1.007
13	45.5	0.320	0.311	0.720	0.715	1.027	1.007
12	42.0	0.317	0.308	0.706	0.702	1.028	1.007
11	38.5	0.312	0.304	0.689	0.684	1.028	1.007
10	35.0	0.306	0.297	0.668	0.664	1.028	1.007
9	31.5	0.298	0.290	0.646	0.642	1.028	1.006
8	28.0	0.289	0.281	0.622	0.617	1.026	1.007
7	24.5	0.277	0.270	0.593	0.589	1.027	1.006
6	21.0	0.263	0.256	0.559	0.556	1.026	1.006
5	17.5	0.246	0.240	0.522	0.519	1.027	1.006
4	14.0	0.226	0.220	0.480	0.476	1.026	1.007
3	10.5	0.203	0.197	0.432	0.430	1.027	1.006
2	7.0	0.175	0.171	0.382	0.380	1.028	1.006
1	3.5	0.146	0.143	0.253	0.252	1.021	1.006

2.4.2 Düşey doğrultuda düzensizlik durumları

2.4.2.1 Komşu katlar arasında dayanım düzensizliği (B1) (Zayıf kat)

Betonarme binalarda, birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi birinde, herhangi bir kattaki etkili kesme alanı'nın, bir üst kattaki etkili kesme alanı'na oranı olarak tanımlanan Dayanım Düzensizliği Katsayısı η_{ci} 'nin 0.80'den küçük olması durumudur [1].

$$\eta_{ci} = (\sum A_e)_i / (\sum A_e)_{i+1} < 0.8 \quad (2.29)$$

Herhangi bir katta etkili kesme alanının tanımı:

$$\sum A_e = \sum A_w + \sum A_g + 0.15 \sum A_k \quad (2.30)$$

ΣA_e : Herhangi bir katta, gözönüne alınan deprem doğrultusunda etkili kesme alanı

ΣA_g : Herhangi bir katta, gözönüne alınan deprem doğrultusuna paralel doğrultuda

perde olarak çalışan taşıyıcı sistem elemanlarının enkesit alanlarının toplamı

ΣA_k : Herhangi bir katta, gözönüne alınan deprem doğrultusuna paralel kargir

dolgu duvar alanlarının (kapı ve pencere boşlukları hariç) toplamı

ΣA_w : Herhangi bir katta, kolon enkesiti etkin gövde alanları A_w 'ların toplamı

Çelik yapılar için geçerli olduğu için incelenmemiştir.

2.4.2.2 Komşu katlar arasında rijitlik düzensizliği (B2) (Yumuşak kat)

Birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi biri için, herhangi bir i 'inci kattaki ortalama gövde kat öteleme oranının bir üst veya bir alt kattaki ortalama gövde kat öteleme oranına bölünmesi ile tanımlanan Rijitlik Düzensizliği Katsayısı η_{ki} 'nin 2.0'den fazla olması durumudur [1].

$$\eta_{ki} = (\Delta_i / h_i)_{ort} / (\Delta_i / h_{i-1})_{ort} > 2.0 \quad (2.31)$$

$$\eta_{ki} = (\Delta_i / h_i)_{ort} / (\Delta_i / h_{i+1})_{ort} > 2.0 \quad (2.32)$$

Yumuşak kat kontrolü deprem ve rüzgar yüklerine göre sırasıyla Çizelge 2.5 ve Çizelge 2.6'da gösterilmiştir. Yapıda yumuşak kat düzensizliği mevcut değildir.

Çizelge 2.5 : Rüzgar Yüklerine Göre Rijitlik Düzensizliği Kontrolü

Kat No	Hi (m)	Görelî Kat Ötelenmesi		Rijitlik Düzensizliği Oranı			
		$(\Delta x_i / h_i)_{ort}$	$(\Delta y_i / h_i)_{ort}$	$\eta_{kx} (i-1)$	$\eta_{kx} (i+1)$	$\eta_{ky} (i-1)$	$\eta_{ky} (i+1)$
28	98.0	0.000648	0.001765	0.940	-	0.969	-
27	94.5	0.000690	0.001823	0.945	1.064	0.975	1.032
26	91.0	0.000730	0.001869	0.947	1.058	0.976	1.026
25	87.5	0.000771	0.001915	0.950	1.056	0.978	1.024
24	84.0	0.000811	0.001958	0.955	1.052	0.981	1.023
23	80.5	0.000850	0.001996	0.958	1.048	0.984	1.020
22	77.0	0.000887	0.002028	0.962	1.044	0.988	1.016
21	73.5	0.000922	0.002052	0.966	1.039	0.990	1.012
20	70.0	0.000954	0.002072	0.970	1.035	0.995	1.010
19	66.5	0.000984	0.002084	0.974	1.031	0.993	1.006
18	63.0	0.001011	0.002099	0.975	1.027	0.998	1.007
17	59.5	0.001037	0.002104	1.001	1.026	1.001	1.002
16	56.0	0.001036	0.002102	1.149	0.999	1.005	0.999
15	52.5	0.000901	0.002091	1.013	0.870	1.010	0.995
14	49.0	0.000890	0.002072	1.001	0.987	1.014	0.991
13	45.5	0.000889	0.002043	1.009	0.999	1.019	0.986
12	42.0	0.000881	0.002005	1.015	0.991	1.025	0.981
11	38.5	0.000868	0.001955	1.022	0.985	1.031	0.975
10	35.0	0.000849	0.001897	1.024	0.979	1.035	0.970
9	31.5	0.000829	0.001833	1.032	0.976	1.039	0.967
8	28.0	0.000804	0.001764	1.042	0.969	1.049	0.962
7	24.5	0.000771	0.001682	1.054	0.959	1.059	0.954
6	21.0	0.000732	0.001588	1.069	0.949	1.072	0.944
5	17.5	0.000685	0.001481	1.089	0.936	1.088	0.933
4	14.0	0.000629	0.001361	1.115	0.918	1.109	0.919
3	10.5	0.000564	0.001228	1.157	0.897	1.131	0.902
2	7.0	0.000487	0.001086	1.194	0.865	1.511	0.884
1	3.5	0.000408	0.000719	-	0.838	-	0.662

Çizelge 2.6 : Deprem Yüklerine Göre Rijitlik Düzensizliği Kontrolü

Kat No	Hi (m)	Görelî Kat Ötelenmesi		Rijitlik Düzensizliği Oranı			
		$(\Delta x_i / h_i)_{ort}$	$(\Delta y_i / h_i)_{ort}$	$\eta_{kx} (i-1)$	$\eta_{kx} (i+1)$	$\eta_{ky} (i-1)$	$\eta_{ky} (i+1)$
28	98.0	0.001076	0.000981	0.945	-	0.969	-
27	94.5	0.001139	0.001012	0.949	1.058	0.975	1.032
26	91.0	0.001200	0.001038	0.956	1.054	0.980	1.026
25	87.5	0.001256	0.001059	0.962	1.046	0.985	1.020
24	84.0	0.001305	0.001076	0.968	1.039	0.989	1.016
23	80.5	0.001348	0.001088	0.974	1.033	0.993	1.011
22	77.0	0.001384	0.001095	0.978	1.027	0.998	1.007
21	73.5	0.001415	0.001097	0.982	1.022	1.001	1.002
20	70.0	0.001441	0.001096	0.984	1.018	1.004	0.999
19	66.5	0.001464	0.001092	0.988	1.016	1.002	0.996
18	63.0	0.001481	0.001090	0.989	1.012	1.007	0.998
17	59.5	0.001498	0.001083	1.015	1.011	1.010	0.993
16	56.0	0.001477	0.001073	1.159	0.986	1.017	0.991
15	52.5	0.001274	0.001055	1.022	0.863	1.016	0.983
14	49.0	0.001246	0.001038	1.009	0.978	1.019	0.984
13	45.5	0.001235	0.001019	1.016	0.991	1.023	0.981
12	42.0	0.001217	0.000996	1.020	0.985	1.027	0.978
11	38.5	0.001193	0.000970	1.024	0.981	1.030	0.974
10	35.0	0.001165	0.000942	1.025	0.977	1.031	0.971
9	31.5	0.001136	0.000913	1.031	0.975	1.034	0.970
8	28.0	0.001102	0.000884	1.038	0.970	1.039	0.967
7	24.5	0.001062	0.000850	1.047	0.963	1.046	0.962
6	21.0	0.001014	0.000813	1.059	0.955	1.054	0.956
5	17.5	0.000957	0.000771	1.074	0.944	1.065	0.949
4	14.0	0.000891	0.000724	1.095	0.931	1.080	0.939
3	10.5	0.000814	0.000671	1.131	0.913	1.096	0.926
2	7.0	0.000720	0.000612	1.175	0.884	1.455	0.913
1	3.5	0.000613	0.000421	-	0.851	-	0.687

2.4.2.3 Taşıyıcı sistemin düşey elemanlarının düzensizliği (B3)

Taşıyıcı sistemin düşey elemanlarının (kolon veya perdelerin) bazı katlarda kaldırılarak kirişlerin veya guseli kolonların üstüne veya ucuna oturtulması, ya da üst kattaki perdelerin altta kolonlara oturtulması durumudur [1]. Yapıda bu tür düzensizlik mevcut değildir.

2.5 Deplasman Kontrolleri

2.5.1 Etkin görel kat ötelenmelerin kontrolü

Her bir deprem doğrultusu için, binanın i'inci katındaki kolon veya perdeler için etkin görel kat ötelenmesi, δ_i , Denklem (2.33) ile elde edilecektir.

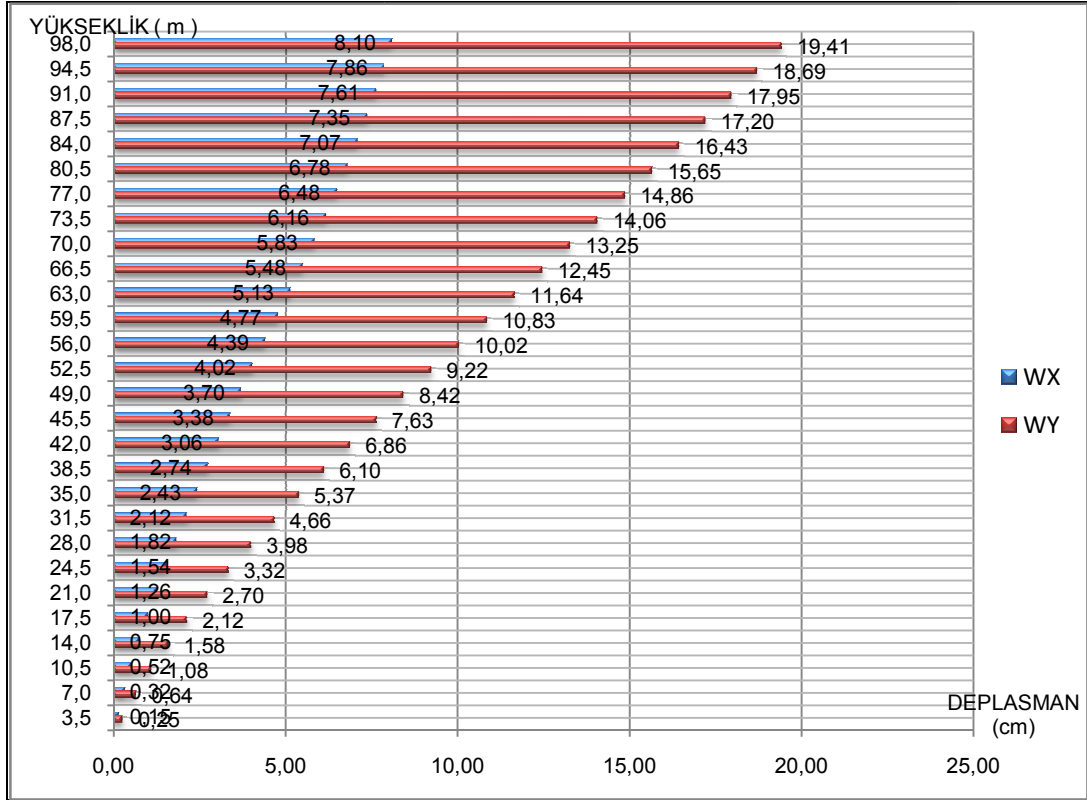
$$\delta_i = R \times \Delta_i \quad (2.33)$$

Çizelge 2.7 : Deprem Yüklerine Göre Etkin Görel Kat Ötelenmeleri Kontrolü

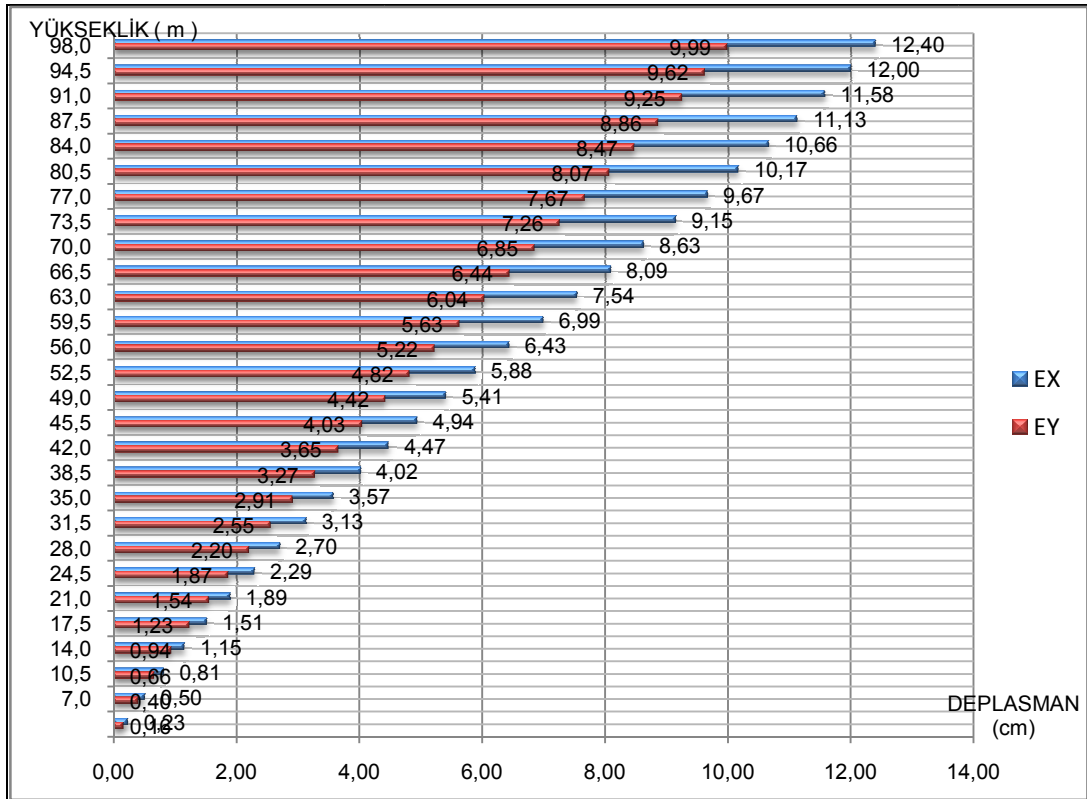
Kat No	H_i (m)	h_i (m)	d_{ix} (cm)	d_{iy} (cm)	Δ_{xi}	Δ_{yi}	δ_{ix}	δ_{iy}	δ_{ix}/h_i	δ_{iy}/h_i
28	98.0	3.5	12.40	9.99	0.40	0.36	2.01	2.18	0.0057	0.0062
27	94.5	3.5	12.00	9.62	0.43	0.37	2.13	2.25	0.0061	0.0064
26	91.0	3.5	11.58	9.25	0.45	0.38	2.24	2.31	0.0064	0.0066
25	87.5	3.5	11.13	8.86	0.47	0.39	2.34	2.36	0.0067	0.0067
24	84.0	3.5	10.66	8.47	0.49	0.40	2.43	2.40	0.0070	0.0069
23	80.5	3.5	10.17	8.07	0.50	0.40	2.51	2.43	0.0072	0.0069
22	77.0	3.5	9.67	7.67	0.52	0.41	2.58	2.44	0.0074	0.0070
21	73.5	3.5	9.15	7.26	0.53	0.41	2.64	2.45	0.0075	0.0070
20	70.0	3.5	8.63	6.85	0.54	0.41	2.68	2.45	0.0077	0.0070
19	66.5	3.5	8.09	6.44	0.55	0.41	2.73	2.45	0.0078	0.0070
18	63.0	3.5	7.54	6.04	0.55	0.41	2.76	2.45	0.0079	0.0070
17	59.5	3.5	6.99	5.63	0.56	0.41	2.79	2.44	0.0080	0.0070
16	56.0	3.5	6.43	5.22	0.55	0.40	2.75	2.42	0.0079	0.0069
15	52.5	3.5	5.88	4.82	0.48	0.40	2.39	2.38	0.0068	0.0068
14	49.0	3.5	5.41	4.42	0.47	0.39	2.34	2.34	0.0067	0.0067
13	45.5	3.5	4.94	4.03	0.46	0.38	2.32	2.30	0.0066	0.0066
12	42.0	3.5	4.47	3.65	0.46	0.38	2.28	2.25	0.0065	0.0064
11	38.5	3.5	4.02	3.27	0.45	0.37	2.24	2.20	0.0064	0.0063
10	35.0	3.5	3.57	2.91	0.44	0.36	2.19	2.14	0.0063	0.0061
9	31.5	3.5	3.13	2.55	0.43	0.35	2.14	2.08	0.0061	0.0059
8	28.0	3.5	2.70	2.20	0.41	0.34	2.07	2.02	0.0059	0.0058
7	24.5	3.5	2.29	1.87	0.40	0.32	2.00	1.95	0.0057	0.0056
6	21.0	3.5	1.89	1.54	0.38	0.31	1.91	1.86	0.0055	0.0053
5	17.5	3.5	1.51	1.23	0.36	0.30	1.81	1.77	0.0052	0.0051
4	14.0	3.5	1.15	0.94	0.34	0.28	1.68	1.67	0.0048	0.0048
3	10.5	3.5	0.81	0.66	0.31	0.26	1.54	1.55	0.0044	0.0044
2	7.0	3.5	0.50	0.40	0.27	0.24	1.37	1.42	0.0039	0.0040
1	3.5	3.5	0.23	0.16	0.23	0.16	1.15	0.98	0.0033	0.0028

Çizelge 2.8 : Rüzgar Yüklerine Göre Etkin Görelî Kat Ötelenmeleri Kontrolü

Kat	H _i	h _i	d _{ix}	d _{iy}	Δ _{xi}	Δ _{yi}	δ _{ix}	δ _{iy}	δ _{ix} /h _i	δ _{iy} /h _i
28	98,0	3,5	8,10	19,41	0,23	0,72	0,23	0,72	0,0007	0,0021
27	94,5	3,5	7,86	18,69	0,25	0,74	0,25	0,74	0,0007	0,0021
26	91,0	3,5	7,61	17,95	0,26	0,75	0,26	0,75	0,0008	0,0022
25	87,5	3,5	7,35	17,20	0,28	0,77	0,28	0,77	0,0008	0,0022
24	84,0	3,5	7,07	16,43	0,29	0,78	0,29	0,78	0,0008	0,0022
23	80,5	3,5	6,78	15,65	0,31	0,79	0,31	0,79	0,0009	0,0023
22	77,0	3,5	6,48	14,86	0,32	0,80	0,32	0,80	0,0009	0,0023
21	73,5	3,5	6,16	14,06	0,33	0,80	0,33	0,80	0,0009	0,0023
20	70,0	3,5	5,83	13,25	0,34	0,81	0,34	0,81	0,0010	0,0023
19	66,5	3,5	5,48	12,45	0,35	0,81	0,35	0,81	0,0010	0,0023
18	63,0	3,5	5,13	11,64	0,36	0,81	0,36	0,81	0,0010	0,0023
17	59,5	3,5	4,77	10,83	0,37	0,81	0,37	0,81	0,0011	0,0023
16	56,0	3,5	4,39	10,02	0,37	0,80	0,37	0,80	0,0011	0,0023
15	52,5	3,5	4,02	9,22	0,32	0,80	0,32	0,80	0,0009	0,0023
14	49,0	3,5	3,70	8,42	0,32	0,79	0,32	0,79	0,0009	0,0022
13	45,5	3,5	3,38	7,63	0,32	0,77	0,32	0,77	0,0009	0,0022
12	42,0	3,5	3,06	6,86	0,32	0,76	0,32	0,76	0,0009	0,0022
11	38,5	3,5	2,74	6,10	0,31	0,73	0,31	0,73	0,0009	0,0021
10	35,0	3,5	2,43	5,37	0,31	0,71	0,31	0,71	0,0009	0,0020
9	31,5	3,5	2,12	4,66	0,30	0,68	0,30	0,68	0,0009	0,0020
8	28,0	3,5	1,82	3,98	0,29	0,65	0,29	0,65	0,0008	0,0019
7	24,5	3,5	1,54	3,32	0,28	0,62	0,28	0,62	0,0008	0,0018
6	21,0	3,5	1,26	2,70	0,26	0,58	0,26	0,58	0,0008	0,0017
5	17,5	3,5	1,00	2,12	0,25	0,54	0,25	0,54	0,0007	0,0015
4	14,0	3,5	0,75	1,58	0,23	0,49	0,23	0,49	0,0006	0,0014
3	10,5	3,5	0,52	1,08	0,20	0,44	0,20	0,44	0,0006	0,0013
2	7,0	3,5	0,32	0,64	0,18	0,39	0,18	0,39	0,0005	0,0011
1	3,5	3,5	0,15	0,25	0,15	0,25	0,15	0,25	0,0004	0,0007



Şekil 2.15 : Rüzgar Yüklerinden Oluşan Deplasman Değerleri



Şekil 2.16: Deprem Yüklerinden Oluşan Deplasman Değerleri

Her bir deprem doğrultusu için, binanın herhangi bir i'inci katındaki kolon veya perdelerde, Denklem (2.18) ile hesaplanan δ_i etkin görelî kat ötelemelerinin kat içindeki en büyük değeri $(\delta_i)_{\max}$, Denklem (2.34)'da verilen koşulu sağlayacaktır:

$$\frac{(\delta_i)_{\max}}{h_i} \leq 0.02 \quad (2.34)$$

Her bir deprem doğrultusu için, binanın her katındaki azaltılmış görelî kat ötelemeleri söz konusu deprem doğrultusundaki deprem yükü azaltma katsayısı, R ile çarpılarak δ_i etki görelî kat ötelemeleri hesaplanmıştır. Çizelge 2.5 ve Çizelge 2.6'dan görüldüğü üzere etkin görelî kat ötelemeleri için rüzgar ve deprem yüklerinde istenilen koşulu sağlamaktadır. Rüzgar yüklerinden oluşan etkin görelî kat ötelemeleri için rüzgar yükü azaltma katsayısı olmadığından $\delta_i = \Delta_i$ olarak alınmıştır.

2.5.2 İkinci mertebe etkileri kontrolü

Taşıyıcı sistem elemanlarının, gözönüne alınan deprem doğrultusunda her bir katta, ikinci mertebe gösterge değeri, θ_i 'nin Denklem (2.35) ile verilen koşulu sağlaması durumunda, ikinci mertebe etkileri yürürlükteki betonarme ve çelik yapı yönetmeliklerine göre değerlendirilecektir.

$$\theta_i = \frac{(\Delta_i)_{\text{ort}} \times \sum_{j=1}^N w_j}{V_i \times h_i} \leq 0.12 \quad (2.35)$$

V_i : Gözönüne alınan deprem doğrultusunda binanın i'inci katına etkiyen kat kesme kuvveti

h_i : Binanın i'inci katının kat yüksekliği

w_j : Binanın j'inci katının, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak hesaplanan ağırlığı

Burada $(\Delta_i)_{\text{ort}}$, i'inci kattaki kolon ve perdelerde hesaplanan azaltılmış görelî kat ötelemelerinin kat içindeki ortalama değeri olarak bulunacaktır.

Yapının ikinci merteye etkilerinin değerlerini gösteren Çizelge 2.9 ve Çizelge 2.10'de her iki doğrultu için koşul sağlanmaktadır.

Çizelge 2.9 : Deprem Yüklerinden Oluşan İkinci Merteye Gösterge Değeri

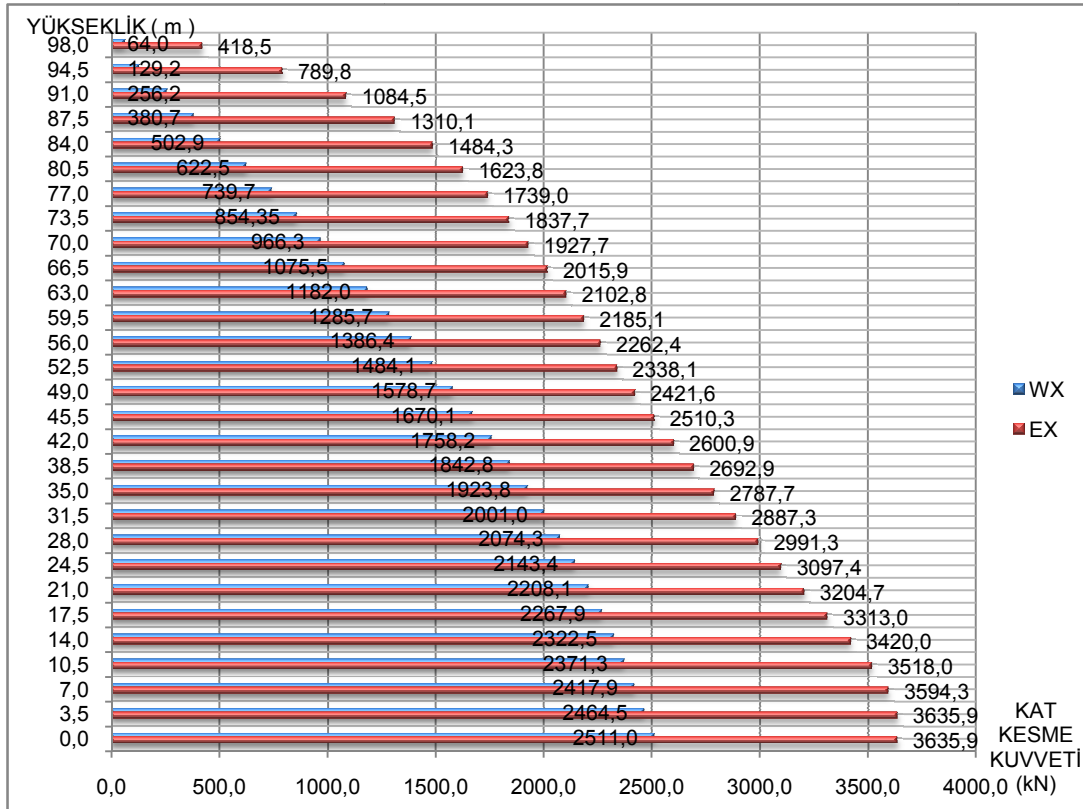
Kat	h_i	w_i	$\sum w_i$	V_{ix}	V_{iy}	$(\Delta_{ix})_{ort}$	$(\Delta_{iy})_{ort}$	θ_{ix}	θ_{iy}
28	350	315	315	418	376	0,377	0,343	0,0008	0,0008
27	350	330	644	790	719	0,399	0,354	0,0009	0,0009
26	350	330	974	1085	1003	0,420	0,363	0,0011	0,0010
25	350	330	1303	1310	1230	0,439	0,371	0,0012	0,0011
24	350	330	1633	1484	1407	0,457	0,377	0,0014	0,0012
23	350	330	1962	1624	1545	0,472	0,381	0,0016	0,0014
22	350	330	2292	1739	1655	0,484	0,383	0,0018	0,0015
21	350	330	2622	1838	1745	0,495	0,384	0,0020	0,0016
20	350	330	2951	1928	1822	0,504	0,384	0,0022	0,0018
19	350	336	3287	2016	1890	0,512	0,382	0,0024	0,0019
18	350	342	3630	2103	1955	0,519	0,382	0,0026	0,0020
17	350	342	3972	2185	2020	0,524	0,379	0,0027	0,0021
16	350	342	4314	2262	2089	0,517	0,375	0,0028	0,0022
15	350	343	4658	2338	2163	0,446	0,369	0,0025	0,0023
14	350	344	5002	2422	2241	0,436	0,363	0,0026	0,0023
13	350	344	5345	2510	2324	0,432	0,357	0,0026	0,0023
12	350	344	5689	2601	2412	0,426	0,349	0,0027	0,0023
11	350	344	6033	2693	2507	0,418	0,340	0,0027	0,0023
10	350	344	6377	2788	2609	0,408	0,330	0,0027	0,0023
9	350	347	6724	2887	2718	0,398	0,320	0,0026	0,0023
8	350	352	7076	2991	2831	0,386	0,309	0,0026	0,0022
7	350	352	7428	3097	2945	0,372	0,298	0,0025	0,0021
6	350	352	7781	3205	3060	0,355	0,285	0,0025	0,0021
5	350	352	8133	3313	3174	0,335	0,270	0,0024	0,0020
4	350	352	8486	3420	3282	0,312	0,254	0,0022	0,0019
3	350	352	8838	3518	3374	0,285	0,235	0,0020	0,0018
2	350	352	9191	3594	3440	0,252	0,214	0,0018	0,0016
1	350	352	9543	3636	3471	0,214	0,147	0,0016	0,0012

Çizelge 2.10 : Rüzgar Yüklerinden Oluşan İkinci Mertebe Gösterge Değeri

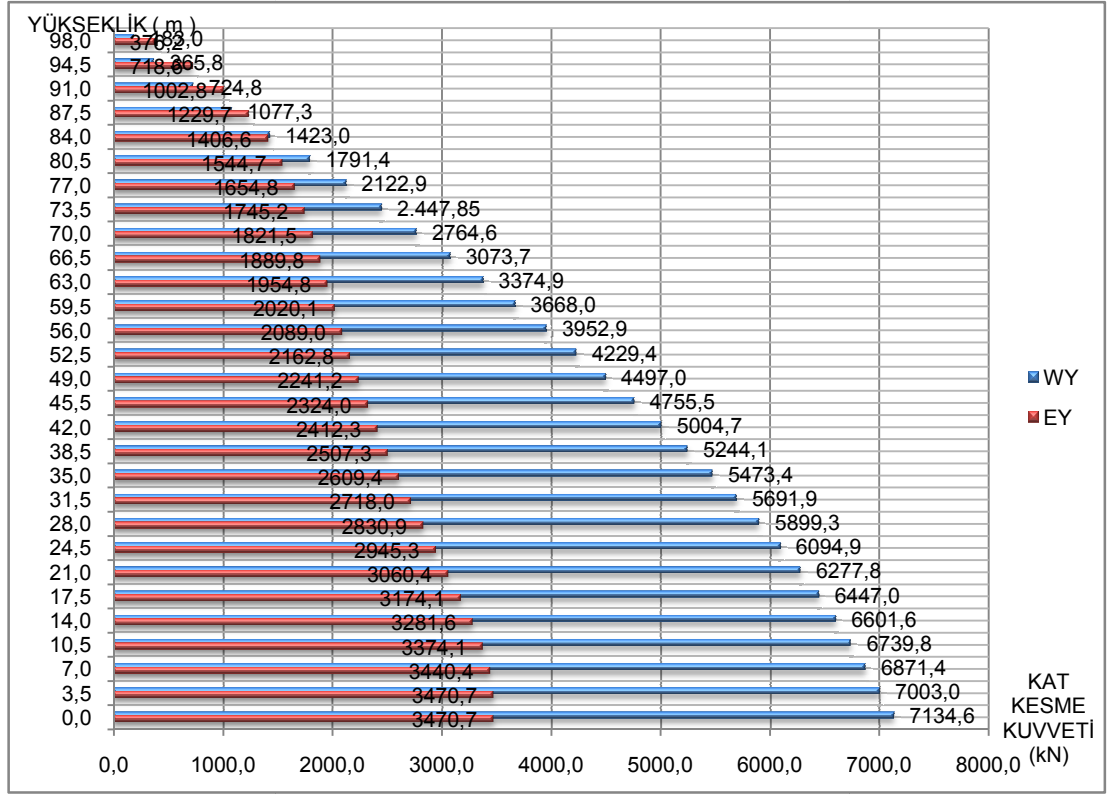
Kat	h_i	w_i	$\sum w_i$	V_{ix}	V_{iy}	$(\Delta_{ix})_{ort}$	$(\Delta_{iy})_{ort}$	θ_{ix}	θ_{iy}
28	350	315	315	64	183	0,227	0,618	0,0032	0,0030
27	350	330	644	129	366	0,242	0,638	0,0034	0,0032
26	350	330	974	256	725	0,256	0,654	0,0028	0,0025
25	350	330	1303	381	1077	0,270	0,670	0,0026	0,0023
24	350	330	1633	503	1423	0,284	0,685	0,0026	0,0022
23	350	330	1962	623	1791	0,297	0,699	0,0027	0,0022
22	350	330	2292	740	2123	0,310	0,710	0,0027	0,0022
21	350	330	2622	854	2448	0,323	0,718	0,0028	0,0022
20	350	330	2951	966	2765	0,334	0,725	0,0029	0,0022
19	350	336	3287	1076	3074	0,345	0,729	0,0030	0,0022
18	350	342	3630	1182	3375	0,354	0,735	0,0031	0,0023
17	350	342	3972	1286	3668	0,363	0,736	0,0032	0,0023
16	350	342	4314	1386	3953	0,363	0,736	0,0032	0,0023
15	350	343	4658	1484	4229	0,316	0,732	0,0028	0,0023
14	350	344	5002	1579	4497	0,311	0,725	0,0028	0,0023
13	350	344	5345	1670	4756	0,311	0,715	0,0028	0,0023
12	350	344	5689	1758	5005	0,308	0,702	0,0028	0,0023
11	350	344	6033	1843	5244	0,304	0,684	0,0028	0,0022
10	350	344	6377	1924	5473	0,297	0,664	0,0028	0,0022
9	350	347	6724	2001	5692	0,290	0,642	0,0028	0,0022
8	350	352	7076	2074	5899	0,281	0,617	0,0027	0,0021
7	350	352	7428	2143	6095	0,270	0,589	0,0027	0,0021
6	350	352	7781	2208	6278	0,256	0,556	0,0026	0,0020
5	350	352	8133	2268	6447	0,240	0,519	0,0025	0,0019
4	350	352	8486	2322	6602	0,220	0,476	0,0023	0,0017
3	350	352	8838	2371	6740	0,197	0,430	0,0021	0,0016
2	350	352	9191	2418	6871	0,171	0,380	0,0019	0,0015
1	350	352	9543	2464	7003	0,143	0,252	0,0016	0,0010

2.6 Taşıyıcı Sistem Analiz Sonuçları

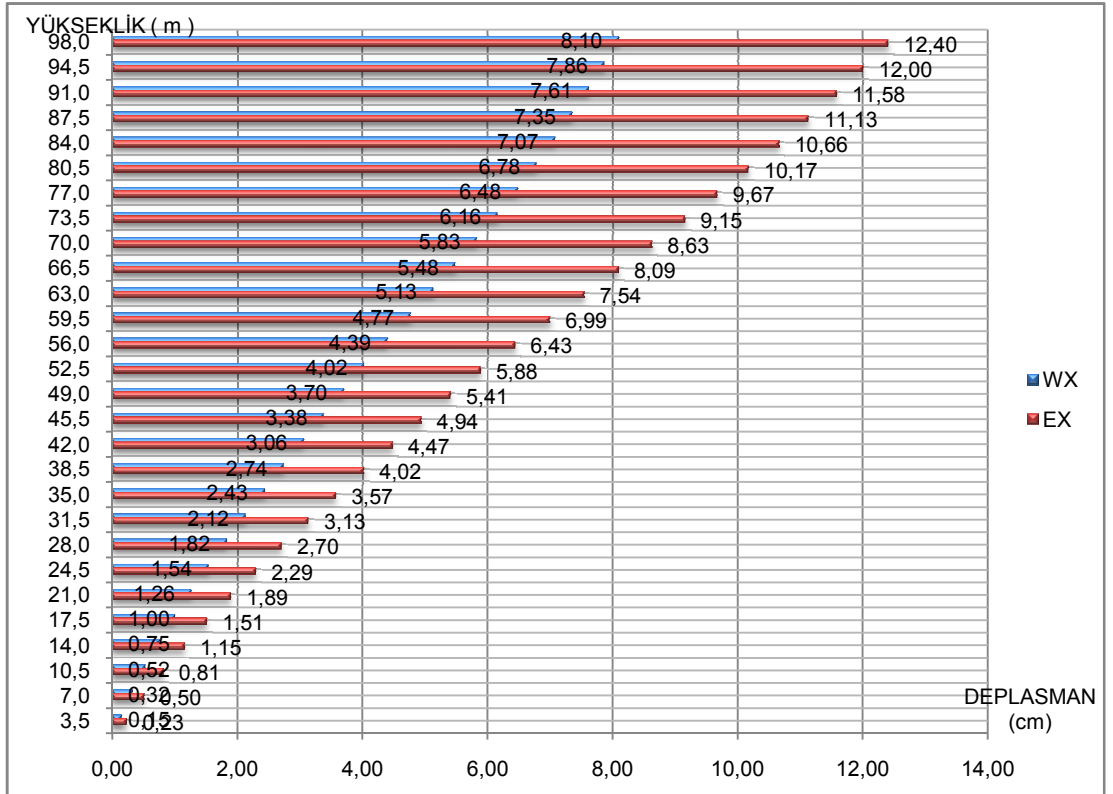
Yapının çelik çekirdekli taşıyıcı sisteminin göz önüne alınan doğrultuda rüzgar ve deprem yükleri etkisinde davranışını karşılaştırmak için kat kesme kuvvetleri ve yanal deplasman durumları sırasıyla Şekil 2.17, Şekil 2.18, Şekil 2.19 ve Şekil 2.20'da gösterilmiştir. Binanın tepe deplasman değeri, yapı toplam yüksekliğinin 1/500'ü ($H/500 = 9800/500 = 19.6$ cm) sınırını sağlamaktadır. Yapının y doğrultusunda rüzgar yüklerinden meydana gelen kesme kuvvetlerinin ve yanal deplasmanların, deprem yüklerinden meydana gelen kat kesme kuvvetlerinden ve deplasmanlardan daha büyük olduğu görülmektedir. Yapının x doğrultusu için ise deprem yükleri daha elverişsiz olmakta, rüzgar yüklerine göre deplasman ve kat kesme kuvvetleri daha büyük değerler almaktadır. Yapının x doğrultusunda deprem yüklerinin, yapının y doğrultusunda rüzgar yüklerinin yapı boyutlandırılmasında daha elverişsiz sonuçlar oluşturduğu görülmektedir.



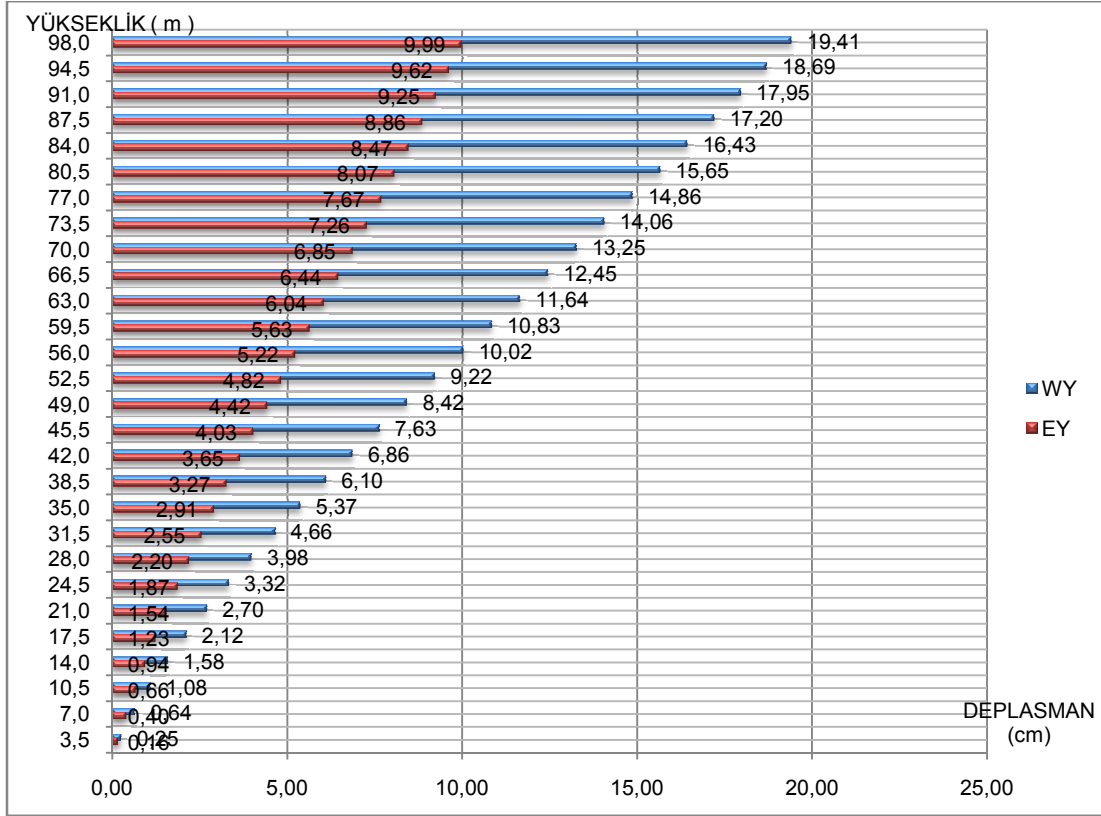
Şekil 2.17 : X doğrultusundaki rüzgar ve deprem yükünden oluşan kat kesme kuvvetleri



Şekil 2.18 : Y doğrultusundaki rüzgar ve deprem yükünden oluşan kat kesme kuvvetleri



Şekil 2.19 : X doğrultusundaki rüzgar ve deprem yükünden oluşan deplasmanlar

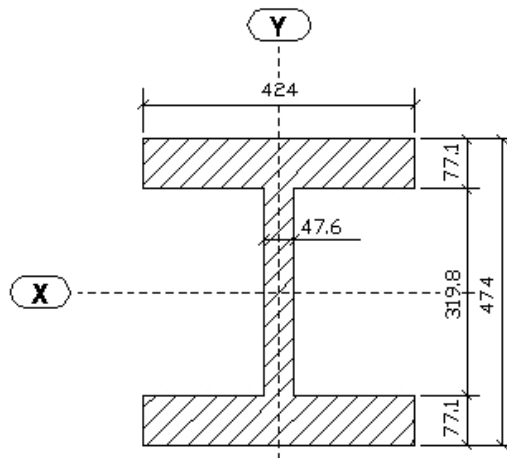


Şekil 2.20 : Y doğrultusundaki rüzgar ve deprem yükünden oluşan deplasmanlar

2.7 Yapı Elemanlarının Boyutlandırılması

2.7.1 Kolonların boyutlandırılması

Seçilen kesit : HD 400 x 634 (C-2, D-2 aksı kolonu)



Şekil 2.21 : HD 400 x 634 kesiti

Çizelge 2.11 : HD 400 x 634 kesit özellikleri

h (cm)	b (cm)	t _w (cm)	t _f (cm)	h _i (cm)	A (cm ²)	i _y (cm)
47.4	42.4	4.76	7.71	31.98	808	11.03
I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	W _x (cm ³)	W _y (cm ³)	W _{px} (cm ³)	W _{py} (cm ³)	i _x (cm)
274200	98250	11570	4634	14220	7117	18.42

Boyutlandırılması yapılacak kolonun , x-x eksenine dik yönde çerçeveler ile birlikte çelik çaprazlı perdelerle oluşturulmuş , y-y eksenine dik yönde ise tüm bağlantıları mafsallı ve çelik çaprazlı perdeler kullanılarak oluşturulmuş taşıyıcı sistemin elemanıdır.

Kolonda oluşan en elverişsiz kesit tesirleri, D + L+W_y yüklemesinden oluşmuştur.

$$M_x = 334 \text{ kNm}, N=13012 \text{ kN}, V_y=104 \text{ kN}$$

2.7.1.1 Enkesit kontrolü

DBYBHY2007 uyarınca süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin kiriş ve kolonlarında, başlık genişliği / kalınlığı ve gövde yüksekliği / kalınlığı oranları enkesit koşullarını sağlamalıdır [1].

$$\frac{b}{2t_f} \leq 0.3 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \rightarrow \frac{42.4}{2 \times 7.71} = 2.75 \leq 0.3 \sqrt{\frac{21000}{36}} = 7.25 \quad (2.36)$$

$$\left| \frac{N_d}{A \times \sigma_a} \right| \leq \left| \frac{13012}{886 \times 36} \right| = 0.447 \geq 0.1$$

$$\frac{h_i}{t_w} \leq 1.33 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \left(2.1 - \left| \frac{N_d}{A \times \sigma_a} \right| \right) \quad (2.37)$$

$$\frac{31.98}{4.76} = 6.72 \leq 1.33 \sqrt{\frac{21000}{36}} \left(2.1 - \left| \frac{13012}{808 \times 36} \right| \right) = 53.01$$

Kesit kompaktlık koşullarını sağlamaktadır.

2.7.1.2 Gerilme kontrolü

İMO – 02. R-01 yönetmeli uyarınca kompakt ve kompakt olmayan kesitli ve merkezi basınç kuvveti etkisindeki basınç çubuklarında gerilme tahkiki Denklem (2.38)'e göre yapılır [2].

$$\sigma_{eb} = \frac{N}{A} \leq \sigma_{bem} \quad (2.38)$$

σ_{eb} : Eksenel basınç kuvvetinden oluşan gerilme

σ_{bem} : Burkulma emniyet gerilmesi

λ : Eksenel basınca çalışan çubuğun narinliği, λ_x ve λ_y değerlerinin büyüğünü gösterir .

λ_x, λ_y : Çubuğun sırasıyla x-x ve y-y asal eksenlerine göre narinliği

S_{kx}, S_{ky} : Çubuğun sırasıyla x-x ve y-y asal eksenlerine dik düzlemlerdeki burkulma boyları

λ_p : Plastik narinlik sınırı

K : Burkulma boyu katsayısı

s : Elemanın eğilme düzleminde serbest gerçek boyu

Burkulma emniyet gerilmesi σ_{bem} aşağıdaki gibi hesaplanır [2]:

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \sigma_{bem}$ çizelgelerden okunur.

$$\lambda \geq \lambda_p \rightarrow \sigma_{bem} = \frac{81302}{\lambda^2} \quad (\text{kN/cm}^2 \text{ cinsinden}) \quad (2.39)$$

Çerçevelerdeki basınç çubuklarının burkulma boyu katsayısı K , çerçevenin yanal hareketinin önlenip önlenmemesine göre ilgili nomogramlardan elde edilir [4].

Kolonun y - y eksenine dik burkulma durumu için dönme serbest ve ötelenme önlenmiş olduğundan $K_y=1$ alınır. Bu durumda burkulma boyu:

$$S_{ky} = K_y \times s \quad (2.40)$$

$$S_{ky} = 1.0 \times 350 = 350 \text{ cm}$$

Kolonun x - x eksenine dik burkulma durumu için ötelenmesi önlenmiş çerçevelere ait nomogramlar kullanılarak K_x elde edilir. Nomogramlarda geçen G_A ve G_B redörleri aşağıdaki gibi hesaplanır [4]:

$$G = \frac{\sum I_c / s_c}{\sum I_g / s_g} \quad (2.41)$$

G : Burkulma boyu hesabında kullanılacak katsayı

I_c : Göz önüne alınan noktaya rijit bağlı kolonların atalet momenti

I_g : Göz önüne alınan noktaya rijit bağlı kirişlerin atalet momenti

s_c : Göz önüne alınan noktaya rijit bağlı kolonların boyu

s_g : Göz önüne alınan noktaya rijit bağlı kirişlerin boyudur.

Kolonun alt (A) ucu x-x eksenine dik yönde temele rijit olarak bağlı olduğundan

$G_A=1.0$ olarak alınır. Kolonun üst (B) ucu için

$$G_B = \frac{\sum (274200 / 350) \times 2}{\sum 48200 / 720} = 23.4$$

$G_A=1.0$ ve $G_B = 23.4$ için $K_x=0.87$

$$S_{kx} = K_x \times s \quad (2.42)$$

$$S_{kx} = 0.87 \times 350 = 304.5$$

$$\lambda_i = \frac{S_{ki}}{i_i} \quad (2.43)$$

$$\lambda_x = \frac{S_{kx}}{i_x} = \frac{304.5}{18.42} = 16.53$$

$$\lambda_y = \frac{S_{ky}}{i_y} = \frac{350}{11.03} = 31.73$$

$$\lambda_p = \frac{637.6}{\sqrt{\sigma_a}} = \frac{637.6}{\sqrt{36}} = 106.26 \quad (2.44)$$

$$\lambda = \max (\lambda_x ; \lambda_y)$$

$$\lambda = \max (16.53 ; 31.73) = 31.73$$

$\lambda = 31.73 \leq \lambda_p = 106.26 \rightarrow \sigma_{bem} = 18.25 \text{ kN/cm}^2$ çizelgelerden okunmuştur.

Rüzgar yükünden dolayı oluşan kesit tesirleri olduğundan emniyet gerilmeleri % 15 arttırılacaktır [2].

$$\sigma_{bem} \rightarrow 1.15 \times \sigma_{bem} = 1.15 \times 18.25 = 20.99 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{eb} = \frac{N}{A} = \frac{13012}{808} = 16.10 \text{ kN/cm}^2 \leq 20.99 \text{ kN/cm}^2$$

Kompakt kesitli çubukların kuvvetli asal eksen etrafında eğilme durumu için zayıf asal eksenine göre simetrik olması ve bu eksenden geçen simetri düzlemi içinde yüklü olması halinde eğilme emniyet gerilmesi σ_B , aşağıdaki gibi hesaplanır [2] :

$$\sigma_B = 0.66 \times \sigma_a \quad (2.45)$$

Ancak bunun için eleman başlığı gövdesine sürekli birleştirilmiş olması ve basınca çalışan başlık elemanın yanal olarak tutulmuş uzunluğu L_b , aşağıda verilen her iki L_c değerinden hesaplanacak olan en küçüğünü aşmaması gerekmektedir [2].

σ_a akma sınır gerilmesi (kN/cm^2) olarak gözönüne alındığında, L_c aşağıdaki gibi belirlenir:

$$L_c = \frac{63 \times b}{\sqrt{\sigma_a}} \quad (2.46)$$

$$L_c = \frac{13790}{(h/A_b) \times \sigma_a} \quad (2.47)$$

Kompakt olan ve olmayan kesitli, basınç başlığı L_c 'de daha büyük uzunlukta yanal harekete karşı tutulmamış elemanların kuvvetli asal eksen etrafında eğilme durumu için kesit simetri ekseninin yer aldığı gövde düzleminden yüklenen eğilme elemanlarında, basınç eğilme gerilmesi için Denklem (2.48), Denklem (2.49) ve Denklem (2.50) ile hesaplanan değerlerin en büyüğüne eşit alınır [2].

σ_a akma sınır gerilmesi (kN/cm^2) olarak gözönüne alındığında narinlik değerine göre aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$(2.48)$$

$$\sqrt{\frac{70327 \times C_b}{\sigma_a}} \leq \frac{s}{i_{yb}} \leq \sqrt{\frac{351633 \times C_b}{\sigma_a}} \rightarrow \sigma_B = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a \times (s/i_{yb})^2}{1054898 \times C_b} \right] \times \sigma_a \leq 0.60 \times \sigma_a$$

$$\frac{s}{i_{yb}} \geq \sqrt{\frac{351633 \times C_b}{\sigma_a}} \rightarrow \sigma_B = \frac{117211 \times C_b}{(s/i_{yb})^2} \leq 0.60 \times \sigma_a \quad (2.49)$$

$\frac{s}{i_{yb}}$ 'nin herhangi bir değeri için ise:

$$\sigma_B = \frac{8274 \times C_b}{(s \times h / A_b)} \leq 0.60 \times \sigma_a \quad (2.50)$$

σ_a : Çelik malzemenin akma sınır gerilmesi

σ_B : Yanal burkulma gözönünde tutulduğunda basınç - eğilme emniyet gerilmesi

i_{yb} : Basınç başlığı ve gövdenin basınç bölgesinin 1/3'ünden oluşan kesitin, gövde düzlemi içinde kalan kesit asal eksenine göre hesaplanmış atalet yarıçapı

A_b : Basınç başlığı alanı

s : Basınç başlığının dönmeye ve yanal harekete karşı tutulmuş olduğu enkesitler arasındaki uzaklık

h : Kesit yüksekliği

C_b : Eğilme katsayısı

$$C_b = 1.75 + 1.05 \times (M_1 / M_2) + 0.3 \times (M_1 / M_2)^2 \leq 2.3 \quad (2.51)$$

Burada tutulmamış eleman boyunun uçlarında, kuvvetin asal eksen etrafındaki mutlak değerce küçük olan eğilme momenti M_1 ve büyük olan eğilme momenti M_2 'dir. M_1 ve M_2 aynı yönde (çift eğrilikli eğilme) ise, M_1 ve M_2 oranı pozitif; M_1 ve M_2 ters yönde (tek eğrilikli eğilme) ise, M_1 ve M_2 oranı negatif olarak alınacaktır [2].

Tutulmamış eleman boyunun herhangi bir noktasında eğilme momenti, M_1 ve M_2 momentlerinden mutlak değerce daha büyükse $C_b = 1$ alınacaktır [2].

Eksenel basınç ve eğilme halinde σ_{Bx} ve σ_{By} değerlerinin hesabında $C_b = 1$ alınacaktır [2].

Kolonun x-x eksenine dik yöndeki eğilme - basınç gerilmesi:

$$\sigma_{bx} = \frac{M_x}{W_x} \quad (2.52)$$

$$\sigma_{bx} = \frac{33400}{11570} = 2.89 \text{ kN/cm}^2$$

Kolonun x-x eksenine dik yöndeki (kuvvetli eksen etrafında) eğilme - basınç emniyet gerilmesi:

$$L_c = \frac{63 \times b}{\sqrt{\sigma_a}} = \frac{63 \times 42.4}{\sqrt{36}} = 445.2 \text{ cm}$$

$$L_c = \frac{13790}{(h/A_b) \times \sigma_a} = \frac{13790}{(47.4/(7.71 \times 42.4)) \times 36} = 2641.8 \text{ cm}$$

$L_{bx} = 350 \text{ cm} < \min(445.2 ; 2641.8) = 445.2 \text{ cm}$ koşulunu sağladığından,

$$\sigma_B = 0.66 \times \sigma_a = 0.66 \times 36 = 23.76 \text{ kN/cm}^2$$

Rüzgar yükünden dolayı oluşan kesit tesirleri olduğundan emniyet gerilmeleri % 15 arttırılacaktır [2].

$$\sigma_B \rightarrow 1.15 \times \sigma_B = 1.15 \times 23.76 = 27.32 \text{ kN/cm}^2$$

Eksenel basınç ve eğilmeye maruz prizmatik çubukların gerilme tahkiki aşağıdaki formüllerle yapılır [2]:

$$\left(\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} \right) + \frac{C_{mx} \times \sigma_{bx}}{\left(1.0 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex}} \right) \times \sigma_{Bx}} + \frac{C_{my} \times \sigma_{by}}{\left(1.0 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ey}} \right) \times \sigma_{By}} \leq 1.0 \quad (2.53)$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{0.6 \times \sigma_a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1.0 \quad (2.54)$$

$$\text{Eğer } \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} \leq 0.15 \quad (2.55)$$

ise, Denklem (2.53) ve Denklem (2.54) yerine Denklem (2.55) kullanılır.

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1.0 \quad (2.56)$$

Bu ifadelerde geçen terimler :

σ_B : Yanal burkulma gözönünde tutulduğunda basınç - eğilme emniyet gerilmesi

σ_{bem} : Sadece aksenal basınç kuvveti etkimesi halinde burkulma emniyet gerilmesi

K : Eğilme düzleminde etkin burkulma boyu katsayısı

s_b : Elemanın eğilme düzleminde serbest gerçek boyu

i_b : Elemanın meydana geldiği düzleme dik eksene göre atalet yarıçapı

σ_{eb} : Aksenal basınç kuvvetine göre hesaplanan gerilme

σ_b : Eğilme momentine göre hesaplanan basınç - eğilme gerilmesi

$$\sigma'_e = \frac{1}{2.5} \times \frac{\pi^2 \times E}{(K \times s_b / i_b)^2} \quad (2.57)$$

$$\sigma'_e = \frac{81302}{(K \times s_b / i_b)^2} \quad (\text{kN/cm}^2 \text{ biriminden}) \quad (2.58)$$

$$\sigma'_e = \frac{81302}{(K \times s_b / i_b)^2} = \frac{81302}{\lambda_x^2} = \frac{81302}{16.53^2} = 297.5$$

C_m bir katsayı olup aşağıdaki gibi hesaplanır [2]:

Yanal harekete serbest olan çerçeve kolonlarda :

$$C_m = 0.85 \quad (2.59)$$

Yanal harekete karşı tutulmuş çerçevelerin, uçları rijit bağlı ve üzerinde eğilme düzleminde yanal yükü bulunmayan kolonlarında :

$$C_m = 0.6 - 0.4 \times \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 \quad (2.60)$$

Burada M_1 / M_2 gözönünde tutulan eğilme düzleminde, elemanın uçlarındaki eğilme momentlerinden küçüğünün büyüğüne oranıdır. İki uçtaki eğrilikler aksi yönde ise M_1 / M_2 pozitif, eğrilikler aynı yönde ise M_1 / M_2 negatif alınır.

Yanal harekete karşı tutulmuş çerçevelerde, üzerinde yanal eğilme düzleminde yanal yük bulunan basınç çubuklarında:

$$C_m = 1.0 + \psi \times \frac{\sigma_{eb}}{\sigma'_e} \quad (2.61)$$

Ψ değerleri eleman uç şartlarına ve yükleme durumuna göre tablolardan seçilir [2].

Kolona düzgün yayılı yük olarak etkiyen rüzgar yüklemesi durumunda ilgili tablolarda uçları dönmeye karşı tutulmuş çubuklarda $\Psi = -0.4$ alınır ve bu şekilde

$$C_{mx} = 1.0 - 0.4 \times \frac{\sigma_{eb}}{\sigma'_e} = 1.0 - 0.4 \times \frac{16.1}{297.5} = 0.98 \quad (2.62)$$

Gerilme tahkiki Denklem (2.55) kontrol edilirse :

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{16.10}{20.99} = 0.767 \geq 0.15$$

olduğundan gerilme tahkiki Denklem (2.53) ve Denklem (2.54)' e göre hesaplanır.

$$\left(\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} \right) + \frac{C_{mx} \times \sigma_{bx}}{\left(1.0 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma'_{ex}} \right) \times \sigma_{Bx}} + \frac{C_{my} \times \sigma_{by}}{\left(1.0 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma'_{ey}} \right) \times \sigma_{By}} \leq 1.0$$

$$\left(\frac{16.10}{20.99} \right) + \frac{0.98 \times 2.89}{\left(1.0 - \frac{16.10}{297.5} \right) \times 27.32} + 0 \leq 1.0$$

$$0.767 + 0.109 = 0.876 \leq 1.0$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{0.6 \times \sigma_a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1.0$$

$$\frac{16.10}{0.6 \times 36} + \frac{2.89}{27.32} + 0 \leq 1.0$$

$$0.745 + 0.106 = 0.851 \leq 1.0$$

2.7.1.3 Kesme güvenliği kontrolü

Kayma emniyet gerilmesi hesabı için, h_i elemanın başlıkları arası temiz mesafe, t_w gövde et kalınlığı olmak üzere, σ_a akma sınır gerilmesi (kN/cm^2) olarak gözönüne alındığında ise aşağıdaki gibi hesaplanır [2]:

$$\frac{h_i}{t_w} \leq 316 / \sqrt{\sigma_a} \rightarrow \tau_{em} = 0.4 \times \sigma_a \quad (2.63)$$

$$\frac{31.98}{4.76} = 6.72 \leq 316 / \sqrt{36} = 52.6 \rightarrow \tau_{em} = 0.4 \times \sigma_a = 0.4 \times 36 = 14.4 \text{ kN/cm}^2$$

Rüzgar yükünden dolayı oluşan kesit tesirleri olduğundan emniyet gerilmeleri %15 arttırılacaktır [2].

$$\tau_{em} \rightarrow 1.15 \times \tau_{em} = 1.15 \times 14.4 = 16.56 \text{ kN/cm}^2$$

$$F_g = h_i \times t_w \quad (2.64)$$

$$F_g = 31.98 \times 4.76 = 152.2 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{V_y}{F_g} \quad (2.65)$$

$$\tau = \frac{104}{152.2} = 0.683 \text{ kN/cm}^2 \leq \tau_{em} = 16.56 \text{ kN/cm}^2$$

2.7.1.4 Arttırılmış yükleme durumunda kapasite kontrolü

DBYBHY2007 yönetmeliği uyarınca Denklem (2.21) ve (2.22) 'ye göre arttırılmış yükleme durumlarından oluşan aksenal basınç ve çekme kuvvetleri altında da (eğilme momentleri gözönüne alınmaksızın) yeterli dayanım kapasitesine sahip olacaktır .

D + L ± 2E kombinasyonundan oluşan kuvvete göre kıyaslanacak aksel basınç kapasitesi ve 0.9D ± 2E kombinasyonundan oluşan kuvvete göre kıyaslanacak aksel çekme kapasiteleri aşağıda hesaplanmıştır.

Eksenel basınç kapasitesi:

$$N_{bp} = 1.7 \times \sigma_{bem} \times A = 1.7 \times 18.25 \times 808 = 25068 \text{ kN} > N_{D+L\pm 2E} = 14813 \text{ kN}$$

Eksenel çekme kapasitesi:

$$N_{cp} = \sigma_a \times A_n = 36 \times 808 = 29088 \text{ kN} > N_{0.9D\pm 2E} = 3769 \text{ kN}$$

2.7.2 Kirişlerin boyutlandırılması

Seçilen kesit : IPE 500 (B-C / 3, B-C / 4 aksı kirişi)

Çizelge 2.12 : IPE 500 kesit özellikleri

h (cm)	b (cm)	t _w (cm)	t _f (cm)	h _i (cm)	A (cm ²)	i _y (cm)
50	20	1.02	1.6	46.8	115.5	4.31
I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	W _x (cm ³)	W _y (cm ³)	W _{px} (cm ³)	W _{py} (cm ³)	i _x (cm)
48200	2142	1928	214.2	2194	335.9	20.43

Kolonda oluşan en elverişsiz kesit tesirleri, D + L+W_y yüklemesinden oluşmuştur.

$$M_x = 427 \text{ kNm}, V_y = 220 \text{ kN}$$

2.7.2.1 Enkesit kontrolü

DBYBHY2007 uyarınca süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin kiriş ve kolonlarında, başlık genişliği / kalınlığı ve gövde yüksekliği / kalınlığı oranları enkesit koşullarını sağlamalıdır [1].

$$\frac{b}{2t_f} \leq 0.3 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \rightarrow \frac{20}{2 \times 1.6} = 6.25 \leq 0.3 \sqrt{\frac{21000}{36}} = 7.25$$

$$\frac{h_i}{t_w} \leq 3.2 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \rightarrow \frac{46.8}{1.02} = 45.88 \leq 3.2 \sqrt{\frac{21000}{36}} = 77.28 \quad (2.66)$$

2.6.2.2 Gerilme kontrolü

DBYBHY2007 uyarınca süneklik düzeyi yüksek çerçeve kirişlerinin üst ve alt başlıkları yanal doğrultuda mesnetlenecektir. Kirişlerin yanal doğrultuda mesnetlendiği noktalar arasındaki l_b uzaklığı, Denklem (2.67) koşulunu sağlayacaktır [1].

$$l_b = 0.086 \times \frac{i_{yb} \times E}{\sigma_a} \quad (2.67)$$

Betonarme döşemelerin çelik kirişler ile kompozit olarak çalıştığı çelik taşıyıcı sistemlerde, kirişlerin betonarme döşemeye bağlanan başlıklarında, yukarıdaki koşullara uyulması zorunlu değildir [1].

Kompozit döşeme etkisi nedeniyle kiriş üst başlığının yanal burkulması önlenmektedir. Negatif mesnet momenti etkisinde, kiriş alt başlığının yanal burkulma tahkiki yapılacaktır. Kiriş alt başlığının mesnetlendiği noktalar arasındaki uzaklık 1.8 maralıklarla yerleştirilen döşeme kirişleri aralığına eşittir.

$$I_{yb} = \frac{t_f \times b^3}{12} = \frac{1.6 \times 20^3}{12} = 1066.6 \text{ cm}^4 \quad (2.68)$$

$$F_b = (b \times t_f) + \left(\frac{h_i}{3} \times t_w \right) = (20 \times 1.6) + \left(\frac{46.8}{3} \times 1.02 \right) = 47.91 \text{ cm}^2 \quad (2.69)$$

$$i_{yb} = \sqrt{\frac{I_{yb}}{F_b}} = \sqrt{\frac{1066.6}{47.91}} = 4.72 \text{ cm} \quad (2.70)$$

$$l_b = 180 \text{ cm} \leq 0.086 \times \frac{4.72 \times 21000}{36} = 236 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

Kirişin basınca çalışan başlık elemanın yanal olarak tutulmuş uzunluğu L_b olmak üzere, kuvvetli eksen etrafında eğilme - basınç emniyet gerilmesi:

$$L_c = \frac{63 \times b}{\sqrt{\sigma_a}} = \frac{63 \times 20}{\sqrt{36}} = 210 \text{ cm}$$

$$L_c = \frac{13790}{(h/A_b) \times \sigma_a} = \frac{13790}{(50/(1.6 \times 20)) \times 36} = 245.1 \text{ cm}$$

$L_b = 180 \text{ cm} < \min(210; 245.1) = 210 \text{ cm}$ koşulunu sağladığından,

$$\sigma_B = 0.66 \times \sigma_a = 0.66 \times 36 = 23.76 \text{ kN/cm}^2$$

Rüzgar yükünden dolayı oluşan kesit tesirleri olduğundan emniyet gerilmeleri %15 arttırılacaktır [2].

$$\sigma_B \rightarrow 1.15 \times \sigma_B = 1.15 \times 23.76 = 27.32 \text{ kN/cm}^2$$

Kolonun kuvvetli eksen etrafında eğilme - basınç gerilmesi:

$$\sigma_{bx} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{42700}{1928} = 22.15 \text{ kN/cm}^2 \leq 27.32 \text{ kN/cm}^2$$

2.7.2.3 Kesme güvenliği kontrolü

Kayma emniyet gerilmesi hesabı için, h_i elemanın başlıkları arası temiz mesafe, t_w gövde et kalınlığı olmak üzere, σ_a akma sınır gerilmesi (kN/cm^2) olarak gözönüne alındığında ise aşağıdaki gibi hesaplanır [2]:

$$\frac{h_i}{t_w} \leq 316 / \sqrt{\sigma_a} \rightarrow \tau_{em} = 0.4 \times \sigma_a$$

$$\frac{46.8}{1.02} = 45.9 \leq 316 / \sqrt{36} = 52.6 \rightarrow \tau_{em} = 0.4 \times \sigma_a = 0.4 \times 36 = 14.4 \text{ kN/cm}^2$$

Rüzgar yükünden dolayı oluşan kesit tesirleri olduğundan emniyet gerilmeleri %15 arttırılacaktır [2].

$$\tau_{em} \rightarrow 1.15 \times \tau_{em} = 1.15 \times 14.4 = 16.56 \text{ kN/cm}^2$$

$$F_g = h_i \times t_w = 46.8 \times 1.02 = 47.7 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{V_y}{F_g} = \frac{220}{47.7} = 4.61 \text{ kN/cm}^2 \leq \tau_{em} = 16.56 \text{ kN/cm}^2$$

2.7.2.4 Sehım kontrolü

Kirişte meydana gelen deplasman değeri δ , programdan okunmuştur.

$$\delta = 0.912 \text{ cm} \leq \frac{1}{300} = \frac{720}{300} = 2.4 \text{ cm} \quad (\text{uygun}) \quad (2.71)$$

2.7.3 Çaprazların boyutlandırılması

Seçilen kesit : PD 219.1x8

Çizelge 2.13 : PD 219.1x8 kesit özellikleri

D (cm)	t (cm)	A (cm)	$i_y=i_x$ (cm)
21.91	0.8	53.1	7.0

Kolonda oluşan en elverişsiz kesit tesirleri, D + L+W_y yüklemesinden oluşmuştur.

$$N = 636 \text{ kN}$$

2.6.3.1 Enkesit kontrolü

DBYBHY2007 uyarınca süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin kiriş ve kolonlarında, başlık genişliği / kalınlığı ve gövde yüksekliği / kalınlığı oranları enkesit koşullarını sağlamalıdır [1].

$$\frac{D}{t} \leq 0.05 \times \frac{E}{\sigma_a} \quad (2.72)$$

$$\frac{21.91}{0.8} = 27.38 \leq 0.05 \times \frac{21000}{36} = 29.16$$

Süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı perdeler için çatı ve düşey düzlem çapraz sistemlerinin tüm basınç elemanlarında narinlik oranı (çubuk burkulma boyu / atalet yarıçapı) $4.0\sqrt{E/\sigma_a}$ sınır değerini aşmayacaktır [1].

Boyu s = 500 cm olan çapraz elemanın, dönme serbest ve ötelenme önlenmiş olduğundan K=1 alınır. Narinlik oranı hesaplanırsa :

$$\lambda = \frac{S}{i} = \frac{K \times s}{i} = \frac{1.0 \times 500}{7.47} = 66.93 \leq 4.0\sqrt{\frac{2100}{36}} = 96.6 \quad (\text{uygun})$$

2.7.3.1 Gerilme kontrolü

$$\lambda_p = \frac{637.6}{\sqrt{\sigma_a}} = \frac{637.6}{\sqrt{36}} = 106.26$$

$\lambda = 66.93 \leq \lambda_p = 106.26 \rightarrow \sigma_{bem} = 12.98 \text{ kN/cm}^2$ çizelgelerden okunmuştur.

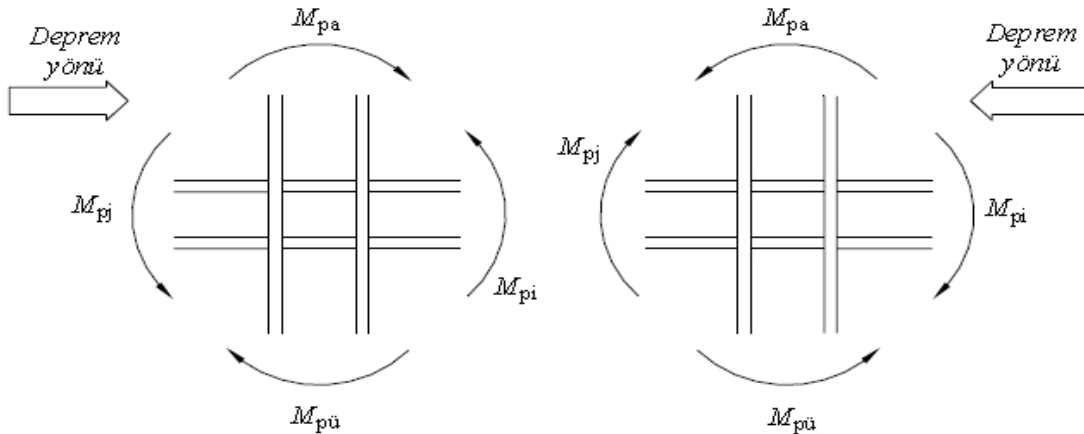
Rüzgar yükünden dolayı oluşan kesit tesirleri olduğundan emniyet gerilmeleri % 15 arttırılacaktır [2].

$$\sigma_{bem} \rightarrow 1.15 \times \sigma_{bem} = 1.15 \times 12.98 = 14.92 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{eb} = \frac{N}{A} = \frac{636}{53.1} = 11.98 \text{ kN/cm}^2 \leq 14.92 \text{ kN/cm}^2$$

2.7.4 Kuvvetli kolon – zayıf kiriş kontrolü

Çerçeve türü sistemlerde veya perdeli - çerçevesi sistemlerin çerçevelerinde, gözönüne alınan deprem doğrultusunda her bir kolon - kiriş düğüm noktasınabirleşen kolonların eğilme momenti kapasitelerinin toplamı, o düğüm noktasına birleşen kirişlerin kolon yüzündeki eğilme momenti kapasiteleri toplamının 1.1D_a katından daha büyük olacaktır [1].



Şekil 2.22 : Kuvvetli kolon – zayıf kiriş kontrolü

$$M_{pa} + M_{pü} \geq 1.1 \times D_a \times (M_{pi} + M_{vi} + M_{pj} + M_{vj}) \quad (2.73)$$

M_{pa} : Kolonun alt ucunda hesaplanan moment kapasitesi

$M_{pü}$: Kolonun üst ucunda hesaplanan moment kapasitesi

M_{pi} : Kirişin sol ucu i'de hesaplanan pozitif veya negatif moment kapasitesi

M_{pj} : Kirişin sağ ucu j'de hesaplanan pozitif veya negatif moment kapasitesi

Bu denklemdeki M_{vi} ve M_{vj} terimleri, zayıflatılmış kiriş enkesitleri kullanılması veya kiriş uçlarında guseler oluşturulması halinde, kiriş uçlarındaki olası plastik mafsallardaki kesme kuvvetlerinden dolayı, kolon yüzünde meydana gelen ek eğilme momentlerini göstermektedir. Plastik momentlerin kirişlerin kolon yüzündeki kesitlerinde oluşması halinde, bu terimler sıfır değerini almaktadır [1].

Çizelge 2.14 : D_a Arttırma Katsayıları

Yapı Çeliği Sınıfı ve Eleman Türü	D_a
Fe 37 çeliğinden imal edilen hadde profilleri	1.2
Diğer yapı çeliklerinden imal edilen hadde profilleri	1.1
Tüm yapı çeliklerinden imal edilen levhalar	1.1

Çizelge 2.14'e göre St52 yapı çeliği için $D_a = 1.1$ alınmıştır. Binanın (1) aksı çerçevesi için hesaplanan kesit kapasite değerleri Çizelge 2.15'de gösterilmiştir.

Çizelge 2.15 : Kesit kapasite değerleri

Kapasite değerleri	Kesitler			
	HD 400 x 634	HD 400 x 551	HD 400 x 347	IPE 360
W_p (cm ³)	14220	12050	7139	1019
M_p (kNcm)	511920	433800	257004	36684

Çizelge 2.16'da görüldüğü üzere kolonların kirişlerden daha güçlü olması koşulu sağlanmıştır.

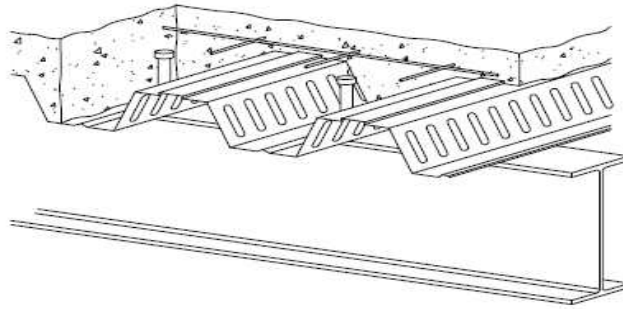
Çizelge 2.16 : Kolonların Kirişlerden Daha Güçlü Olması Kontrolü

Katlar	M_{pa}	$M_{pü}$	M_{pi}	M_{pj}	$M_{pa}+M_{pü}$	1.1Da ($M_{pi}+M_{pj}$)
1.-2. Kat	511920	511920	36684	36684	1023840	88775.28
2.-11. Kat	511920	511920	36684	36684	1023840	88775.28
11.-12. Kat	511920	433800	36684	36684	945720	88775.28
12.-20. Kat	433800	433800	36684	36684	867600	88775.28
20.-21. Kat	433800	257004	36684	36684	690804	88775.28
21.-28. Kat	257004	257004	36684	36684	514008	88775.28
28. Kat	257004	-	36684	36684	257004	88775.28

2.8 Kompozit Döşeme Hesabı

2.8.1 Döşeme sistemi tanıtımı

Yapının kat döşemeleri tasarımı için kompozit döşeme sistemi uygulanmıştır. TS kapsamında kompozit elemanlar ve hesapları ile ilgili standartı olmadığından döşeme hesapları için Eurocode 4'te verilen yöntemlerden yararlanılmıştır [8]. Katlanmış çelik sac ile betonun ortak çalışmasından oluşan kompozit döşemelerde çelik sac beton için ise kalıp görevini görür. Beton ve çelik sac arasındaki kompozit etkiyi oluşturabilmek için çelik sacın bu iki eleman arasındaki yatay kayma kuvvetlerini karşılayabilecek, birlikte çalışmalarını sağlayabilecek şekilde enkesit formu şekillendirilir. Çelik sac ile kompozit döşemenin her ikisi de her doğrultuda aynı geometriye sahip değildir. Bu nedenle iki doğrultuda tasarım güçtür. Bu durumu basitleştirebilmek amacıyla hesaplar, çelik sac olukları boyunca yapılmıştır [10]. Döşeme trapezi olarak HiBond 55/1 tipi profil kullanılmıştır. Kompozit döşeme sisteminin genel görünüşü Şekil 2.22' de gösterilmiştir.



Şekil 2.23 : Kompozit döşeme sistemi

2.8.2 Kompozit döşeme hesabı

2.8.2.1 Kompozit döşemenin boyutlandırılması

Kompozit döşemeye ait özellikler ile konstrüktif kurallar aşağıda gösterilmiştir [10].

b_o : Çelik sac kesit genişliği = 88.5 mm

h_c : Sac üstündeki beton kalınlığı

h_t : Kompozit döşeme derinliği

h_p : Profillemiş çelik sac derinliği

t : Çelik sac kalınlığı

$h_c = 66 \text{ mm} \geq h_{c \text{ min}} = 50 \text{ mm}$

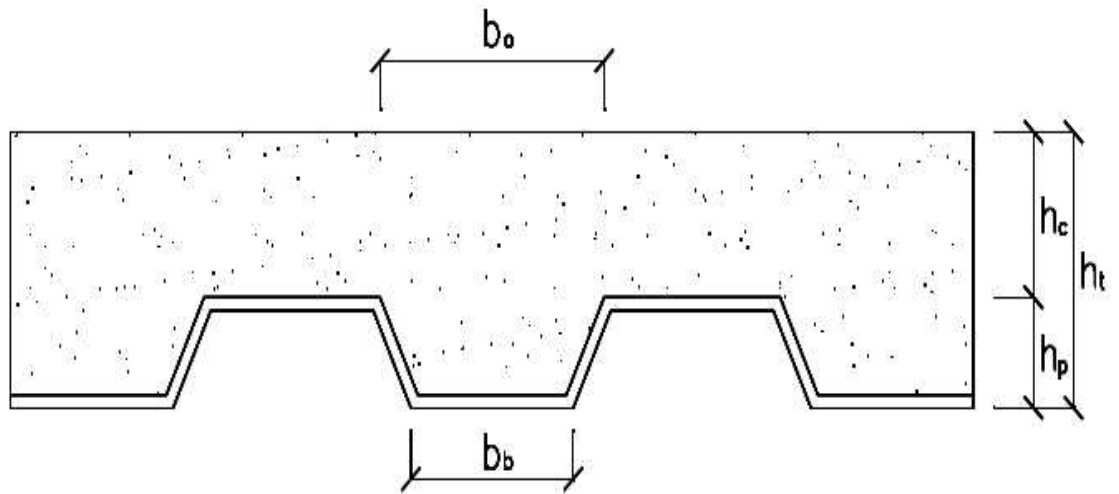
$h_p = 54 \text{ mm} \geq h_{p \text{ min}} = 38 \text{ mm}$

$h_t = 120 \text{ mm} \geq h_{t \text{ min}} = 90 \text{ mm}$

$t = 1 \text{ mm} \geq t_{\text{min}} = 0.75 \text{ mm}$

$b_b = 61.5 \text{ mm} \geq b_{b \text{ min}} = 50 \text{ mm}$

Kompozit döşeme sisteminin enkesit Şekil 2.23’de gösterilmiştir.



Şekil 2.24 : Kompozit döşeme sistemi enkesiti

Kompozit döşemede rötreten dolayı ve çatlakları en aza indirmek için, boyuna ve enine doğrultuda tüm alana minimum donatı yerleştirilmelidir. Donatının minimum alanı her iki doğrultuda beton enkesitin %0.2'sidir ve genellikle hasır donatı kullanılmaktadır [10].

2.8.2.2 Kesit tesirlerinin belirlenmesi

Kesit zorlarının belirlenmesi için çelik sacın inşaat süreci ve kompozit çalışma süreci olmak üzere iki aşama dikkate alınır. İnşaat sürecinde çelik sacın kalıp görevi üstlendiği bu durumda, döşeme sacının kendi ağırlığı, ıslak beton ağırlığı, inşaat sırasındaki yükler ve göllenme etkisi gibi yükler altında emniyetle kullanılabilirliği araştırılır. Kompozit çalışma sürecinde çelik sac ile beton birlikte çalışarak döşeme, sıva, kaplama ağırlıkları ve hareketli yük değerleri hesaba katılır. Her iki süreçte de gerçek davranışına yakın sonuçlar elde edebilmek için taşıma sınır durumu ve kullanma sınır durumu kontrolleri yapılır. Taşıma sınır durumu kalıp sürecinde çelik sacın dayanımını, kullanma sınır durumu yapının titreşim aşırı deformasyon gibi durumlarda kullanılabilirliğini kaybetmemesi için kontrol edilir.

Hi Bond 55/1 tipi çelik sacın malzeme özellikleri aşağıda gösterilmiştir.

$$\begin{aligned} f_{yp} &= 320 \text{ N/mm}^2 & I_{ap} &= 0.72 \times 10^{16} \text{ mm}^4/\text{m} & A_p &= 1482 \text{ mm}^2 \\ g_{ap} &= 0.12 \text{ kN/m}^2 & m &= 86 & k &= 0.69 & \tau_{u,Rd} &= 68.4 \text{ kN/m}^2 \\ M_{p.ap}^+ &= 7.41 \text{ kN.m/m} & M_{p.ap}^- &= - 7.48 \text{ kN.m/m} & R_{ap} &= 68.1 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Yükler :

Katlanmış çelik sac ağırlığı : $g_{ap} = 0.12 \text{ kN/m}^2$

Beton ağırlığı :

$$g_p = \left(1 \times 0.066 + \frac{1}{0.15} \times \frac{0.0615 \times 0.09}{2} \times 0.054 \right) \times 1 \times 25 = 2.33 \text{ kN/m}^2$$

Konstrüksiyon yükleri : $q = 2.0 \text{ kN/m}^2$ (kiriş aralıkları $l = 1,8\text{m} < 3.0 \text{ m}$)

$$P_{sd} = 1.35 D + 1.5 L \quad (2.74)$$

$$P_{sd} = [1.35(0.12 + 2.33) + 1.5 \times 2] \times 1 = 6.31 \text{ kN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{P_{sd} \times L^2}{8} = \frac{6.31 \times 1.8^2}{8} = 2.56 \text{ kNm/m} \quad (2.75)$$

$$R_{sd} = \frac{P_{sd} \times L}{2} = \frac{6.31 \times 1.8}{2} = 5.68 \text{ kN/m} \quad (2.76)$$

$$M_{sd}^+ = 2.56 \text{ kNm/m}, \quad M_{sd}^- = 2.56 \text{ kNm/m} \quad R_{sd} = 5.68 \text{ kN/m}$$

2.8.2.3 Katlanmış çelik sacın kalıp süresince hesabı

Döşeme trapezinin kalıp süresince taşıma sınır durumu kontrolü yapılırsa :

M_{Sd} : Elastik analiz ile elde edilen tasarım yüklerinden bulunan açıklık veya mesnet momenti,

M_{Rd} : Elastik analiz ile elde edilen açıklık veya mesnet tasarım eğilme momenti dayanımı

R_{Sd} : Tasarım yüklerinden bulunan kenar veya ara mesnet tepkisi

R_{Rd} : Kenar veya ara mesnet tasarım kesme kuvvet dayanımıdır.

Mesnet ve açıklıkta moment kontrolü;

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \quad (2.77)$$

Kenar ve ara mesnetlerde kesme kuvveti kontrolü;

$$R_{Sd} \leq R_{Rd} \quad (2.78)$$

Eğilme momenti ve kesme kuvveti etkileşimi kontrolü;

$$\left(\frac{R_{Sd}}{R_{Rd}} \leq 0.25 \right) \text{ ise } \left(\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \leq 1 \right) \quad (2.79)$$

$$\left(0.25 \leq \frac{R_{Sd}}{R_{Rd}} \leq 1 \right) \text{ ise } \left(\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \right)^2 + \left(\frac{R_{Sd}}{R_{Rd}} \right)^2 \leq 1.25 \quad (2.80)$$

Çelik sac için güvenlik katsayısı ise $\gamma_{ap} = 1.1$ kabul edilmiştir.

$$M_{p.ap.Rd}^+ = 7.41 / 1.1 = 6.74 \text{ kN.m/m} \geq M_{sd}^+ = 2.56 \text{ kNm/m} \quad (\text{uygun})$$

$$M_{p.ap.Rd}^- = 7.48 / 1.1 = 6.80 \text{ kN.m/m} \geq M_{sd}^- = 2.56 \text{ kNm/m} \quad (\text{uygun})$$

$$R_{Rd} = 68.1 / 1.1 = 61.9 \text{ kN/m} \geq R_{Sd} = 5.68 \text{ kN/m} \quad (\text{uygun})$$

$$\frac{R_{Sd}}{R_{Rd}} = \frac{5.68}{61.9} = 0.0917 < 0.25$$

$$\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} = \frac{2.56}{6.74} = 0.380 < 1.0 \quad (\text{uygun})$$

Döşemenin kalıp süresince kullanma sınır durumu kontrolü yapılırsa:

İnşaat süresince döşeme trapezinde meydana gelen sehim;

$$\delta_{ser} \leq L/180 \text{ veya } 20 \text{ mm} \quad (2.81)$$

$$\delta_{ser} = \frac{(2.65g_{ap} + 3.4g_c) \times L^4}{384EI_{ap}} = \frac{(2.65 \times 0.12 + 3.4 \times 2.33) \times 1800^4}{384 \times 21000 \times 72 \times 10^4} = 1.49 \text{ mm} \quad (2.82)$$

$$\delta_{ser} \leq \frac{1800}{180} = 10 \text{ mm} \quad (\text{uygun})$$

Göllenme etkisi kontrolü yapılırsa :

$$\delta_{ser} \leq L/250 \text{ veya } 20 \text{ mm} \quad (2.83)$$

$$\delta_{ser} = 1.49 \text{ mm} \leq \frac{1800}{250} = 7.2 \text{ mm} \quad (\text{uygun})$$

Denklem (2.83) sınır değerini sağladığından beton derinliğinin artmadığı göllenme etkisinin oluşmadığı görülmektedir.

Döşeme trapezi ara desteksiz ve sürekli olarak mesnetlendiği düşünüldüğünden iç mesnette mesnet reaksiyonunun ve eğilme momentinin plastik mafsallı olmaması için aşağıdaki kontroller yapılmıştır.

M_{ser} , R_{ser} : Yük arttırma faktörleri ile arttırılmamış ($\gamma_G = \gamma_Q = 1$) konstrüksiyon

yüklerinden dolayı eğilme momenti ve mesnet tepkisi,

M_{Rd} , R_{Rd} : Kullanma sınır durumu ($\gamma_M = 1$) için tasarım eğilme momenti ve mesnet tepkisi dayanımıdır.

$$M_{ser} \leq 0.9 M_{Rd} \quad (2.84)$$

$$R_{ser} \leq 0.9 R_{Rd} \quad (2.85)$$

$$R_{ser}/(0.9R_{Rd}) \leq 0.25 \quad \text{ise} \quad M_{ser}/(0.9M_{Rd}) \leq 1 \quad (2.86)$$

$$0.25 \leq R_{ser}/(0.9R_{Rd}) \leq 1 \quad \text{ise} \quad \left(\frac{M_{ser}}{0.9M_{Rd}} \right)^2 + \left(\frac{R_{ser}}{0.9R_{Rd}} \right) \leq 1.25 \quad (2.87)$$

$$P_{ser} = 1.0 D + 1.0 L \quad (2.88)$$

$$P_{ser} = 0.12 + 2.33 + 2.0 = 4.45 \text{ kN/m}$$

$$M_{ser} = \frac{P_{sd} \times L^2}{8} = \frac{4.45 \times 1.8^2}{8} = 1.80 \text{ kNm/m}$$

$$R_{ser} = \frac{P_{sd} \times L}{2} = \frac{4.45 \times 1.8}{2} = 4.0 \text{ kN/m}$$

Plastik mafsal oluşmaması için:

$$0.90 M_{Rd} = 0.90 \times 6.74 = 6.07 \text{ kNm/m} \geq M_{ser} = 1.80 \text{ kNm/m} \quad (\text{uygun})$$

$$0.90 R_{Rd} = 0.90 \times 61.90 = 55.71 \text{ kN/m} \geq R_{ser} = 4.0 \text{ kN/m} \quad (\text{uygun})$$

$$\frac{R_{ser}}{0.9R_{Rd}} = \frac{4.0}{55.71} = 0.072 \leq 0.25$$

$$\frac{M_{ser}}{0.9M_{Rd}} = \frac{1.80}{6.07} = 0.296 \leq 1 \quad (\text{uygun})$$

2.8.4 Kompozit Çalışma Süresinde Hesap

Kompozit çalışma sürecinde döşeme trapezi enkesitinin, beton ve donatının, taşıma ve kullanma sınır durumları için hesaplanması amaçlanır. enkesit tasarımı için pozitif ve negatif moment bölgeleri için farklı diyagramlar uygulamaya alınmıştır. Kompozit çalışma süresinde sünme, rötre ve çatlama gibi özellikler göz önüne alındığında beton için daha büyük malzeme katsayısının kullanıldığı görülmektedir. Sünme ve rötre etkileri bu katsayı kullanılarak dikkate alınmıştır. Bu etkiler için ayrıca hesap yapılmamıştır [10].

Yükler:

Döşeme ağırlığı : $g_1=2.45 \text{ kN/m}^2$

Kaplama, sıva : $g_2=1.2 \text{ kN/m}^2$

Hareketli yük : $q = 3.5 \text{ kN/m}^2$

Taşıma sınır durumu kontrolü için kompozit döşemenin plastik tarafsız ekseninin, çelik sac kesitinin üzerindeki beton plağın içinde kalma durumu Denklem (2.89) ile doğrulanır.

$$\frac{A_p \times f_{yp}}{\gamma_p} \leq \frac{0.85f_{ck} \times b}{\gamma_c} \quad (2.89)$$

$$P_{sd} = 1.35 D + 1.5 L$$

$$P_{sd} = [1.35(1.20 + 2.45) + 1.5 \times 3.5] \times 1 = 10.18 \text{ kN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{P_{sd} \times L^2}{8} = \frac{10.18 \times 1.8^2}{8} = 4.13 \text{ kNm/m}$$

$$M_{sd}^+ = 4.13 \text{ kNm/m}, \quad M_{sd}^- = 4.13 \text{ kNm/m}$$

Gerekli parametreler aşağıda açıklanmıştır.

A_p : Çelik sacın çekmede enkesit alanı

f_{yp} : Çelik sacın akma dayanımı

γ_{ap} : Çelik sac için malzeme güvenlik katsayısı

d_p : Etkili çelik sac alanı tarafsız ekseninin döşeme üst kotuna uzaklığı

f_{ck} : Beton karakteristik basınç dayanımı

γ_e : Beton için malzeme güvenlik katsayısı

Pozitif moment bölgesinde tarafsız eksenini yeri:

$$x = \frac{A_{ap} \times f_{yp} / \gamma_{ap}}{b \times 0.85 \times f_{ck} / \gamma_c} \quad (2.90)$$

$$x = \frac{1482 \times 320 / 1.1}{1000 \times 0.85 \times 20 / 1.5} = 38.04 \text{ mm} \leq h_c = 66 \text{ mm}$$

Plastik tarafsız eksen beton plağı içindedir. Kesitin pozitif eğilme dayanımı hesaplanırsa :

$$M^+_{p.Rd} = A_{ap} \times f_{yp} \times (d_b - x/2) / \gamma_{ap} \quad (2.91)$$

$$M^+_{p.Rd} = 1482 \times 320 \times (92.5 - 38.04/2) / 1.11 \times 10^{-6} = 31.6 \text{ kNm / m}$$

$$M^+_{sd} = 4.13 \text{ kNm / m} \leq M^+_{p.Rd} = 31.6 \text{ kNm / m} \quad (2.92)$$

Negatif moment bölgesi için yapılan hesaplarda ise, çelik sacın katkısı hesap kolaylığı için ihmal edilir. Tasarım negatif eğilme dayanımı mesnette donatının akmasıyla belirlenir [10].

$$M^-_{p.Rd} = A_s \times f_{ys} \times z^- \times \gamma_s \quad (2.93)$$

$$N^-_c = b_c \times x \times 0.85 \times f_{ck} / \gamma_s = A_s \times f_{ys} / \gamma_s = N^-_t \quad (2.94)$$

$$z^- = d_s - x / 2 \quad (2.95)$$

$$M^-_{sd} \leq M^-_{p.Rd} \quad (2.96)$$

z^- : N^-_c ve N^-_t iç kuvvetleri için moment koludur.

b_c : Basınç beton genişliği,

d_s : Donatının çelik sac alt kenarına uzaklığı

Hasır donatısı $\Phi 6/150$ seçilirse $A_s = 188 \text{ mm}^2 / \text{m}$ 'dir.

BÇ IV çeliği için $f_{ys} : 55 \text{ kN / cm}^2$

Negatif moment bölgesinde tarafsız eksenin yeri:

$$x = \frac{188 \times 550 / 1.1}{1000 \times 0.85 \times 20 / 1.5} = 7.94 \text{ mm}$$

$$z^- = 100 - (7.94 / 2) = 96.03 \text{ mm}$$

$$M^-_{p.Rd} = 188 \times 550 \times 96.03 / (1.15 \times 10^6) = 8.63 \text{ kNm/m}$$

$$M^-_{sd} = 4.13 \text{ kNm / m} \leq M^-_{p.Rd} = 8.63 \text{ kNm / m}$$

Kesitin negatif eğilme dayanımı yeterlidir.

Kesme dayanımı için yalnızca beton katkısı ele alınır. Tasarım kesme kuvveti :

$$V_{sd} = \frac{P_{sd} \times L}{2} \quad (2.97)$$

Tasarım kesme kuvveti dayanımı:

$$V_{v,Rd} = b_0 \times d \times \tau_c \quad (2.98)$$

Kompozit döşemenin yaklaşık sınır kayma gerilmesi:

$$\tau_c = \tau_{Rd} \times k_1 \times k_2 \quad (2.99)$$

Donatısız betonun kayma dayanımı:

$$\tau_{Rd} = 0.25 f_{ctk} / \gamma_c \quad (2.100)$$

$$k_1 = (1.6 - d) \geq 1.0 \quad (2.101)$$

$$k_2 = 1.2 + 40 \times \rho \quad (2.102)$$

$$\rho = A / (b_c \times d) \quad (2.103)$$

b_c : Birim genişlikte içi beton dolu olukların ortalama genişliği

$d = d_p$: Pozitif eğilme bölgesinde etkili çelik sac alanının tarafsız ekseninin döşeme üstüne uzaklığı,

$d = d_s$: Negatif eğilme bölgesinde donatının ağırlık merkezinin döşeme altına uzaklığı,

$A = A_p$: Pozitif moment bölgesinde çelik sac alanı,

$A = A_s$: Negatif moment bölgesinde donatı alanıdır.

$$V_{sd} = \frac{P_{sd} \times L}{2} = \frac{10.18 \times 1.8}{2} = 9.16 \text{ kN/m}$$

$$\tau_{Rd} = \frac{0.25 \times 1.60}{1.5} = 0.27 \text{ N/mm}^2$$

$$b_c = \frac{1000}{150} \times \left(\frac{90 + 61.5}{2} \right) = 505 \text{ mm}$$

Pozitif moment bölgesi için hesap yapılırsa;

$$\rho = \frac{1482}{505 \times 92.5} = 0.032 \geq 0,02 \rightarrow \rho = 0.02 \text{ alınır.}$$

$$k_1 = 1.6 - d_p = 1.6 - 0.0925 = 1.5075 > 1.0$$

$$k_2 = 1.2 + 40 \times \rho = 1.2 + 40 \times 0.02 = 2$$

$$\tau_c = \tau_{Rd} \times k_1 \times k_2 = 0.27 \times 1.5075 \times 2 = 0.81 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{v.Rd} = \frac{505 \times 92.5 \times 0.81}{10^3} = 37.84 \text{ kN/m}$$

$$V_{sd} \leq V_{v.Rd} \quad (2.104)$$

$$V_{sd} = 9.16 \text{ kN/m} \leq V_{v.Rd} = 37.84 \text{ kN/m}$$

Negatif moment bölgesi için hesap yapılırsa;

$$\rho = \frac{188}{505 \times 100} = 0.0037 < 0.02 \rightarrow \rho = 0.02$$

$$k_1 = 1.6 - d_p = 1.6 - 0.1 = 1.5 > 1$$

$$k_2 = 1.2 + 40 \times \rho = 1.2 + 40 \times 0.0037 = 1.348$$

$$\tau_c = \tau_{Rd} \times k_1 \times k_2 = 0.27 \times 1.5075 \times 1.348 = 0.55 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{v.Rd} = \frac{505 \times 100 \times 0.55}{10^3} = 27.8 \text{ kN/m}$$

$$V_{sd} \leq V_{v.Rd}$$

$$V_{sd} = 9.16 \text{ kN/m} \leq V_{v.Rd} = 27.8 \text{ kN/m}$$

Kullanma sınır durumu kontrolü için kompozit çalışma sürecinde hesaplarda betonun çatlamış ve çatlamamış atalet momentlerinin ortalaması kullanılarak incelenmiştir.

Elastisite modülleri oranı $n = 15$ alınmıştır. Çatlamış kesit için elastik tarafsız eksenin yeri ve atalet momenti,

$$x = \frac{nA_p}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{2bd_p}{nA_p}} - 1 \right] \quad (2.105)$$

$$I_{vc} = \frac{bx^3}{3n} + A_p(d_p - x)^2 + I_{ap} \quad (2.106)$$

$$x = \frac{15 \times 1482}{1000} \times \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 92.5}{15 \times 1482}} - 1 = 45.64 \text{ mm}$$

$$I_{vc} = \frac{1000 \times 45.64^3}{3 \times 15} + 1482 \times (92.5 - 45.64)^2 + 0.72 \times 10^6 = 6.086 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Çatlamamış kesit için elastik tarafsız eksenin yeri ve atalet momenti:

$$x_u = \frac{b \frac{h_c^2}{2} + b_c h_p d_p + nA_p d_p}{bh_c + b_c h_p + nA_p} \quad (2.107)$$

$$I_{vu} = \frac{bh_c^3}{12n} + \frac{bh_c}{n} \left(x_u - \frac{h_c}{2} \right)^2 + \frac{b_c h_p^3}{12n} + \frac{b_c h_p}{n} \left(h_t - x_u - \frac{h_p}{2} \right)^2 + A_p (d_p - x_u)^2 + I_{ap} \quad (2.108)$$

$$x_u = \frac{1000 \times 51^2 / 2 + 500 \times 54 \times 92.5 + 15 \times 1482 \times 92.5}{1000 \times 66 + 505 \times 54 + 15 \times 1482} = 51.6 \text{ mm}$$

$$I_{vu} = \frac{1000 \times 66^3}{12 \times 15} + \frac{1000 \times 66}{15} \times (51.6 - 66/2)^2 + \frac{505 \times 54^3}{12 \times 15} + \frac{505 \times 54}{15} \times \left(120 - 51.56 - \frac{54}{2} \right)^2 + 1482(100 - 51.56)^2 + 72 \times 10^4$$

$$I_{vu} = 10.874 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Çatlamış ve çatlamamış kesitin ortalama ataleti:

$$I_{vm} = \frac{(6.086 + 10.874) \times 10^6}{2} = 8.48 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Sehim Kontrolü:

$$\delta_{\max} = \delta_{\text{ser}} + \delta_{v,g} + \delta_{v,q} \leq L/250 \quad (2.109)$$

$$\delta_2 = \delta_{v,g} + \delta_{v,q} \leq L/300 \quad (2.110)$$

Kompozit döşemenin g_2 yükü altında yaptığı sehim:

$$\delta_{vg} = \frac{(2.65g_2) \times L^4}{384EI_{v,m}} = \frac{(2.65 \times 1.2 \times 1.8^4) \times 10^{12}}{384 \times 210000 \times 8.48 \times 10^6} = 0.049 \text{ mm} \quad (2.111)$$

Kompozit döşemenin uzun süreli hareketli yük etkisinde yaptığı sehim:

$$\delta_{vq} = \frac{(3.4 \times q) \times L^4}{384EI_{v,m}} = \frac{(3.4 \times 3.5 \times 1.8^4) \times 10^{12}}{384 \times 210000 \times 8.48 \times 10^6} = 0.183 \text{ mm} \quad (2.112)$$

$$\delta_{\max} = \delta_{\text{ser}} + \delta_{vg} + \delta_{vp} = 1.49 + 0.049 + 0.183 = 1.722 \text{ mm}$$

$$\delta_{\max} = 1.722 \text{ mm} \leq \frac{1800}{250} = 7.2 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = \delta_{v,g} + \delta_{v,q} = 0.049 + 0.183 = 0.232 \text{ mm} \leq \frac{1800}{300} = 6 \text{ mm}$$

Döşeme betonu için yapılan çatlak kontrolünde sınır beton enkesit alanının % 0.2'si olarak verilmiştir.

$$\rho = \frac{A_s}{b \times h_c} = \frac{188}{1000 \times 66} = \%0.285 \geq \%0.2 \quad (2.113)$$

Donatı miktarı yeterlidir.

2.8.3 Kompozit döşeme hesabı

Kompozit kirişler, betonarme döşemeler ile çelik kirişlerin birlikte çalışmasıyla oluşan oluşan karma kirişlerdir. Betonarme döşemeler ile birlikte çalışmayan çelik kirişlere göre daha ekonomiktir. Kompozit kirişte eğilmeden ileri gelen kuvvet çiftinin çekme bileşeni çelik profil tarafından, basınç bileşeni ise yalnız betonarme döşeme tarafından veya betonarme döşeme ve çelik kirişin bir bölümünce taşınmaktadır. Kompozit kiriş hesapları Eurocode 4'te verilen yöntemler kullanılarak

yapılmıştır. Kompozit kiriş olarak IPE 360 seçilmiştir. Profil özellikleri Çizelge 2.17’de gösterilmiştir.

Çizelge 2.17 : IPE 360 kesit özellikleri

h (cm)	b (cm)	t _w (cm)	t _f (cm)	h _i (cm)	A (cm ²)	i _y (cm)
36	17	0.8	1.27	33.46	72.7	3.79
I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	W _x (cm ³)	W _y (cm ³)	W _{px} (cm ³)	W _{py} (cm ³)	i _x (cm)
16270	1043	903.6	122.8	1019	191.1	14.95

2.7.3.1 IPE 360 Profili enkesit kontrolü

$$\frac{b}{2t_f} \leq 0.3 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \rightarrow \frac{17}{2 \times 1.27} = 6.69 \leq 0.3 \sqrt{\frac{21000}{36}} = 7.25 \quad (\text{uygun})$$

$$\frac{h_i}{t_w} \leq 3.2 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \rightarrow \frac{33.46}{0.8} = 41.82 \leq 3.2 \sqrt{\frac{21000}{36}} = 77.28 \quad (\text{uygun})$$

Kirişte oluşan kesit tesirleri, 1.35 D + 1.5 L Eurocode 4’da tanımlanan yüklemenden oluşmuştur.

$$M = 143.6 \text{ kNm}, \quad V_y = 80.1 \text{ kN}$$

Kompozit döşemenin kiriş ile birlikte çalışan etkili döşeme genişliği b_{eff} aşağıdaki gibi belirlenir:

L: Aks aralığı

l_0 : Eğilme momentinin sıfır olduğu noktalar arasındaki uzaklık,

$$b_{\text{eff}} = b_{e1} + b_{e2} \quad (2.114)$$

$$b_{e1} = \min\left(\frac{l_0}{8}; b_1\right) \quad (2.115)$$

$$b_{e2} = \min\left(\frac{l_0}{8}; b_2\right) \quad (2.116)$$

Basit mesnetli bir kirişte l_0 uzaklığı açıklığa eşit olacağından bu değer;

$b_{eff} = L/4$ şeklinde alınabilir.

$$b_{eff} = 7.2/4 = 1.8 \text{ m}$$

Tasarım yöntemi ve yükleme için kompozit kirişin maksimum eğilme dayanımına ulaşması için gereken minimum kayma bağlantısının mevcut olduğu durum tamkayma bağlantısı olarak tanımlanır. Aksli halde ise döşeme ile çelik kiriş arasındaki bağlantı kısmi kayma bağlantısıdır.

2.8.3.2 Plastik moment dayanımı

Plastik hesapta çelik ve beton enkesiti için dikdörtgen gerilme diyagramları kabul edilmektedir. Kesitin tarafsız eksenini belirlenerek kesitin taşıma gücü bulunur. Gerilme dağılımlarında x_c tarafsız eksenin yeri kompozit döşemenin içinde ya da çelik kiriş üzerinde olabilir. Tarafsız eksenin kompozit döşeme içinde olması durumunda dayanım momenti;

$$M_{pl.Rd} = A_a f_{yd} \left(h_g + h_t - \frac{x_c}{2} \right) \quad (2.117)$$

olarak belirlenir. Tam kayma bağlantısı kabulüne göre, tarafsız eksenin çelik kiriş üst başlığında olması durumunda basınç ve çekme bileşenleri:

$$N_{c,f} = b_{eff} h_c (0.085 f_{cd}) \quad (2.118)$$

$$N_{a,pl} = A_a f_{yd} \quad (2.119)$$

$$N_{ac} = N_{a,pl} - N_{c,f} \leq 2b_f t_f f_{yd} \quad (2.120)$$

$$M_{pl.Rd} = N_{a,pl} \left(h_g + h_t - \frac{h_c}{2} \right) - N_{ac} (x_c - h_c - h_t) / 2 \quad (2.121)$$

$$N_{c,f} = 180 \times 6.6 \times (0.85 \times 2 / 1.5) = 1346.4 \text{ kN}$$

$$N_{a,pl} = 72.7 \times 36 = 2617.2 \text{ kN}$$

$$N_{ac} = 2617.2 - 1346.4 = 1270.8$$

$$N_{ac} = 45 - 743 = 43743 \text{ kN}$$

$$x_c = \frac{1270.8}{2 \times 17 \times 36} + 12 = 13.03 \text{ cm}$$

Tarafsız eksen kiriş başlığı üzerindedir.

$$M_{pl,Rd} = 2617.2 \times \left(\frac{36}{2} + 12 - \frac{6.6}{2} \right) - 1270.8 \times (13.03 - 6.6 - 12) / 2$$

$$M_{pl,Rd} \geq M_{max}^+ \quad (2.122)$$

$$M_{pl,Rd} = 73418 \text{ kNcm} > M_{max} = 14360 \text{ kNcm}$$

Kısmi kayma bağlantısı kabulüne göre kontrol edilirse,

kısmi bağlantı derecesi η ;

$$\eta = N/N_f \quad (2.123)$$

Çelik kirişlerde $A_t = A_b$ eşitliği sağlanıyorsa;

$$L \leq 5m \rightarrow \frac{N}{N_f} \geq 0.4 \quad (2.124)$$

$$5 \leq L \leq 25m \rightarrow \frac{N}{N_f} \geq 0.25 + 0.03L \quad (2.125)$$

$$L \geq 25m \rightarrow \frac{N}{N_f} \geq 1.0 \quad (2.126)$$

$$L = 7.2 \text{ m için } \rightarrow \frac{N}{N_f} \geq 0.25 + 0.03 \times 7.2 = 0.466$$

$$N_c = 1346.4 \times 0.466 = 627.4 \text{ kN}$$

$$N_{a,pl} = 72.7 \times 36 = 2617.2 \text{ kN}$$

$$N_{ac} = 2617.2 - 627.4 = 1989.8$$

$$x_c = \frac{1989.8}{2 \times 17 \times 36} + 12 = 13.63 \text{ cm}$$

Tarafsız eksen gövdenin üzerindedir. Başlık ve gövdenin hesabı ayrı ayrı yapılır.

Gövde üzerinde N_{aw} kuvveti hesaplanarak tahkiklere dahil edilir.

$$N_{aw} = 2 \times t_w \times f_{yd} [x_c - (h_t + t_f)] \quad (2.127)$$

$$N_{ac} = 2 \times 17 \times 36 \times 1.27 = 1554 \text{ kN}$$

$$N_{aw} = 2617.2 - 627.4 - 1554 = 435.8 \text{ kN}$$

$$N_{aw} = 2 \times 0.8 \times 36 \times h_{aw} = 435.8 \text{ kN} \rightarrow h_{aw} = 7.56 \text{ cm}$$

$$M_{pl,Rd} = 2617.2 \times \left(\frac{36}{2} + 12 - \frac{6.6}{2} \right) - 1554 \times (13.63 - 6.6 - 12) / 2 = 73740 \text{ kNcm}$$

$$M_{pl,Rd} \geq M_{max}^+$$

$$M_{pl,Rd} = 73740 \text{ kNcm} > M_{max} = 14360 \text{ kNcm}$$

2.7.3.3 Basit kirişlerde kayma bağlantısı

Tam kayma bağlantılı durumda boyuna kayma kuvvetinin maksimum değeri:

$$V_{if} = \min \left[(A_a \times f_{yd}); (b_{eff} \times h_c \times 0.85 \times f_{cd} + A_{se} \times f_{sd}) \right] \quad (2.127)$$

$$V_{if} = \min [2617.2; (1346.4 + 89.91)] = 1436.31 \text{ kN}$$

Saplama türü bağlantıların taşıma gücü aşağıdaki ampirik formüllerden elde edilen en küçük değer olarak alınır;

$$P_{Rd} = \frac{0.8 \times f_u \times (\pi \times d^2 / 4)}{\gamma_v} \quad (2.127)$$

$$P_{Rd} = \frac{0.29 \times d^2 \times \alpha \times (f_{ck} \times E_{cm})}{\gamma_v} \quad (2.128)$$

d : Saplamanın gövde çapı

h : Saplama yüksekliği

E_{cm} : Kısa süreli yükler için elastisite modülü

f_u : Kayma bağlantısı çeliğinin çekme dayanımı

γ_v : Kayma bağlantısı için malzeme güvenlik katsayısı

k : Dayanım azaltma katsayısı

$$3 \leq h / d \leq 4 \quad \text{için} \quad \alpha = 0.2 [(h/d)+1] \quad (2.129)$$

$$h / d > 4 \quad \text{için} \quad \alpha = 1 \quad (2.130)$$

Kayma bağlantısı olarak $\Phi 19$, $h = 8$ cm seçilirse

$$h / d = 8 / 1.9 = 4.21 > 4 \quad \text{için} \quad \alpha = 1 \quad \text{alınır.}$$

$$P_{Rd} = \frac{0.8 \times 50 \times (\pi \times 1.9^2 / 4)}{1.25} = 90.68 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = \frac{0.29 \times 1.9^2 \times 1 \times (2 \times 2800)^{1/2}}{1.25} = 62.67 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = \min(62.67 ; 90.68) = 62.67 \text{ kN}$$

Profillenmiş çelik sac oluklarının kiriş açıklığına dik yerleştirildiği için ($N_r = 1$) bir olukta bulunan saplama adedi 1'dir.

$$k = \frac{0.8}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_o}{h_p} \times \left(\frac{h}{h_p} - 1 \right) \quad (2.131)$$

$$k = \frac{0.8}{\sqrt{1}} \times \frac{7.575}{5.4} \times \left(\frac{8}{5.4} - 1 \right) = 0.54 \leq 1.0$$

Gerekli bağlantı eleman sayısı :

$$N_f = \frac{V_{lf}}{P_{Rd} \times k} \quad (2.132)$$

$$N_f = \frac{1436.31}{62.67 \times 0.54} \cong 43 \text{ adet } \Phi 19 . \quad \text{kayma elemanı kullanılır.}$$

2.8.3.3 Kayma bağlantıları için konstrüktif kurallar

Bağlantı çapının kiriş başlığı kalınlığına oranı:

$$1.9 / 1.27 = 1.49 \leq 2.5 \quad (\text{uygun})$$

Boyuna doğrultuda bağlantıların aralığı sınırı;

$$x = 15 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

$$x = 15 \text{ cm} \leq 6 h = 6 \times 12 = 72 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

$$x = 15 \text{ cm} \geq 5 d = 5 \times 1.9 = 9.5 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

Kayma bağlantısının boyu;

$$h \geq 3 d$$

$$8 \geq 3 \times 1.9 = 5.7 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

2.8.3.4 Düşey Kayma Dayanımı

Beton döşemenin düşey kayma dayanımına katkısı göz önüne alınmamaktadır.

Kesitin güvenle taşıyabileceği kesme kuvveti $V_{pl.a.Rd}$:

$$V_{pl.a.Rd} = A_v \times (f_{yd} / \sqrt{3}) \quad (2.133)$$

$$A_v = A_a - 2 \times b_f \times t_f + (t_w + 2 r) \times t_f \quad (2.134)$$

$$V_{sd} \leq V_{pl.a.Rd} \quad (2.135)$$

$$A_v = 72.7 - 2 \times 17 \times 1.27 + (0.8 + 2 \times 1.5) \times 1.27 = 34.3 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl.a.Rd} = 34.3 \times (36 / \sqrt{3}) = 712.9 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 80.10 \text{ kN} \leq V_{pl.a.Rd} = 712.9 \text{ kN}$$

2.7.3.5 Sehîm hesabı

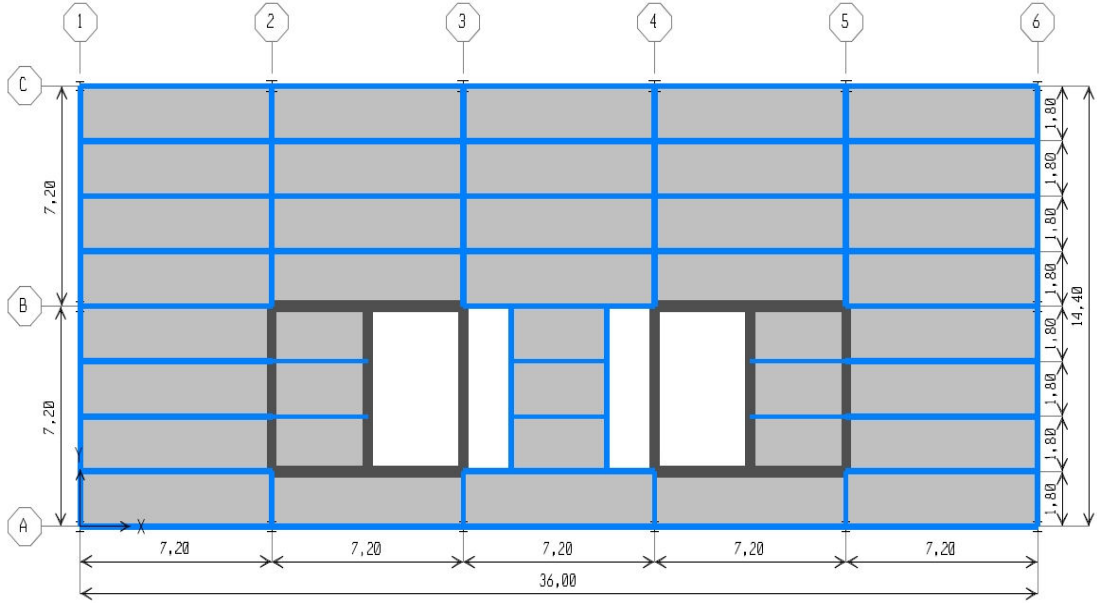
ETABS programından alınan değerlere göre IPE 360 kirişinin yaptığı maksimum deplasman 1.51 cm olarak görülmüştür.

$$\delta = 1.51 \text{ cm} \leq L / 300 = 720 / 300 = 2.4 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

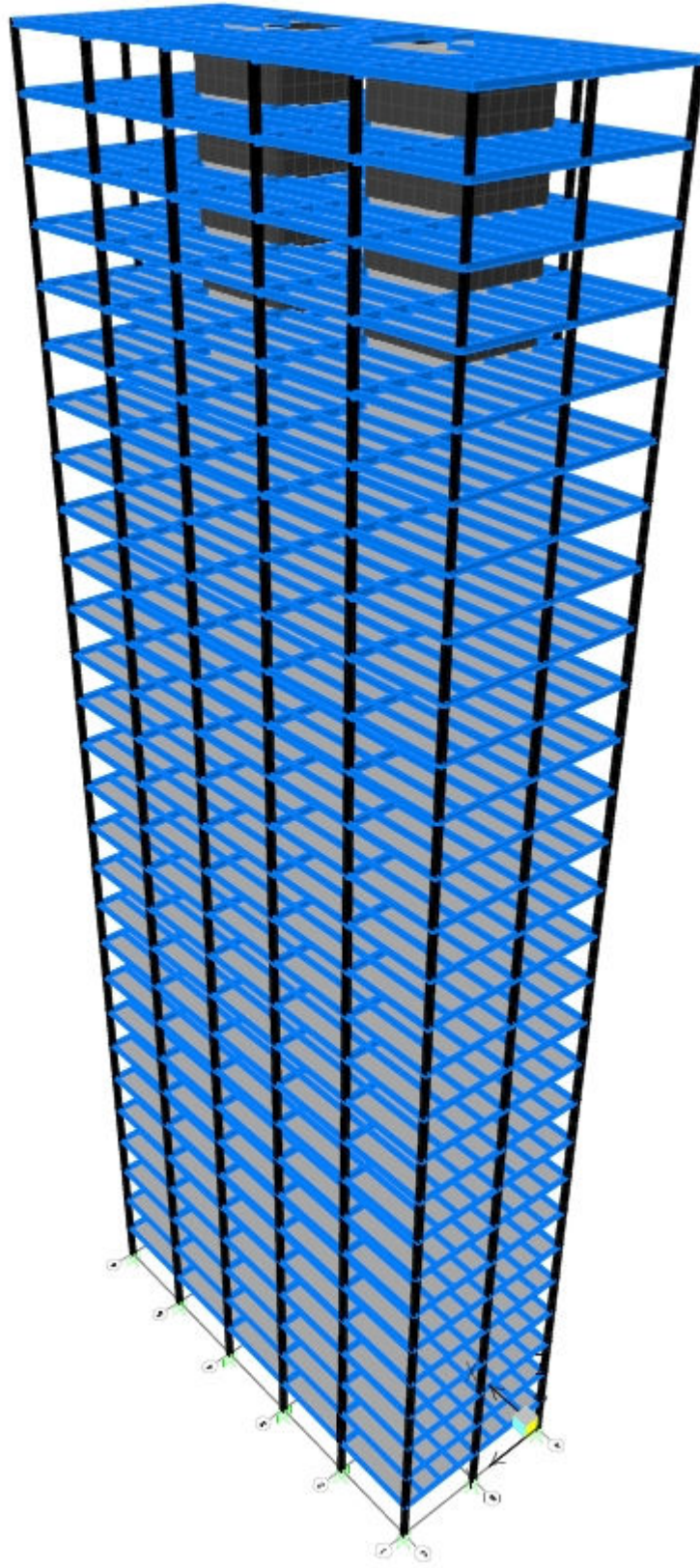
3. ÇOK KATLI YAPININ BETONARME ÇEKİRDEKLİ TASARIMI

3.1 Yapının Tanıtımı

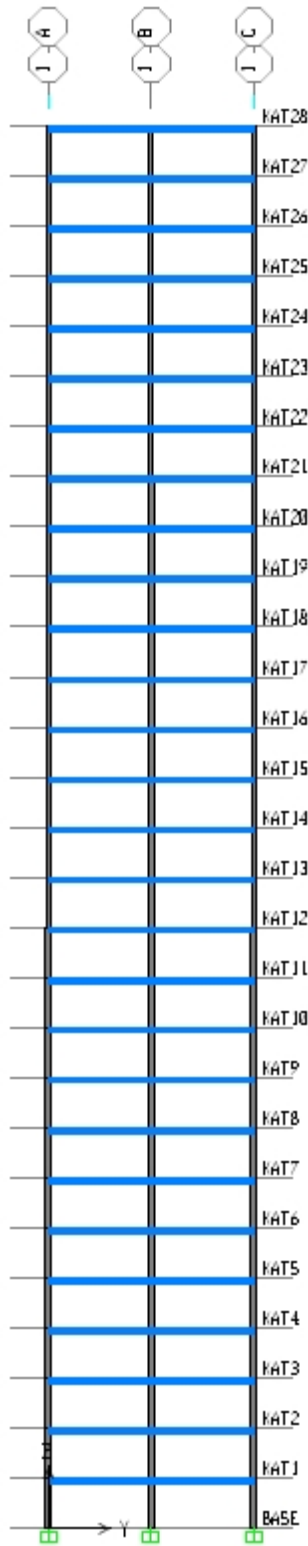
Yapının yatay yük taşıyıcı sistemi y doğrultusunda süneklik düzeyi yüksek çerçeveler ile birlikte yerinde dökme betonarme perdeler kullanılarak, x doğrultusunda ise süneklik düzeyi yüksek yerinde dökme betonarme perdeler kullanılarak oluşturulmuştur. Kat döşeme sistemi, çelik tali kirişler ile betonun saplama elemanları vasıtasıyla birlikte çalışması sağlanarak kompozit döşeme sistemi teşkil edilmiştir. Binaya ait görünüş, plan ve kesitler aşağıda gösterilmiştir.



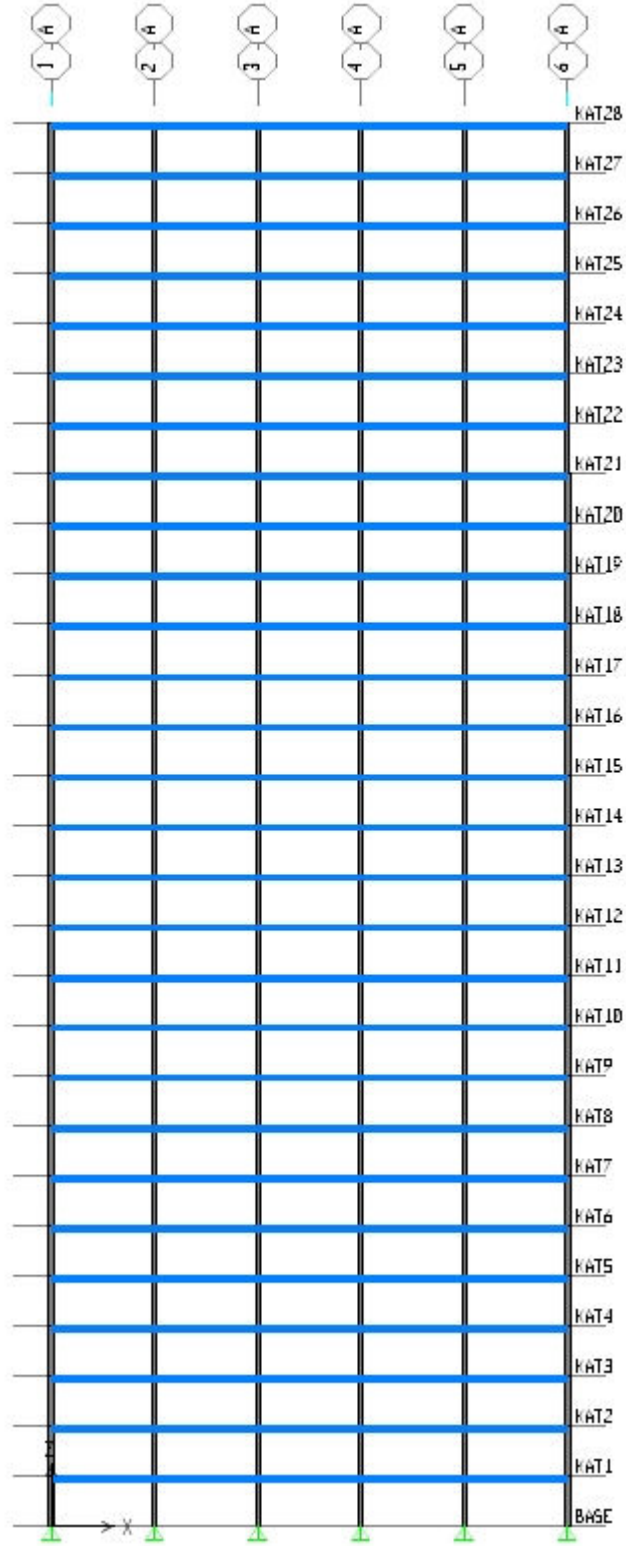
Şekil 3.1 : Kat planı



Şekil 3.2 : Yapının üç boyutlu görünüşü



Şekil 3.3 : 1 Aksı Kesiti



Şekil 3.4 : A Aksı Kesiti

3.2 Yük Analizi

3.2.1 Düşey yük analizi

3.2.1.1 Sabit yükler

Yapının tüm elemalarının zati yükleri, tüm kat döşemelerinde 12 cm kalınlığında döşeme betonu ve döşeme sacının ağırlıkları program tarafından hesaba katılmıştır.

Kaplama + sıva 1.2 kN/m²

Asma tavan + tesisat 0.6 kN/m²

$$g = 1.8 \text{ kN/m}^2$$

3.2.1.2 Kar yükü

Kar yükü hesap değeri, yapının bulunduğu bölgeye, yapı yüksekliğine ve yüzeyin yatayla olan açısına bağlı olarak belirlenir [3].

P_k : Kar yükü hesap değeri

m : Çatı eğimine bağlı azaltma katsayısı

P_{ko} : Kar yükü

$P_{ko} = 0.75 \text{ kN/m}^2$ (1. Bölge ve yapının denizden yüksekliği 200 m den küçük)

$\alpha < 30^\circ$ için $m = 1$

$P_k = m \times P_{ko}$

$P_k = 1 \times 0.75 = 0.75 \text{ kN/m}^2$

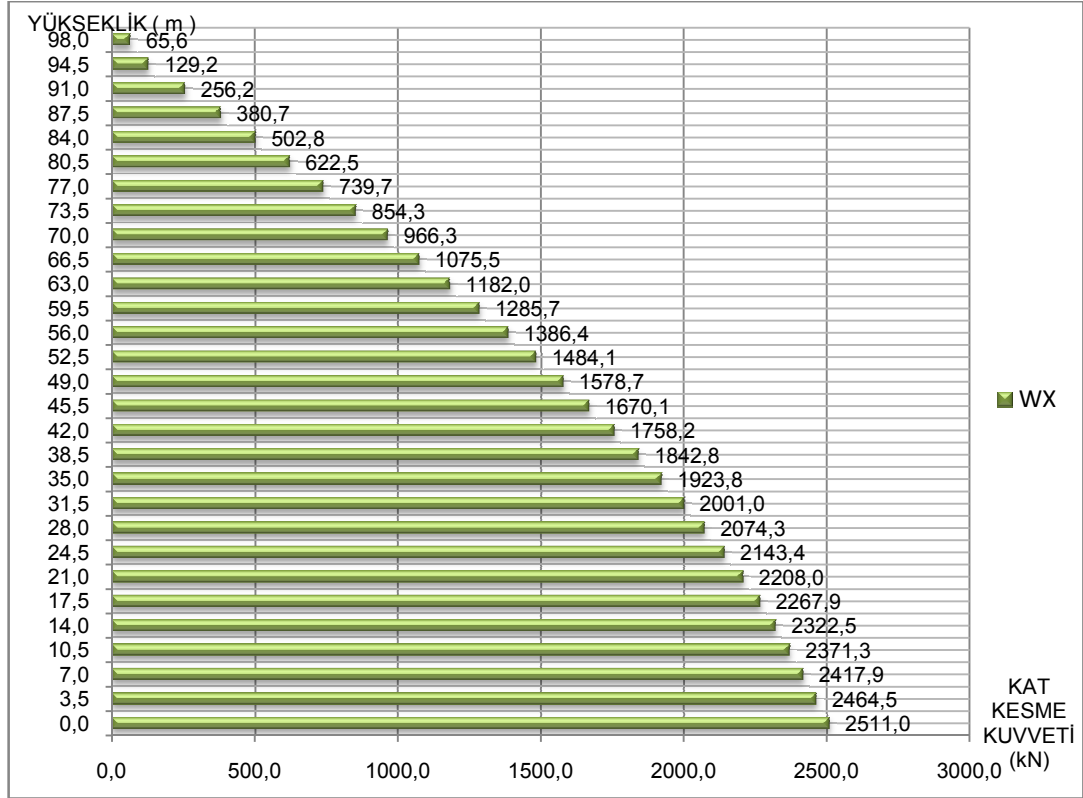
3.2.1.3 Hareketli yük

Hareketli yük değeri $q = 3.5 \text{ kN/m}^2$ alınmıştır.

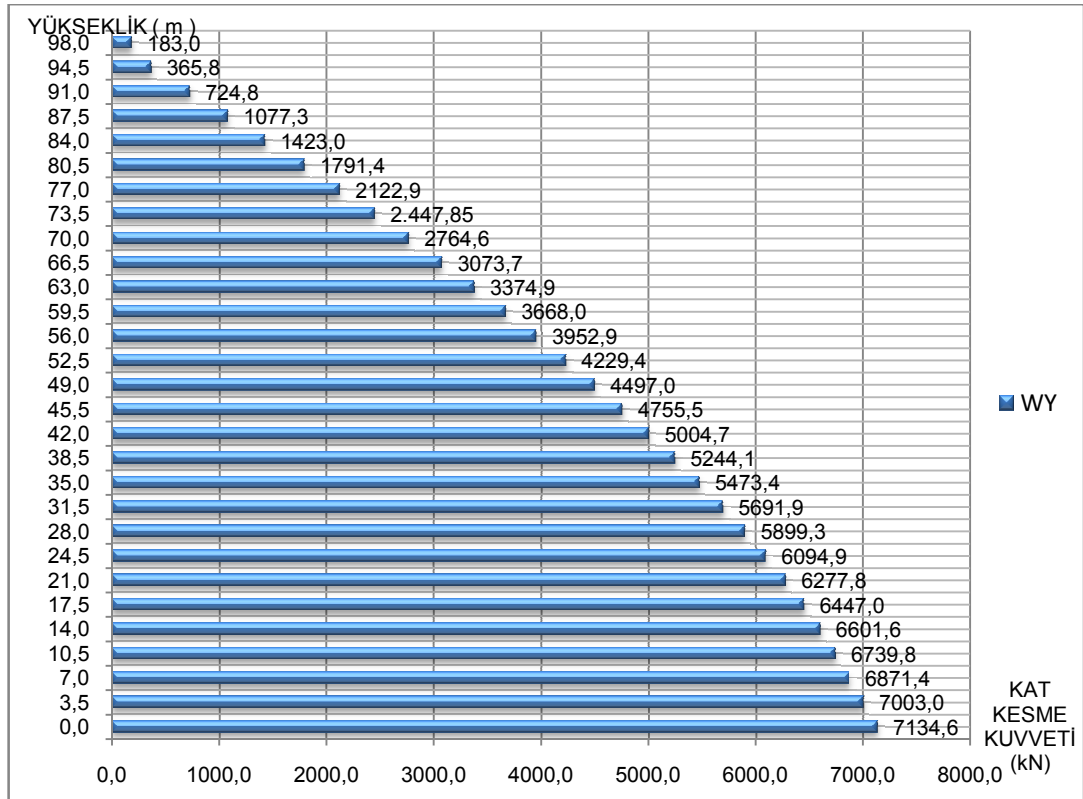
3.2.2 Yatay yük analizi

3.2.1.1 Rüzgar yükü

Rüzgar yüklerini belirlemek için yapılan detaylı analiz Bölüm 2.2.1.1’de tanımlanan hesaplarda gösterilmiştir.



Şekil 3.5 : X doğrultusundaki rüzgar yükünden oluşan kat kesme kuvvetleri



Şekil 3.6 : Y doğrultusundaki rüzgar yükünden oluşan kat kesme kuvvetleri

3.2.1.2 Deprem yükü

Yapının deprem yükü hesabı, DBYBHY2007 standartına göre veriler programa girilerek sistemin statik ve dinamik analizi yapılmıştır. Dinamik analiz yöntemi olarak, yapı yüksekliği 40 m den büyük olduğu için Mod Birleştirme Yöntemi kullanılmıştır. Bununla birlikte Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi ile hesaplanan büyüklüklere ilişkin altsınır değerleri hesaplanıp incelenmiştir [1].

Eşdeğer deprem yükü yöntemi

Yapıya ait ilgili parametreler aşağıda belirtilmiştir.

A_0 : Etkin yer ivme katsayısı = 0.4 (1. Derede deprem bölgesi)

I : Bina önem katsayısı = 1.0 (Kullanım amacı işyeri türü bina)

n : Hareketli yük katılım katsayısı = 0.3 (Kullanım amacı işyeri türü bina)

T_A : Spektrum karakteristik periyodu = 0.15 (Z2 yerel zemin sınıfı)

T_B : Spektrum karakteristik periyodu = 0.40 (Z2 yerel zemin sınıfı)

R_x : Taşıyıcı sistem davranış katsayısı = 6 (Yapının x doğrultusunda süneklik düzeyi yüksek, deprem yüklerinin tamamının yerinde dökme betonarme perdeler tarafından birlikte taşındığı çelik binalar)

R_y : Taşıyıcı sistem davranış katsayısı = 6 (Yapının y doğrultusunda süneklik düzeyi yüksek, deprem yüklerinin çerçeveler ile birlikte yerinde dökme betonarme perdeler tarafından birlikte taşındığı çelik binalar için DBYBHY2007 göre deprem yüklerinden oluşan tüm kat kesme kuvvetlerinin betonarme perde tabanında meydana gelme durumu $R = 10 - 4\alpha_s = 10 - 4 \cdot 1 = 6$)

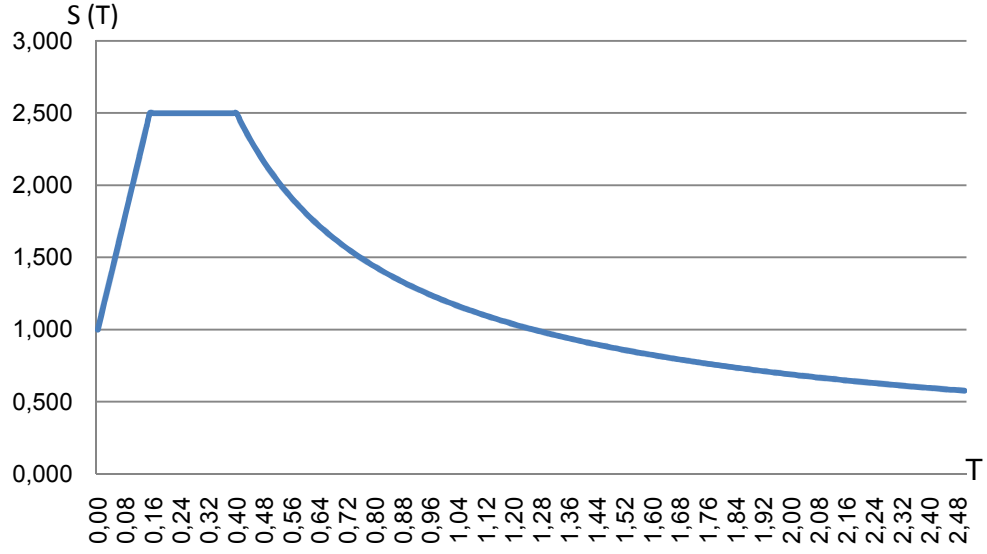
T_x : Yapının x doğrultusundaki bina titreşim periyodu = 2.5 s (1.mod)

T_y : Yapının y doğrultusundaki bina titreşim periyodu = 2.8 s (2.mod)

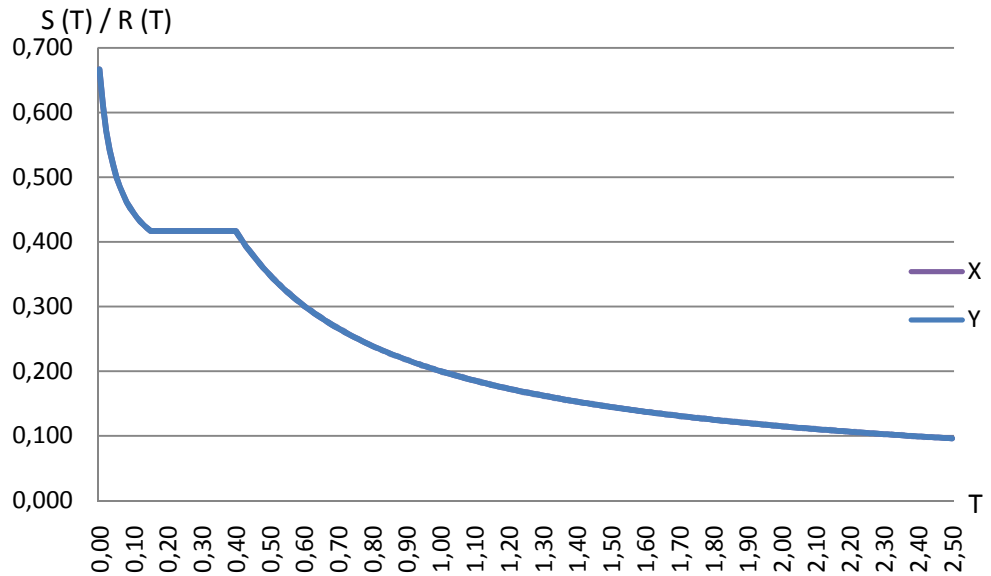
Yapıya ait x ve y doğrultusundaki Tasarım İvme Spektrum ve Azaltılmış Tasarım İvme Spektrum grafikleri Şekil 3.6 ve Şekil 3.7 gösterilmiştir.

$$T_x = 2.5 \text{ için} \quad \text{azaltılmış ivme spektrumu değeri, } \frac{S(T_x)}{R(T_x)} = 0.096$$

$$T_y = 2.8 \text{ için} \quad \text{azaltılmış ivme spektrumu değeri, } \frac{S(T_y)}{R(T_y)} = 0.088$$



Şekil 3.7 : Tasarım ivme spektrumu grafiği



Şekil 3.8 : X ve Y doğrultusundaki azaltılmış tasarım ivme spektrumu grafiği

Bina toplam sabit yükü, $G = 129460$ kN ve toplam hareketli yükü, $Q = 45100$ kN olmak üzere yapının toplam ağırlığı ve taban kesme kuvveti ;

$$W = G + n \times Q = 129460 + 0.3 \times 45100 = 142990 \text{ kN}$$

$$V_t = \frac{W \times A_o \times I \times S(T_1)}{R(T_1)} \geq 0.1 \times A_o \times I \times W$$

$$V_{tx} = 142990 \times 0.4 \times 1 \times 0.096 = 5491 \text{ kN} \leq 0.1 \times 0.4 \times 1 \times 142990 = 5720 \text{ kN}$$

$$V_{ty} = 142990 \times 0.4 \times 1 \times 0.088 = 5034 \text{ kN} \leq 0.1 \times 0.4 \times 1 \times 142990 = 5720 \text{ kN}$$

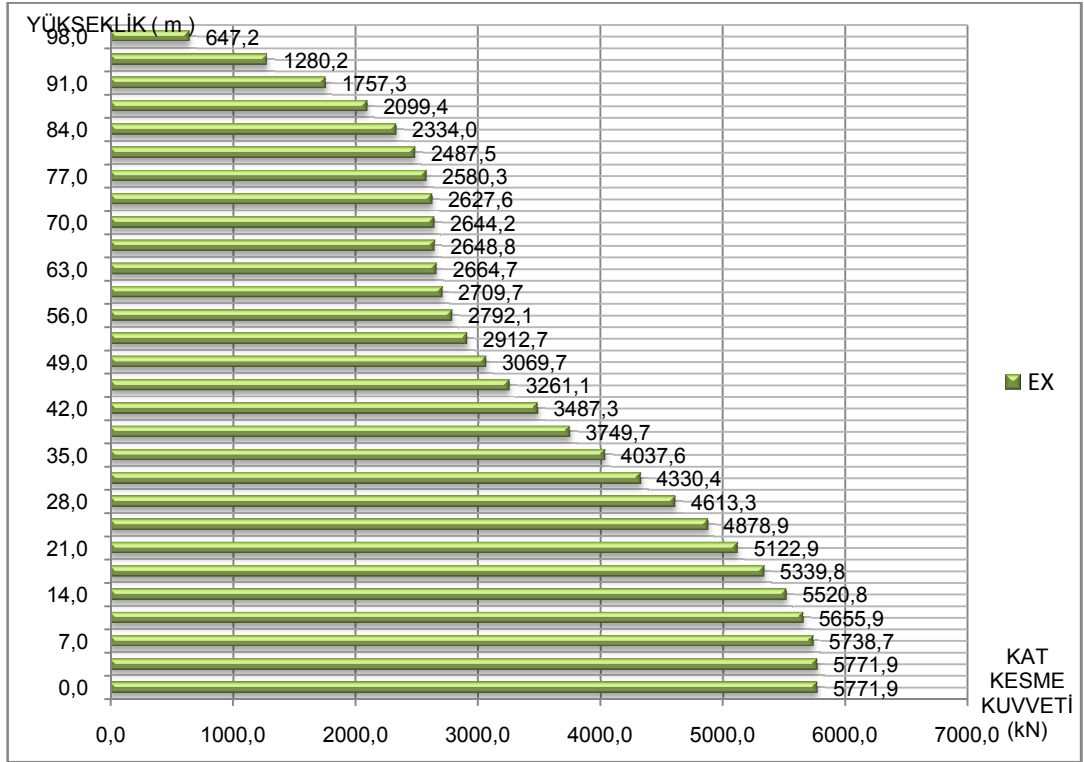
Mod birleştirme yöntemi

Mod Birleştirme Yöntemi kullanılarak yapılan dinamik analiz sonucunda Çizelge 3.1’de ilk 15 mod için gösterilen kütle katılım oranlarının 11.modda bu koşulu sağladığı görülmektedir.

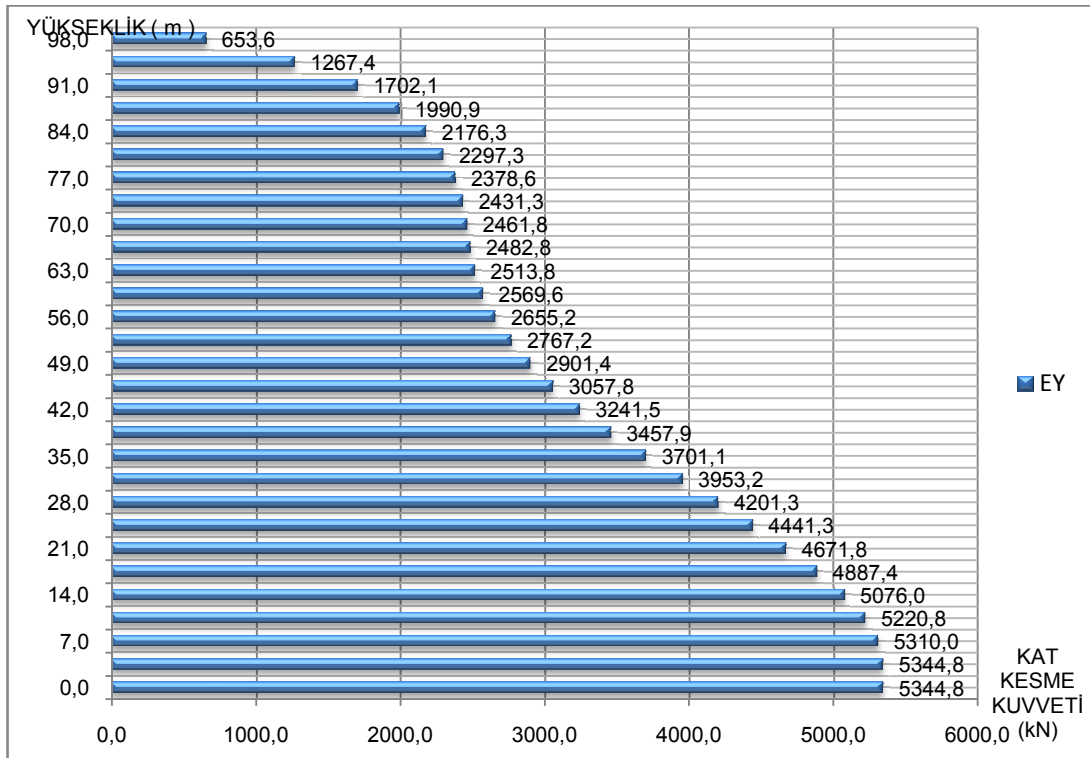
Çizelge 3.1 : Kütle Katılım Oranları

Mod	Periyot	X	Y	ΣX	ΣY
1	2.801	0.000	60.235	0.000	60.235
2	2.503	60.073	0.000	60.073	60.235
3	0.820	0.002	0.000	60.075	60.235
4	0.528	0.000	20.086	60.075	80.321
5	0.465	20.457	0.000	80.532	80.321
6	0.279	0.072	0.000	80.603	80.321
7	0.203	0.000	7.526	80.603	87.846
8	0.187	6.664	0.000	87.268	87.846
9	0.153	0.995	0.000	88.263	87.846
10	0.111	1.975	0.000	90.237	87.846
11	0.111	0.000	4.014	90.237	91.860
12	0.093	2.055	0.000	92.292	91.860
13	0.079	0.728	0.000	93.020	91.860
14	0.072	0.000	2.405	93.020	94.266
15	0.064	1.574	0.000	94.594	94.266

Mod Birleştirme Yöntemi'ne göre yapılan dinamik analiz sonucu yapının kat kesme kuvvetleri Şekil 3.9 ve Şekil 3.10' de gösterilmiştir.



Şekil 3.9 : X doğrultusundaki deprem yükünden oluşan kat kesme kuvvetleri



Şekil 3.10 : Y doğrultusundaki deprem yükünden oluşan kat kesme kuvvetleri

Hesaplanan büyüklüklere ilişkin alt sınır değerleri

$$\frac{V_{tBx}}{V_{tx}} \geq 0.8 \rightarrow \frac{5771.9}{5720} = 1.009 \geq 0.8$$

(uygun)

$$\frac{V_{tBx}}{V_{tx}} \geq 0.8 \rightarrow \frac{4578.9}{5720} = 0.801 \geq 0.8$$

(uygun)

Mod Birleştirme Yöntemi' ne göre hesaplanan değerler alt sınır koşulunu sağlamaktadır.

3.3 Yükleme Kombinasyonları

Yapısal analiz için İMO – 02. R-01, TS 500 ve DBYBHY2007 standartlarına göre kombinasyonlar oluşturulmuştur.

İMO – 02. R-01 yönetmeliği uyarınca yapıya etkitilen yük kombinasyonları aşağıda verildiği gibidir:

D	(EY)
D + L + (L _r veya S)	(EY)
D + L + (L _r veya S) + T	(EİY)
D + L + S + W / 2	(EİY)
D + L + S / 2 + W	(EİY)
0.9D ± E / 1.4	(EİY)*
D + L + S ± E / 1.4	(EİY)*
D + (W veya E / 1.4)	(EİY) veya (EİY)*
D + L + (W veya E / 1.4)	(EİY) veya (EİY)*
D + L + (W veya E / 1.4) + T	(EİY) veya (EİY)*

TS 500 yönetmeliği uyarınca yapıya etkitilen yük kombinasyonları aşağıda verildiği gibidir:

$$1.4 D + 1.6 L$$

$$D + 1.2 L + 1.2 T$$

$$D + 1.3 L + 1.3 W$$

$$D + L + E$$

$$0.9 D + E$$

Bu yük kombinasyonlarında

D : Ölü yükler, kren yükü ve makinaların kütle kuvvetleri

L : Hareketli yükler,

L_r : Çatılarda hesaba katılacak hareketli yükler ve su birikmesi nedeniyle oluşan etkiler

S : Kar yükü,

W : Rüzgar yükü,

E : Deprem yükü,

T : Sıcaklık değişimi ve mesnet çökmesi nedeni ile oluşan etkiler, krenlerde fren ve yanal çarpma kuvvetleridir.

(EİY) halinde kombinasyonda deprem yükü yoktur. Emniyet gerilmeleri 1.15 ilebüyütülecektir. (EİY)* halinde ise deprem yükü vardır. Emniyet gerilmeleri 1.33 ile büyüülecektir [2].

Taşıyıcı sisteme ayrı ayrı etki ettirilen x ve y doğrultularındaki depremlerin ortak etkisi altında, taşıyıcı sistem elemanlarının asal eksen doğrultularındaki iç kuvvetler, en elverişsiz sonucu verecek şekilde aşağıda gösterildiği gibi elde edilecektir [1].

$$E = \pm E_x \pm 0.3 E_y$$

$$E = \pm E_y \pm 0.3 E_x$$

Çelik yapı elemanlarının ve birleşim detaylarının tasarımında, aşağıda verilen arttırılmış deprem etkileri gözönüne alınacaktır [1]. Arttırılmış deprem etkilerini veren yüklemeler

$$1.0 G + 1.0 Q \pm \Omega_0 E$$

$$0.9G \pm \Omega_0 E$$

şeklinde tanımlanmıştır. Yapı taşıyıcı sisteminde süneklik düzeyi yüksek çerçeveler kullanıldığından $\Omega_0 = 2.5$ olarak alınmıştır. Bu şekilde arttırılmış deprem kombinasyonları aşağıdaki gibidir.

$$1.0 G + 1.0 Q \pm 2.5E$$

$$0.9G \pm 2.5E$$

DBYBHY2007 uyarınca gerekli durumlarda kullanılmak üzere, yapı elemanlarının iç kuvvet kapasiteleri Denklem (2.23), Denklem (2.24), Denklem (2.25) , Denklem (2.26)'de tanımlanmıştır.

3.4 Yapısal Düzensizliklerin İncelenmesi

3.4.1 Planda düzensizlik durumları

3.4.1.1 Burulma düzensizliği (A1)

Birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi biri için, herhangi bir katta en büyük görelî kat ötelemesinin o katta aynı doğrultudaki ortalama görelî ötelemeye oranını ifade eden Burulma Düzensizliği Katsayısı η_{bi} 'nin 1.2'den büyük olması durumudur [1].

$$\eta_{bi} = (\Delta_i)_{\max} / (\Delta_i)_{\text{ort}} > 1.2$$

$$\Delta_i = d_i - d_{i-1}$$

Burulma düzensizliği kontrolü deprem ve rüzgar yüklerine göre sırasıyla Çizelge 3.2 ve Çizelge 3.3'de gösterilmiştir. Yapıda burulma düzensizliği bulunmamaktadır.

Çizelge 3.2 : Deprem Yüklerine Göre Burulma Düzensizliği Kontrolü

Kat No	H _i (m)	Yanal Deplasmanlar (cm)				Düzensizlik oranı	
		Δx_{max}	Δx_{ort}	Δy_{max}	Δy_{ort}	n _{bx}	n _{by}
28	98.0	0.492	0.486	0.565	0.553	1.013	1.023
27	94.5	0.494	0.480	0.567	0.553	1.027	1.025
26	91.0	0.495	0.480	0.567	0.552	1.031	1.027
25	87.5	0.494	0.478	0.567	0.551	1.034	1.030
24	84.0	0.493	0.475	0.566	0.548	1.038	1.033
23	80.5	0.490	0.471	0.563	0.544	1.040	1.034
22	77.0	0.485	0.465	0.558	0.539	1.042	1.035
21	73.5	0.478	0.459	0.552	0.533	1.042	1.036
20	70.0	0.470	0.451	0.543	0.524	1.041	1.036
19	66.5	0.459	0.442	0.533	0.515	1.040	1.035
18	63.0	0.449	0.431	0.522	0.504	1.041	1.035
17	59.5	0.437	0.420	0.510	0.492	1.041	1.035
16	56.0	0.423	0.407	0.495	0.479	1.040	1.034
15	52.5	0.408	0.393	0.479	0.464	1.039	1.034
14	49.0	0.391	0.377	0.461	0.446	1.038	1.033
13	45.5	0.373	0.360	0.441	0.427	1.037	1.031
12	42.0	0.353	0.340	0.419	0.406	1.036	1.031
11	38.5	0.331	0.320	0.395	0.384	1.033	1.030
10	35.0	0.311	0.301	0.372	0.361	1.035	1.030
9	31.5	0.290	0.280	0.348	0.338	1.036	1.032
8	28.0	0.267	0.258	0.322	0.312	1.038	1.032
7	24.5	0.243	0.233	0.293	0.283	1.042	1.035
6	21.0	0.215	0.206	0.261	0.252	1.046	1.037
5	17.5	0.186	0.176	0.226	0.217	1.052	1.042
4	14.0	0.153	0.144	0.187	0.178	1.059	1.048
3	10.5	0.117	0.110	0.144	0.136	1.069	1.055
2	7.0	0.078	0.072	0.096	0.090	1.089	1.070
1	3.5	0.042	0.039	0.043	0.050	1.077	0.859

Çizelge 3.3: Rüzgar Yüklerine Göre Burulma Düzensizliği Kontrolü

Kat No	H _i (m)	Yanal Deplasmanlar (cm)				Düzensizlik oranı	
		Δx max	Δx ort	Δy max	Δy ort	n _{bx}	n _{by}
28	98.0	0.263	0.263	0.926	0.925	1.003	1.001
27	94.5	0.264	0.263	0.927	0.926	1.003	1.001
26	91.0	0.264	0.263	0.927	0.927	1.004	1.000
25	87.5	0.265	0.263	0.927	0.927	1.006	1.000
24	84.0	0.264	0.263	0.926	0.926	1.006	1.000
23	80.5	0.264	0.262	0.924	0.923	1.007	1.000
22	77.0	0.263	0.260	0.919	0.919	1.009	1.000
21	73.5	0.260	0.258	0.912	0.912	1.009	1.000
20	70.0	0.258	0.255	0.903	0.903	1.010	1.000
19	66.5	0.254	0.251	0.890	0.890	1.011	1.000
18	63.0	0.250	0.247	0.877	0.876	1.012	1.000
17	59.5	0.245	0.242	0.859	0.859	1.012	1.000
16	56.0	0.239	0.236	0.839	0.838	1.013	1.000
15	52.5	0.232	0.228	0.813	0.813	1.015	1.000
14	49.0	0.223	0.220	0.784	0.784	1.016	1.000
13	45.5	0.214	0.210	0.751	0.751	1.017	1.000
12	42.0	0.203	0.199	0.714	0.713	1.019	1.000
11	38.5	0.191	0.188	0.673	0.673	1.019	1.000
10	35.0	0.180	0.176	0.632	0.632	1.022	1.001
9	31.5	0.168	0.164	0.588	0.588	1.023	1.000
8	28.0	0.154	0.151	0.540	0.540	1.023	1.000
7	24.5	0.139	0.136	0.487	0.487	1.027	1.000
6	21.0	0.123	0.120	0.429	0.429	1.031	1.001
5	17.5	0.106	0.102	0.365	0.365	1.035	1.001
4	14.0	0.086	0.083	0.296	0.296	1.040	1.001
3	10.5	0.066	0.063	0.222	0.222	1.049	1.002
2	7.0	0.043	0.041	0.142	0.142	1.055	1.002
1	3.5	0.022	0.021	0.075	0.074	1.048	1.014

3.4.1.2 Döşeme süreksizliği (A2)

Herhangi bir kattaki döşemede [1];

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

II – Deprem yüklerinin düşey taşıyıcı sistem elemanlarına güvenle aktarılabilmesini güçleştiren yerel döşeme boşluklarının bulunması durumu,

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

Yapıda bu tür düzensizlik bulunmamaktadır.

3.4.1.3 Planda çıkıntılar bulunması (A3)

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 durumudur [1]. Yapıda bu tür düzensizlik mevcut değildir.

3.4.2 Düşey doğrultuda düzensizlik durumları

3.4.2.1 Komşu katlar arasında dayanım düzensizliği (B1) (Zayıf kat)

Betonarme binalarda, birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi birinde, herhangi bir kattaki etkili kesme alanı'nın, bir üst kattaki etkili kesme alanı'na oranı olarak tanımlanan Dayanım Düzensizliği Katsayısı η_{ci} 'nin 0.80'den küçük olması durumudur [1].

$$\eta_{ci} = (\sum A_e)_i / (\sum A_e)_{i+1} < 0.8$$

Herhangi bir katta etkili kesme alanının tanımı:

$$\sum A_e = \sum A_w + \sum A_g + 0.15 \sum A_k$$

$\sum A_e$:Herhangi bir katta, gözönüne alınan deprem doğrultusunda etkili kesme alanı

$\sum A_g$: Herhangi bir katta, gözönüne alınan deprem doğrultusuna paralel doğrultuda perde olarak çalışan taşıyıcı sistem elemanlarının enkesit alanlarının toplamı

ΣA_k : Herhangi bir katta, gözönüne alınan deprem doğrultusuna paralel kargir dolgu duvar alanlarının (kapı ve pencere boşlukları hariç) toplamı

ΣA_w : Herhangi bir katta, kolon enkesiti etkin gövde alanları A_w 'ların toplamı

Çizelge 3.4 : Y Doğrultusundaki Dayanım Düzensizliği Kontrolü

Katlar	ΣA_g (cm ²)	ΣA_e (cm ²)	η_{ci}
1.-2. Kat	1620	1620	1.00
2.-10. Kat	1620	1620	1.00
11. Kat	1620	1620	1.25
12.-19. Kat	1296	1296	1.00
20. Kat	1296	1296	1.14
21.-28. Kat	1134	1134	1.00

Çizelge 3.5 : X Doğrultusundaki Dayanım Düzensizliği Kontrolü

Katlar	ΣA_g (cm ²)	ΣA_e (cm ²)	η_{ci}
1.-2. Kat	1440	1440	1.00
2.-10. Kat	1440	1440	1.00
11. Kat	1440	1440	1.25
12.-19. Kat	1152	1152	1.00
20. Kat	1152	1152	1.14
21.-28. Kat	1008	1008	1.00

Betonarme perdeli çelik yapıda dayanım düzensizliği bulunmamaktadır

3.4.2.2 Komşu katlar arasında rijitlik düzensizliği (B2) (Yumuşak kat)

Birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi biri için, herhangi bir i'inci kattaki ortalama görelî kat ötelemesi oranının bir üst veya bir alt kattaki ortalama görelî kat ötelemesi oranına bölünmesi ile tanımlanan Rijitlik Düzensizliği Katsayısı η_{ki} 'nin 2.0'den fazla olması durumudur [1].

Yumuşak kat kontrolü deprem ve rüzgar yüklerine göre sırasıyla Çizelge 3.6 ve Çizelge 3.7'da gösterilmiştir. Yapıda yumuşak kat düzensizliği mevcut değildir.

$$\eta_{ki} = (\Delta_i / h_i)_{ort} / (\Delta_i / h_{i-1})_{ort} > 2.0$$

$$\eta_{ki} = (\Delta_i / h_i)_{ort} / (\Delta_i / h_{i+1})_{ort} > 2.0$$

Çizelge 3.6 : Rüzgar Yüklerine Göre Rijitlik Düzensizliği Kontrolü

Kat No	Hi (m)	Görelî Kat Ötelenmesi		Rijitlik Düzensizliği Oranı			
		($\Delta x_i / h_i$) _{ort}	($\Delta y_i / h_i$) _{ort}	$\eta_{kx} (i-1)$	$\eta_{kx} (i+1)$	$\eta_{ky} (i-1)$	$\eta_{ky} (i+1)$
28	98.0	0.000750	0.002643	0.998	-	0.999	-
27	94.5	0.000751	0.002646	1.000	1.002	0.999	1.001
26	91.0	0.000752	0.002649	1.000	1.000	1.000	1.001
25	87.5	0.000751	0.002649	1.001	1.000	1.001	1.000
24	84.0	0.000751	0.002646	1.004	0.999	1.003	0.999
23	80.5	0.000748	0.002639	1.006	0.996	1.005	0.997
22	77.0	0.000743	0.002626	1.008	0.994	1.008	0.995
21	73.5	0.000737	0.002606	1.012	0.992	1.010	0.992
20	70.0	0.000729	0.002580	1.016	0.988	1.014	0.990
19	66.5	0.000717	0.002544	1.017	0.984	1.016	0.986
18	63.0	0.000705	0.002504	1.022	0.983	1.020	0.984
17	59.5	0.000691	0.002455	1.026	0.979	1.025	0.980
16	56.0	0.000673	0.002395	1.032	0.975	1.031	0.976
15	52.5	0.000652	0.002324	1.039	0.969	1.037	0.970
14	49.0	0.000628	0.002240	1.046	0.963	1.045	0.964
13	45.5	0.000601	0.002145	1.055	0.956	1.052	0.957
12	42.0	0.000569	0.002038	1.062	0.948	1.060	0.950
11	38.5	0.000536	0.001922	1.065	0.942	1.065	0.943
10	35.0	0.000503	0.001805	1.074	0.939	1.074	0.939
9	31.5	0.000468	0.001681	1.089	0.931	1.090	0.931
8	28.0	0.000430	0.001542	1.109	0.918	1.109	0.918
7	24.5	0.000388	0.001391	1.136	0.902	1.136	0.902
6	21.0	0.000341	0.001224	1.170	0.881	1.174	0.880
5	17.5	0.000292	0.001043	1.229	0.854	1.232	0.852
4	14.0	0.000237	0.000846	1.325	0.814	1.335	0.812
3	10.5	0.000179	0.000634	1.537	0.755	1.564	0.749
2	7.0	0.000117	0.000405	1.943	0.651	1.916	0.639
1	3.5	0.000060	0.000211	-	0.515	-	0.522

Çizelge 3.7 : Deprem Yüklerine Göre Rijitlik Düzensizliği Kontrolü

Kat No	Hi (m)	Görelî Kat Ötelenmesi		Rijitlik Düzensizliği Oranı			
		$(\Delta x_i / h_i)_{ort}$	$(\Delta y_i / h_i)_{ort}$	$\eta_{kx} (i-1)$	$\eta_{kx} (i+1)$	$\eta_{ky} (i-1)$	$\eta_{ky} (i+1)$
28	98.0	0.001388	0.001579	1.011	-	1.000	-
27	94.5	0.001373	0.001579	1.002	0.989	1.001	1.000
26	91.0	0.001370	0.001578	1.003	0.998	1.003	0.999
25	87.5	0.001365	0.001573	1.006	0.997	1.005	0.997
24	84.0	0.001357	0.001566	1.008	0.994	1.007	0.995
23	80.5	0.001346	0.001555	1.012	0.992	1.009	0.993
22	77.0	0.001330	0.001541	1.015	0.988	1.013	0.991
21	73.5	0.001311	0.001521	1.016	0.986	1.015	0.987
20	70.0	0.001289	0.001498	1.022	0.984	1.019	0.985
19	66.5	0.001262	0.001470	1.025	0.979	1.021	0.981
18	63.0	0.001231	0.001440	1.027	0.976	1.024	0.980
17	59.5	0.001199	0.001407	1.031	0.974	1.028	0.977
16	56.0	0.001163	0.001368	1.036	0.970	1.033	0.973
15	52.5	0.001122	0.001325	1.042	0.965	1.039	0.968
14	49.0	0.001077	0.001275	1.048	0.960	1.045	0.963
13	45.5	0.001027	0.001221	1.056	0.954	1.051	0.957
12	42.0	0.000973	0.001161	1.062	0.947	1.059	0.951
11	38.5	0.000915	0.001096	1.066	0.941	1.062	0.944
10	35.0	0.000859	0.001032	1.074	0.939	1.070	0.942
9	31.5	0.000800	0.000965	1.087	0.931	1.083	0.935
8	28.0	0.000736	0.000890	1.107	0.920	1.101	0.923
7	24.5	0.000665	0.000809	1.131	0.904	1.125	0.908
6	21.0	0.000588	0.000719	1.167	0.884	1.161	0.889
5	17.5	0.000504	0.000619	1.222	0.857	1.215	0.861
4	14.0	0.000413	0.000509	1.316	0.819	1.311	0.823
3	10.5	0.000313	0.000389	1.524	0.760	1.518	0.763
2	7.0	0.000206	0.000256	1.846	0.656	1.803	0.659
1	3.5	0.000111	0.000142	-	0.542	-	0.555

3.4.2.3 Taşıyıcı sistemin düşey elemanlarının düzensizliği (B3)

Taşıyıcı sistemin düşey elemanlarının (kolon veya perdelerin) bazı katlarda kaldırılarak kirişlerin veya guseli kolonların üstüne veya ucuna oturtulması, ya da üst kattaki perdelerin altta kolonlara oturtulması durumudur [1].

3.5 Deplasman Kontrolleri

3.5.1 Etkin görel kat ötelenmelerin kontrolü

Her bir deprem doğrultusu için, binanın i'inci katındaki kolon veya perdeler için etkin görel kat ötelenmesi, δ_i , Denklem (2.33) ile elde edilecektir.

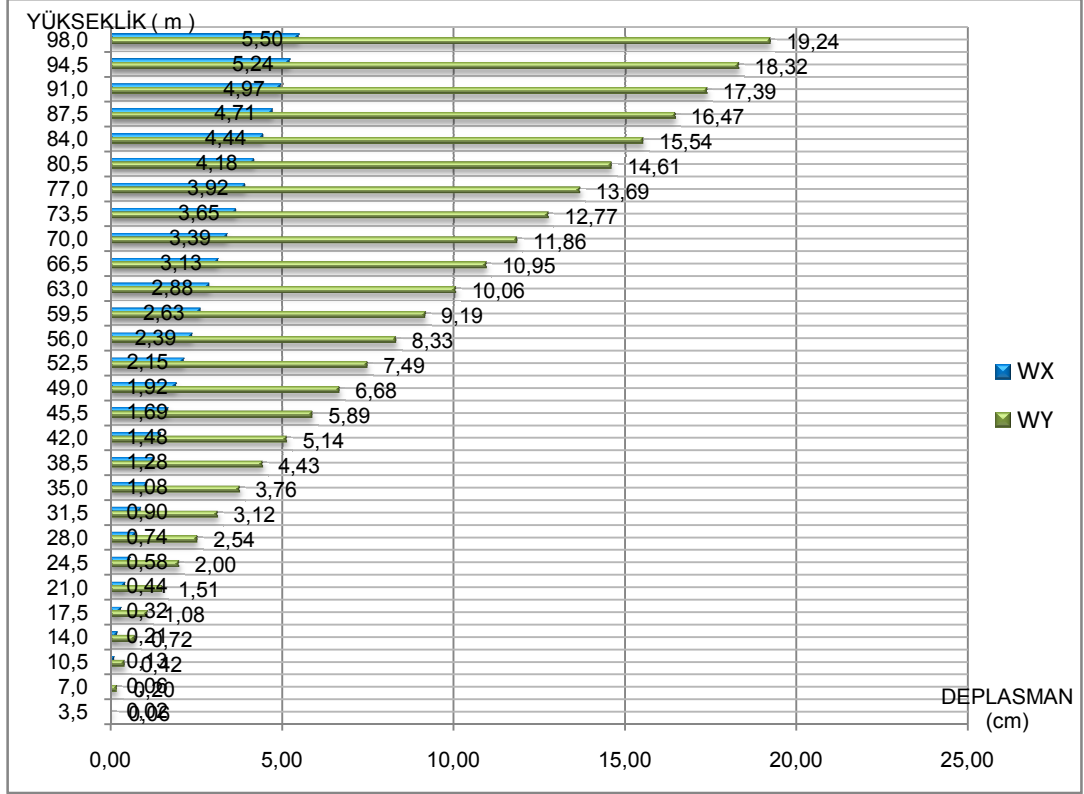
$$\delta_i = R \times \Delta_i$$

Çizelge 3.8 : Deprem Yüklerine Göre Etkin Görel Kat Ötelenmeleri Kontrolü

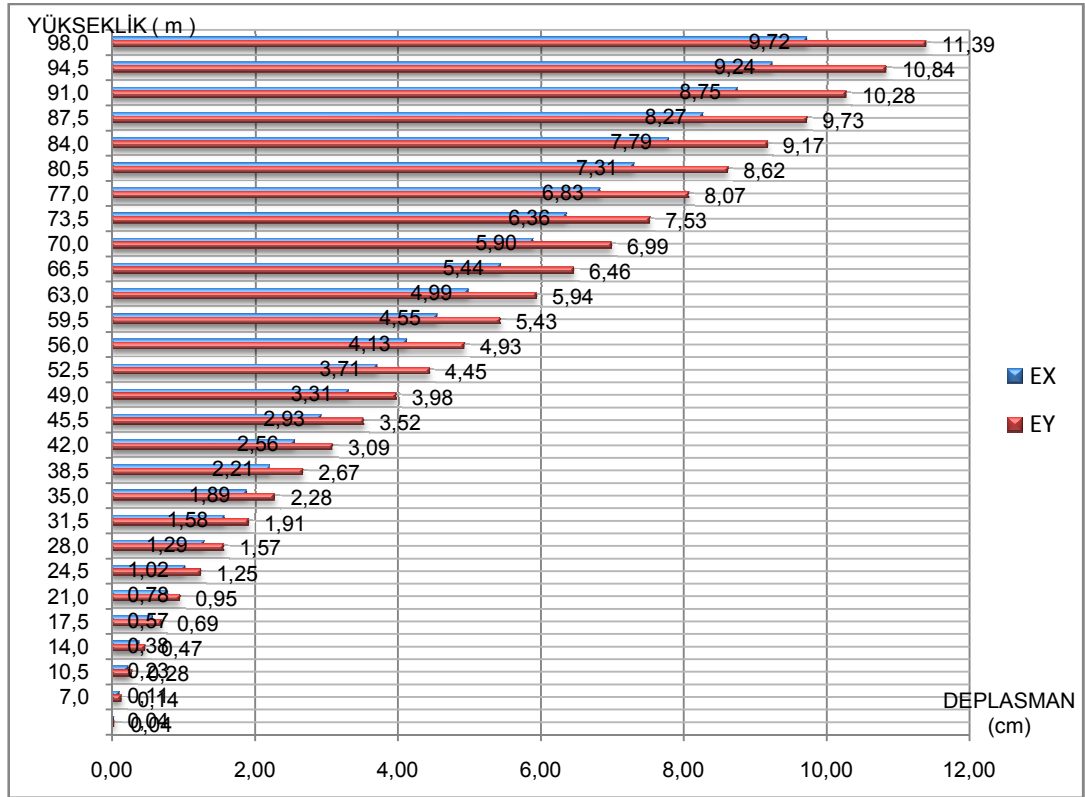
Kat	H _i	h _i	d _{ix}	d _{iv}	Δ_{xi}	Δ_{vi}	δ_{ix}	δ_{iv}	δ_{ix}/h_i	δ_{iv}/h_i
28	98.0	3.5	9.72	11.39	0.48	0.56	2.90	3.33	0.0083	0.0095
27	94.5	3.5	9.24	10.84	0.48	0.56	2.91	3.33	0.0083	0.0095
26	91.0	3.5	8.75	10.28	0.48	0.55	2.90	3.33	0.0083	0.0095
25	87.5	3.5	8.27	9.73	0.48	0.55	2.89	3.32	0.0083	0.0095
24	84.0	3.5	7.79	9.17	0.48	0.55	2.88	3.31	0.0082	0.0095
23	80.5	3.5	7.31	8.62	0.48	0.55	2.86	3.29	0.0082	0.0094
22	77.0	3.5	6.83	8.07	0.47	0.54	2.83	3.26	0.0081	0.0093
21	73.5	3.5	6.36	7.53	0.46	0.54	2.79	3.22	0.0080	0.0092
20	70.0	3.5	5.90	6.99	0.46	0.53	2.74	3.18	0.0078	0.0091
19	66.5	3.5	5.44	6.46	0.45	0.52	2.68	3.12	0.0077	0.0089
18	63.0	3.5	4.99	5.94	0.44	0.51	2.62	3.06	0.0075	0.0087
17	59.5	3.5	4.55	5.43	0.43	0.50	2.56	2.99	0.0073	0.0085
16	56.0	3.5	4.13	4.93	0.41	0.49	2.48	2.91	0.0071	0.0083
15	52.5	3.5	3.71	4.45	0.40	0.47	2.40	2.82	0.0069	0.0081
14	49.0	3.5	3.31	3.98	0.38	0.45	2.31	2.72	0.0066	0.0078
13	45.5	3.5	2.93	3.52	0.37	0.44	2.20	2.61	0.0063	0.0075
12	42.0	3.5	2.56	3.09	0.35	0.41	2.09	2.49	0.0060	0.0071
11	38.5	3.5	2.21	2.67	0.33	0.39	1.97	2.35	0.0056	0.0067
10	35.0	3.5	1.89	2.28	0.31	0.37	1.85	2.22	0.0053	0.0063
9	31.5	3.5	1.58	1.91	0.29	0.35	1.73	2.08	0.0049	0.0059
8	28.0	3.5	1.29	1.57	0.27	0.32	1.59	1.92	0.0046	0.0055
7	24.5	3.5	1.02	1.25	0.24	0.29	1.45	1.75	0.0041	0.0050
6	21.0	3.5	0.78	0.95	0.21	0.26	1.29	1.56	0.0037	0.0045
5	17.5	3.5	0.57	0.69	0.18	0.23	1.11	1.35	0.0032	0.0039
4	14.0	3.5	0.38	0.47	0.15	0.19	0.92	1.12	0.0026	0.0032
3	10.5	3.5	0.23	0.28	0.12	0.14	0.70	0.86	0.0020	0.0025
2	7.0	3.5	0.11	0.14	0.08	0.10	0.47	0.57	0.0013	0.0016
1	3.5	3.5	0.04	0.04	0.04	0.04	0.21	0.26	0.0006	0.0007

Çizelge 3.9 : Rüzgar Yüklerine Göre Etkin Görelî Kat Ötelenmeleri Kontrolü

Kat	H_i	h_i (m)	d_{ix}	d_{iy}	Δ_{xi}	Δ_{yi}	δ_{ix}	δ_{iy}	δ_{ix}/h_i	δ_{iy}/h_i
28	98.0	3.5	5.50	19.24	0.26	0.92	0.26	0.92	0.0008	0.0026
27	94.5	3.5	5.24	18.32	0.26	0.93	0.26	0.93	0.0008	0.0026
26	91.0	3.5	4.97	17.39	0.26	0.93	0.26	0.93	0.0008	0.0026
25	87.5	3.5	4.71	16.47	0.26	0.93	0.26	0.93	0.0008	0.0026
24	84.0	3.5	4.44	15.54	0.26	0.93	0.26	0.93	0.0008	0.0026
23	80.5	3.5	4.18	14.61	0.26	0.92	0.26	0.92	0.0008	0.0026
22	77.0	3.5	3.92	13.69	0.26	0.92	0.26	0.92	0.0007	0.0026
21	73.5	3.5	3.65	12.77	0.26	0.91	0.26	0.91	0.0007	0.0026
20	70.0	3.5	3.39	11.86	0.26	0.90	0.26	0.90	0.0007	0.0026
19	66.5	3.5	3.13	10.95	0.25	0.89	0.25	0.89	0.0007	0.0025
18	63.0	3.5	2.88	10.06	0.25	0.88	0.25	0.88	0.0007	0.0025
17	59.5	3.5	2.63	9.19	0.24	0.86	0.24	0.86	0.0007	0.0025
16	56.0	3.5	2.39	8.33	0.24	0.84	0.24	0.84	0.0007	0.0024
15	52.5	3.5	2.15	7.49	0.23	0.81	0.23	0.81	0.0007	0.0023
14	49.0	3.5	1.92	6.68	0.22	0.78	0.22	0.78	0.0006	0.0022
13	45.5	3.5	1.69	5.89	0.21	0.75	0.21	0.75	0.0006	0.0021
12	42.0	3.5	1.48	5.14	0.20	0.71	0.20	0.71	0.0006	0.0020
11	38.5	3.5	1.28	4.43	0.19	0.67	0.19	0.67	0.0005	0.0019
10	35.0	3.5	1.08	3.76	0.18	0.63	0.18	0.63	0.0005	0.0018
9	31.5	3.5	0.90	3.12	0.17	0.59	0.17	0.59	0.0005	0.0017
8	28.0	3.5	0.74	2.54	0.15	0.54	0.15	0.54	0.0004	0.0015
7	24.5	3.5	0.58	2.00	0.14	0.49	0.14	0.49	0.0004	0.0014
6	21.0	3.5	0.44	1.51	0.12	0.43	0.12	0.43	0.0004	0.0012
5	17.5	3.5	0.32	1.08	0.11	0.37	0.11	0.37	0.0003	0.0010
4	14.0	3.5	0.21	0.72	0.09	0.30	0.09	0.30	0.0002	0.0008
3	10.5	3.5	0.13	0.42	0.07	0.22	0.07	0.22	0.0002	0.0006
2	7.0	3.5	0.06	0.20	0.04	0.14	0.04	0.14	0.0001	0.0004
1	3.5	3.5	0.02	0.06	0.02	0.06	0.02	0.06	0.0001	0.0002



Şekil 3.11 : Rüzgar Yüklerinden Oluşan Deplasman Değerleri



Şekil 3.12: Deprem Yüklerinden Oluşan Deplasman Değerleri

2.5.2 İkinci merteye etkileri kontrolü

Taşıyıcı sistem elemanlarının, gözönüne alınan deprem doğrultusunda her bir katta, ikinci merteye gösterge değeri, θ_i 'nin Denklem (2.35) ile verilen koşulu sağlaması durumunda, ikinci merteye etkileri yürürlükteki betonarme ve çelik yapı yönetmeliklerine göre değerlendirilecektir.

$$\theta_i = \frac{(\Delta_i)_{\text{ort}} \times \sum_{j=i}^N w_j}{V_i \times h_i} \leq 0.12$$

Yapının ikinci merteye etkilerinin değerlerini gösteren Çizelge 3.10 ve Çizelge 3.11'de her iki doğrultu için koşul sağlanmaktadır.

3.6 Taşıyıcı Sistem Analiz Sonuçları

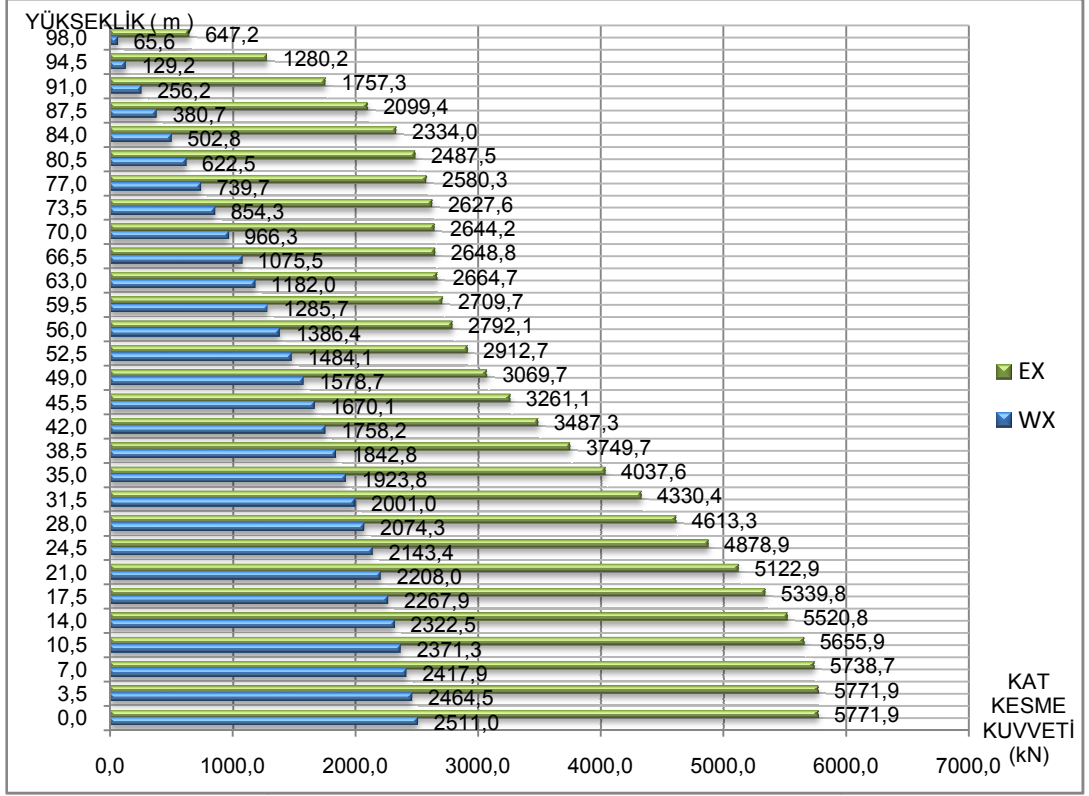
Yapının çelik çekirdekli taşıyıcı sisteminin göz önüne alınan doğrultuda rüzgar ve deprem yükleri etkisinde davranışını karşılaştırmak için kat kesme kuvvetleri ve yanal deplasman durumları sırasıyla Şekil 3.13, Şekil 3.14, Şekil 3.15 ve Şekil 3.16'da gösterilmiştir. Binanın tepe deplasman değeri, yapı toplam yüksekliğinin 1/500'ü ($H/500 = 9800/500 = 19.6$ cm) sınırını sağlamaktadır. Yapının y doğrultusunda rüzgar yüklerinden meydana gelen kesme kuvvetlerinin ve yanal deplasmanlar, x doğrultusunda ise deprem yüklerinden meydana gelen kesme kuvvetlerinin ve yanal deplasmanların daha büyük değerler aldığı görülmektedir.

Çizelge 3.10 : Deprem Yüklerinden Oluşan İkinci Mertebe Gösterge Değeri

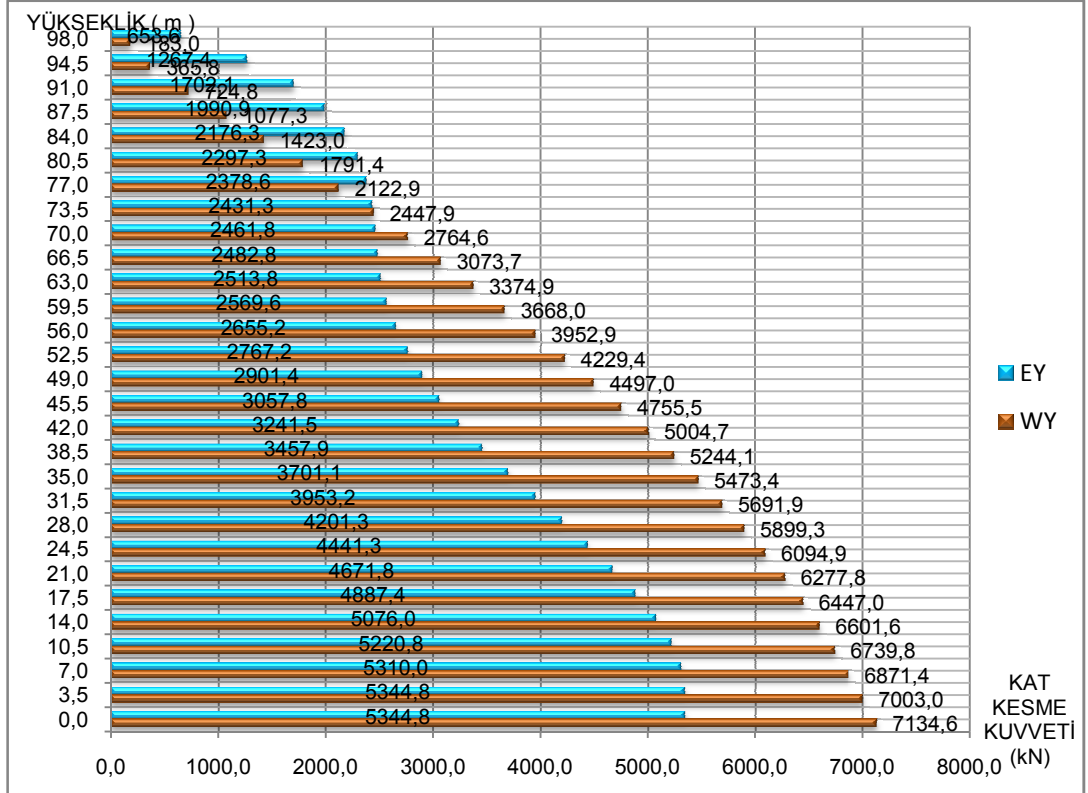
Kat	h_i	w_i	$\sum w_i$	V_{ix}	V_{iy}	$(\Delta_{ix})_{ort}$	$(\Delta_{iy})_{ort}$	θ_{ix}	θ_{iy}
28	98.0	328	328	647	654	0.486	0.470	0.0007	0.0007
27	94.5	360	688	1280	1267	0.480	0.470	0.0007	0.0007
26	91.0	360	1049	1757	1702	0.480	0.468	0.0008	0.0008
25	87.5	360	1409	2099	1991	0.478	0.467	0.0009	0.0009
24	84.0	360	1769	2334	2176	0.475	0.464	0.0010	0.0011
23	80.5	360	2129	2488	2297	0.471	0.460	0.0012	0.0012
22	77.0	360	2490	2580	2379	0.465	0.455	0.0013	0.0014
21	73.5	361	2851	2628	2431	0.459	0.449	0.0014	0.0015
20	70.0	363	3214	2644	2462	0.451	0.442	0.0016	0.0016
19	66.5	367	3581	2649	2483	0.442	0.433	0.0017	0.0018
18	63.0	371	3952	2665	2514	0.431	0.423	0.0018	0.0019
17	59.5	371	4323	2710	2570	0.420	0.413	0.0019	0.0020
16	56.0	371	4694	2792	2655	0.407	0.401	0.0020	0.0020
15	52.5	371	5065	2913	2767	0.393	0.387	0.0020	0.0020
14	49.0	371	5436	3070	2901	0.377	0.372	0.0019	0.0020
13	45.5	371	5807	3261	3058	0.360	0.355	0.0018	0.0019
12	42.0	375	6181	3487	3241	0.340	0.337	0.0017	0.0018
11	38.5	383	6565	3750	3458	0.320	0.317	0.0016	0.0017
10	35.0	390	6955	4038	3701	0.301	0.298	0.0015	0.0016
9	31.5	392	7347	4330	3953	0.280	0.278	0.0014	0.0015
8	28.0	392	7738	4613	4201	0.258	0.255	0.0012	0.0013
7	24.5	392	8130	4879	4441	0.233	0.231	0.0011	0.0012
6	21.0	392	8521	5123	4672	0.206	0.204	0.0010	0.0011
5	17.5	392	8913	5340	4887	0.176	0.174	0.0008	0.0009
4	14.0	392	9305	5521	5076	0.144	0.142	0.0007	0.0007
3	10.5	392	9696	5656	5221	0.110	0.107	0.0005	0.0006
2	7.0	392	10088	5739	5310	0.072	0.069	0.0004	0.0004
1	3.5	392	10480	5772	5345	0.039	0.037	0.0002	0.0002

Çizelge 3.11 : Rüzgar Yüklerinden Oluşan İkinci Mertebe Gösterge Değeri

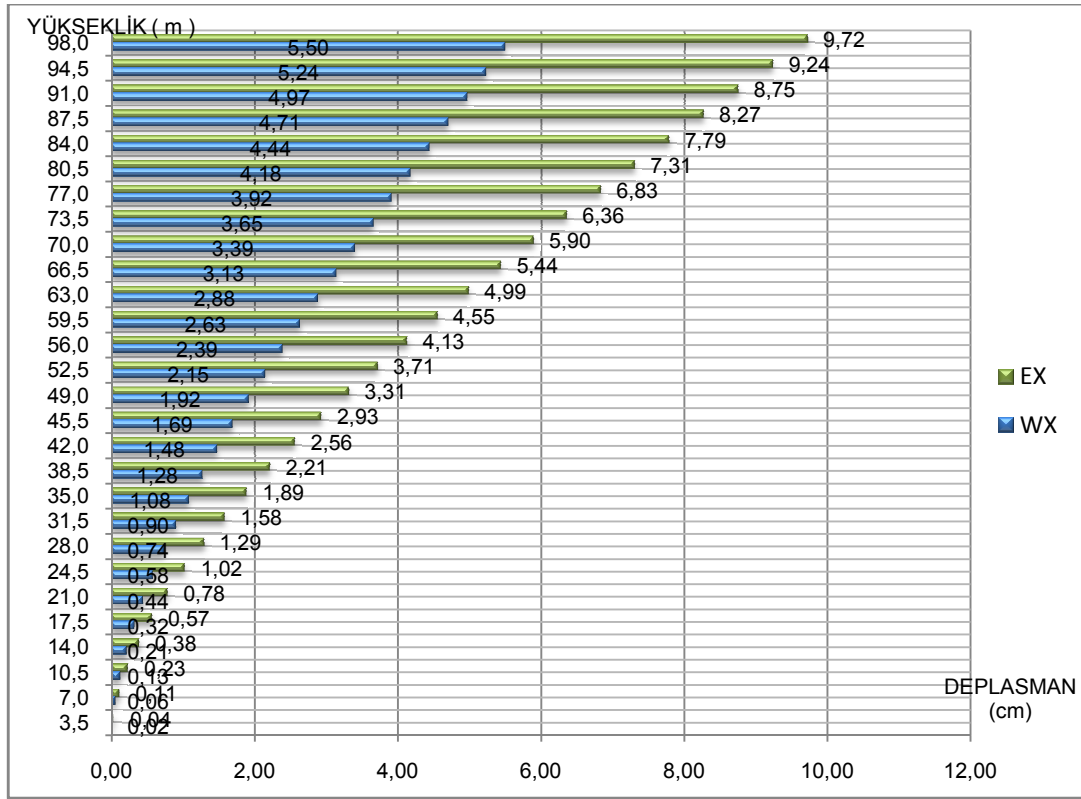
Kat	h_i	w_i	$\sum w_i$	V_{ix}	V_{iy}	$(\Delta_{ix})_{ort}$	$(\Delta_{iy})_{ort}$	θ_{ix}	θ_{iy}
28	350	328	328	66	183	0.263	0.925	0.0038	0.0047
27	350	360	688	129	366	0.263	0.926	0.0040	0.0050
26	350	360	1049	256	725	0.263	0.927	0.0031	0.0038
25	350	360	1409	381	1077	0.263	0.927	0.0028	0.0035
24	350	360	1769	503	1423	0.263	0.926	0.0026	0.0033
23	350	360	2129	623	1791	0.262	0.923	0.0026	0.0031
22	350	360	2490	740	2123	0.260	0.919	0.0025	0.0031
21	350	361	2851	854	2448	0.258	0.912	0.0025	0.0030
20	350	363	3214	966	2765	0.255	0.903	0.0024	0.0030
19	350	367	3581	1076	3074	0.251	0.890	0.0024	0.0030
18	350	371	3952	1182	3375	0.247	0.876	0.0024	0.0029
17	350	371	4323	1286	3668	0.242	0.859	0.0023	0.0029
16	350	371	4694	1386	3953	0.236	0.838	0.0023	0.0028
15	350	371	5065	1484	4229	0.228	0.813	0.0022	0.0028
14	350	371	5436	1579	4497	0.220	0.784	0.0022	0.0027
13	350	371	5807	1670	4756	0.210	0.751	0.0021	0.0026
12	350	375	6181	1758	5005	0.199	0.713	0.0020	0.0025
11	350	383	6565	1843	5244	0.188	0.673	0.0019	0.0024
10	350	390	6955	1924	5473	0.176	0.632	0.0018	0.0023
9	350	392	7347	2001	5692	0.164	0.588	0.0017	0.0022
8	350	392	7738	2074	5899	0.151	0.540	0.0016	0.0020
7	350	392	8130	2143	6095	0.136	0.487	0.0015	0.0019
6	350	392	8521	2208	6278	0.120	0.429	0.0013	0.0017
5	350	392	8913	2268	6447	0.102	0.365	0.0011	0.0014
4	350	392	9305	2322	6602	0.083	0.296	0.0010	0.0012
3	350	392	9696	2371	6740	0.063	0.222	0.0007	0.0009
2	350	392	10088	2418	6871	0.041	0.142	0.0005	0.0006
1	350	392	10480	2464	7003	0.021	0.074	0.0003	0.0003



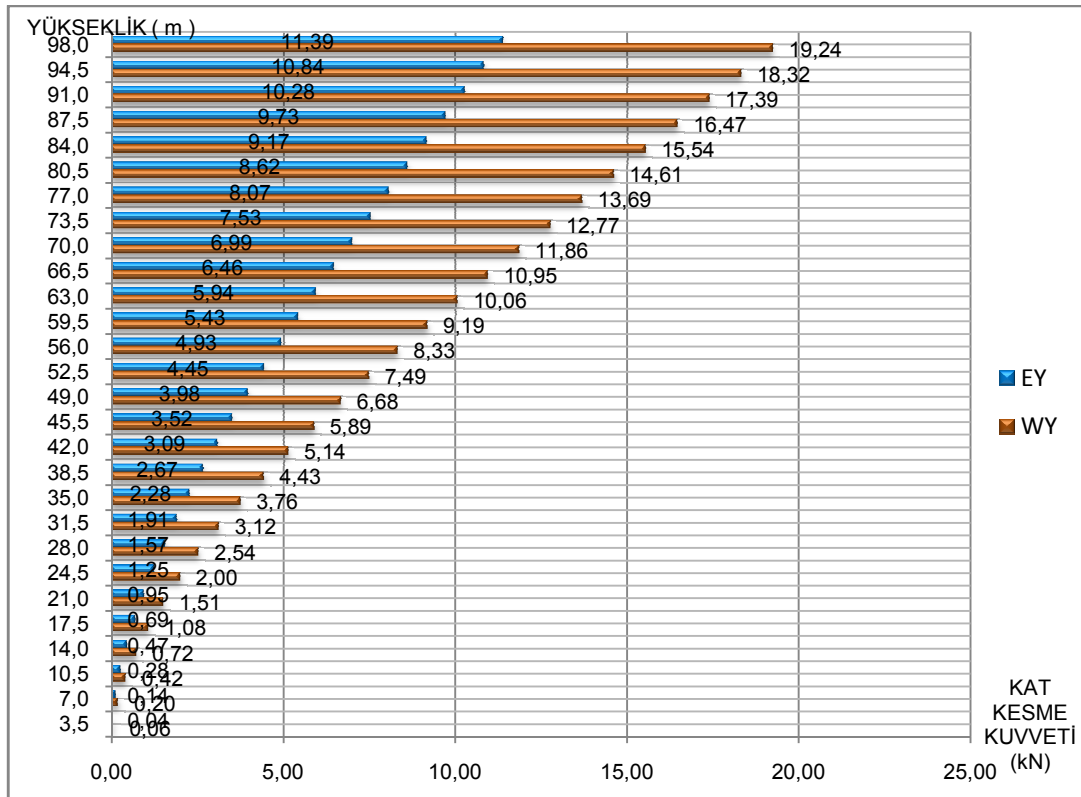
Şekil 3.13 : X doğrultusundaki rüzgar ve deprem yükünden oluşan kat kesme kuvvetleri



Şekil 3.14 : Y doğrultusundaki rüzgar ve deprem yükünden oluşan kat kesme kuvvetleri



Şekil 3.15 : X doğrultusundaki rüzgar ve deprem yükünden oluşan deplasmanlar

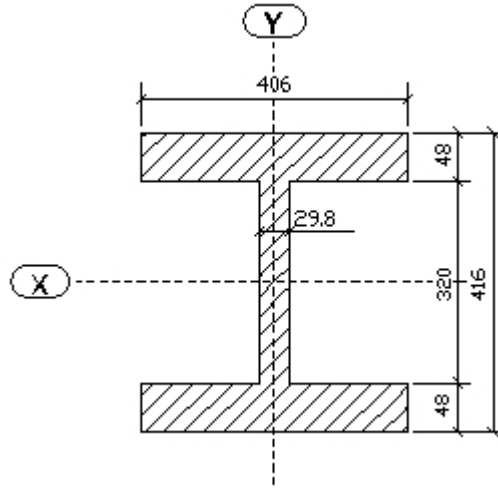


Şekil 3.16 : Y doğrultusundaki rüzgar ve deprem yükünden oluşan deplasmanlar

3.7 Yapı Elemanlarının Boyutlandırılması

3.7.1 Kolonların boyutlandırılması

Seçilen kesit : HD 400 x 383 (C-2, D-2 aksı kolonu)



Şekil 3.17 : HD 400 x 383 kesiti

Çizelge 3.12 : HD 400 x 383 kesit özellikleri

h (cm)	b (cm)	t _w (cm)	t _f (cm)	h _i (cm)	A (cm ²)	i _y (cm)
41.6	40.6	2.98	4.80	32.0	487	10.49
I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	W _x (cm ³)	W _y (cm ³)	W _{px} (cm ³)	W _{py} (cm ³)	i _x (cm)
141300	53620	6794	2641	7965	4031	17.0

Boyutlandırılması yapılacak kolonun , x-x eksenine dik yönde çerçeveler ile birlikte betonarme perdelerle oluşturulmuş , y-y eksenine dik yönde ise tüm bağlantıları mafsallı ve çelik çaprazlı perdeler kullanılarak oluşturulmuş taşıyıcı sistemin elemanıdır.

Kolonda oluşan en elverişsiz kesit tesirleri, D + L yüklemesinden oluşmuştur.

$M_x = 149$ kNm, $N=7553$ kN, $V_y= 60$ kN

3.7.1.1 Enkesit kontrolü

$$\frac{b}{2t_f} \leq 0.3 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \rightarrow \frac{40.6}{2 \times 4.8} = 4.23 \leq 0.3 \sqrt{\frac{21000}{36}} = 7.25$$

$$\left| \frac{N_d}{A \times \sigma_a} \right| \leq \left| \frac{7553}{487 \times 36} \right| = 0.43 \geq 0.1$$

$$\frac{h_i}{t_w} \leq 1.33 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \left(2.1 - \left| \frac{N_d}{A \times \sigma_a} \right| \right)$$

$$\frac{32}{2.98} = 10.73 \leq 1.33 \sqrt{\frac{21000}{36}} \left(2.1 - \left| \frac{13012}{487 \times 36} \right| \right) = 53.6$$

Kesit kompaktlık koşullarını sağlamaktadır.

3.7.1.2 Gerilme kontrolü

İMO – 02. R-01 yönetmeli uyarınca kompakt ve kompakt olmayan kesitli ve merkezi basınç kuvveti etkisindeki basınç çubuklarında gerilme tahkiki Denklem (2.38)'e göre yapılır [2].

$$\sigma_{eb} = \frac{N}{A} \leq \sigma_{bem}$$

Kolonun y - y eksenine dik burkulma durumu için dönme serbest ve ötelenme önlenmiş olduğundan $K_y=1$ alınır. Bu durumda burkulma boyu:

$$S_{ky} = K_y \times s$$

$$S_{ky} = 1.0 \times 350 = 350 \text{ cm}$$

Kolonun x - x eksenine dik burkulma durumu için ötelenmesi önlenmiş çerçevelere ait nomogramlar kullanılarak K_x elde edilir. Nomogramlarda geçen G_A ve G_B redörleri aşağıdaki gibi hesaplanır [4]:

$$G = \frac{\sum I_c / s_c}{\sum I_g / s_g}$$

Kolonun alt (A) ucu x-x eksenine dik yönde temele rijit olarak bağlı olduğundan

$G_A=1.0$ olarak alınır. Kolonun üst (B) ucu için,

$$G_B = \frac{\sum (141300 / 350) \times 2}{\sum 48200 / 720} = 12.06$$

$G_A=1.0$ ve $G_B=12.06$ için $K_x=0.86$

$$S_{kx} = K_x \times s$$

$$S_{kx} = 0.86 \times 350 = 301$$

$$\lambda_i = \frac{S_{ki}}{i_i}$$

$$\lambda_x = \frac{S_{kx}}{i_x} = \frac{301}{17} = 17.71$$

$$\lambda_y = \frac{S_{ky}}{i_y} = \frac{350}{10.49} = 33.36$$

$$\lambda_p = \frac{637.6}{\sqrt{\sigma_a}} = \frac{637.6}{\sqrt{36}} = 106.26$$

$$\lambda = \max (\lambda_x ; \lambda_y)$$

$$\lambda = \max (17.71 ; 33.36) = 33.36$$

$\lambda = 33.36 \leq \lambda_p = 106.26 \rightarrow \sigma_{bem} = 17.96 \text{ kN/cm}^2$ çizelgelerden okunmuştur.

$$\sigma_{eb} = \frac{N}{A} = \frac{7553}{487} = 15.50 \text{ kN/cm}^2 \leq 17.96 \text{ kN/cm}^2$$

Kolonun x-x eksenine dik yöndeki eğilme - basınç gerilmesi:

$$\sigma_{bx} = \frac{M_x}{W_x}$$

$$\sigma_{bx} = \frac{14900}{6794} = 2.19 \text{ kN/cm}^2$$

Kolonun x-x eksenine dik yöndeki (kuvvetli eksen etrafında) eğilme - basınç emniyet gerilmesi:

$$L_c = \frac{63 \times b}{\sqrt{\sigma_a}} = \frac{63 \times 40.6}{\sqrt{36}} = 426.3 \text{ cm}$$

$$L_c = \frac{13790}{(h/A_b) \times \sigma_a} = \frac{13790}{(41.6/(4.8 \times 40.6)) \times 36} = 1794 \text{ cm}$$

$$L_{bx} = 350 \text{ cm} < \min(426.3; 1794) = 426.3 \text{ cm} \quad \text{koşulunu sağladığından,}$$

$$\sigma_B = 0.66 \times \sigma_a = 0.66 \times 36 = 23.76 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma'_e = \frac{81302}{(K \times s_b / i_b)^2} = \frac{81302}{\lambda_x^2} = \frac{81302}{17.71^2} = 259.22$$

Yanal harekete karşı tutulmuş çerçevelerin, uçları rijit bağlı ve üzerinde eğilme düzleminde yanal yükü bulunmayan kolonlarında :

$$C_m = 0.6 - 0.4 \times \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$$

$M_1 = 58.78 \text{ kNm}$ ve $M_2 = -148.24 \text{ kNm}$ olduğundan eğrilikler aksi yönde M_1 / M_2 pozitif alınır.

$$C_m = 0.6 - 0.4 \times \frac{58.78}{148.24} = 0.44 \geq 0.4$$

Gerilme tahkiki Denklem (2.55) kontrol edilirse :

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{15.50}{17.96} = 0.863 \geq 0.15$$

olduğundan gerilme tahkiki Denklem (2.53) ve Denklem (2.54)' e göre hesaplanır.

$$\left(\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} \right) + \frac{C_{mx} \times \sigma_{bx}}{\left(1.0 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex}} \right) \times \sigma_{Bx}} + \frac{C_{my} \times \sigma_{by}}{\left(1.0 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ey}} \right) \times \sigma_{By}} \leq 1.0$$

$$\left(\frac{15.50}{17.96} \right) + \frac{0.44 \times 2.193}{\left(1.0 - \frac{15.50}{259.22} \right) \times 23.76} + 0 \leq 1.0$$

$$0.863 + 0.041 = 0.904 \leq 1.0$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{0.6 \times \sigma_a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1.0$$

$$\frac{15.50}{0.6 \times 36} + \frac{2.19}{23.76} + 0 \leq 1.0$$

$$0.717 + 0.092 = 0.809 \leq 1.0$$

3.7.1.3 Kesme güvenliği kontrolü

$$\frac{h_i}{t_w} \leq 316 / \sqrt{\sigma_a} \rightarrow \tau_{em} = 0.4 \times \sigma_a$$

$$\frac{32}{2.98} = 10.74 \leq 316 / \sqrt{36} = 52.6 \rightarrow \tau_{em} = 0.4 \times \sigma_a = 0.4 \times 36 = 14.4 \text{ kN/cm}^2$$

$$F_g = h_i \times t_w$$

$$F_g = 32 \times 2.98 = 95.36 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{V_y}{F_g}$$

$$\tau = \frac{60}{95.36} = 0.629 \text{ kN/cm}^2 \leq \tau_{em} = 14.4 \text{ kN/cm}^2$$

3.7.1.4 Arttırılmış yükleme durumunda kapasite kontrolü

D + L ± 2.5E kombinasyonundan oluşan kuvvete göre kıyaslanacak eksenel basınç kapasitesi aşağıda hesaplanmıştır.

Eksenel basınç kapasitesi:

$$N_{bp} = 1.7 \times \sigma_{bem} \times A = 1.7 \times 17.96 \times 487 = 14869 \text{ kN} > N_{D+L \pm 2.5E} = 8077 \text{ kN}$$

3.8.2 Kirişlerin boyutlandırılması

Seçilen kesit : IPE 500 (B-C / 3, B-C / 4 aksı kirişi)

Kolonda oluşan en elverişsiz kesit tesirleri, D + L yüklemesinden oluşmuştur.

$$M_x = 342 \text{ kNm}, V_y = 218 \text{ kN}$$

Çizelge 3.13 : IPE 500 kesit özellikleri

h (cm)	b (cm)	t _w (cm)	t _f (cm)	h _i (cm)	A (cm ²)	i _y (cm)
50	20	1.02	1.6	46.8	115.5	4.31
I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	W _x (cm ³)	W _y (cm ³)	W _{px} (cm ³)	W _{py} (cm ³)	i _x (cm)
48200	2142	1928	214.2	2194	335.9	20.43

3.6.2.1 Enkesit kontrolü

DBYBHY2007 uyarınca süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin kiriş ve kolonlarında, başlık genişliği / kalınlığı ve gövde yüksekliği / kalınlığı oranları enkesit koşullarını sağlamalıdır [1].

$$\frac{b}{2t_f} \leq 0.3 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \rightarrow \frac{20}{2 \times 1.6} = 6.25 \leq 0.3 \sqrt{\frac{21000}{36}} = 7.25$$

$$\frac{h_i}{t_w} \leq 3.2 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \rightarrow \frac{46.8}{1.02} = 45.88 \leq 3.2 \sqrt{\frac{21000}{36}} = 77.28$$

3.6.2.2 Gerilme kontrolü

DBYBHY2007 uyarınca süneklik düzeyi yüksek çerçeve kirişlerinin üst ve alt başlıkları yanal doğrultuda mesnetlenecektir. Kirişlerin yanal doğrultuda mesnetlendiği noktalar arasındaki l_b uzaklığı, Denklem (2.67) koşulunu sağlayacaktır [1].

$$l_b = 0.086 \times \frac{i_{yb} \times E}{\sigma_a}$$

Betonarme döşemelerin çelik kirişler ile kompozit olarak çalıştığı çelik taşıyıcı sistemlerde, kirişlerin betonarme döşemeye bağlanan başlıklarında, yukarıdaki koşullara uyulması zorunlu değildir [1].

Kompozit döşeme etkisi nedeniyle kiriş üst başlığının yanal burkulması önlenmektedir. Negatif mesnet momenti etkisinde, kiriş alt başlığının yanal burkulma tahkiki yapılacaktır. Kiriş alt başlığının mesnetlendiği noktalar arasındaki uzaklık 1.8 maralıklarla yerleştirilen döşeme kirişleri aralığına eşittir.

$$I_{yb} = \frac{t_f \times b^3}{12} = \frac{1.6 \times 20^3}{12} = 1066.6 \text{ cm}^4$$

$$F_b = (b \times t_f) + \left(\frac{h_i}{3} \times t_w \right) = (20 \times 1.6) + \left(\frac{46.8}{3} \times 1.02 \right) = 47.91 \text{ cm}^2$$

$$i_{yb} = \sqrt{\frac{I_{yb}}{F_b}} = \sqrt{\frac{1066.6}{47.91}} = 4.72 \text{ cm}$$

$$l_b = 180 \text{ cm} \leq 0.086 \times \frac{4.72 \times 21000}{36} = 236 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

Kirişin basınca çalışan başlık elemanın yanal olarak tutulmuş uzunluğu L_b olmak üzere, kuvvetli eksen etrafında eğilme - basınç emniyet gerilmesi:

$$L_c = \frac{63 \times b}{\sqrt{\sigma_a}} = \frac{63 \times 20}{\sqrt{36}} = 210 \text{ cm}$$

$$L_c = \frac{13790}{(h/A_b) \times \sigma_a} = \frac{13790}{(50/(1.6 \times 20)) \times 36} = 245.1 \text{ cm}$$

$$L_b = 180 \text{ cm} < \min(210; 245.1) = 210 \text{ cm} \quad \text{koşulunu sağladığından,}$$

$$\sigma_B = 0.66 \times \sigma_a = 0.66 \times 36 = 23.76 \text{ kN/cm}^2$$

Kolonun kuvvetli eksen etrafında eğilme - basınç gerilmesi:

$$\sigma_{bx} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{34200}{1928} = 17.74 \text{ kN/cm}^2 \leq 23.76 \text{ kN/cm}^2$$

3.6.2.3 Kesme güvenliği kontrolü

$$\frac{h_i}{t_w} \leq 316/\sqrt{\sigma_a} \rightarrow \tau_{em} = 0.4 \times \sigma_a$$

$$\frac{46.8}{1.02} = 45.9 \leq 316/\sqrt{36} = 52.6 \rightarrow \tau_{em} = 0.4 \times \sigma_a = 0.4 \times 36 = 14.4 \text{ kN/cm}^2$$

$$F_g = h_i \times t_w = 46.8 \times 1.02 = 47.7 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{V_y}{F_g} = \frac{218}{47.7} = 4.57 \text{ kN/cm}^2 \leq \tau_{em} = 14.4 \text{ kN/cm}^2$$

3.6.2.4 Sehim kontrolü

Kirişte meydana gelen deplasman değeri δ , programdan okunmuştur.

$$\delta = 1.26 \text{ cm} \leq \frac{1}{300} = \frac{720}{300} = 2.4 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

3.6.3 Kuvvetli kolon – zayıf kiriş kontrolü

Çerçeve türü sistemlerde veya perdeli - çerçevesi sistemlerin çerçevelerinde, gözönüne alınan deprem doğrultusunda her bir kolon - kiriş düğüm noktasınabirleşen kolonların eğilme momenti kapasitelerinin toplamı, o düğüm noktasına birleşen kirişlerin kolon yüzündeki eğilme momenti kapasiteleri toplamının $1.1D_a$ katından daha büyük olacaktır [1].

$$M_{pa} + M_{pü} \geq 1.1 \times D_a \times (M_{pi} + M_{vi} + M_{pj} + M_{vj})$$

Çizelge 2.14'e göre St52 yapı çeliği için $D_a = 1.1$ alınmıştır. Binanın (2 / A) aksı çerçevesi için hesaplanan kesit kapasite değerleri Çizelge 3.14'de gösterilmiştir.

Çizelge 3.14 : Kesit kapasite değerleri

Kapasite değerleri	Kesitler			
	HD 400 x 382	HD 400 x 287	HD 400 x 216	IPE 500
Wp (cm ³)	7965	5813	4262	2194
Mp (kNcm)	286740	209268	153432	78984

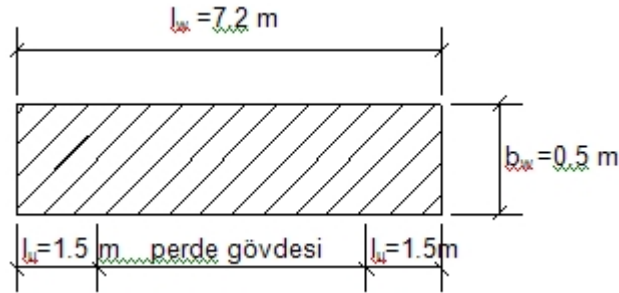
Çizelge 3.15'de görüldüğü üzere kolonların kirişlerden daha güçlü olması koşulu sağlanmıştır.

Çizelge 3.15 : Kolonların Kirişlerden Daha Güçlü Olması Kontrolü

Katlar	M_{pa}	$M_{pü}$	M_{pi}	M_{pj}	$M_{pa}+M_{pü}$	$1.1Da (M_{pi}+M_{pj})$
1.-2. Kat	286740	286740	78984	-	573480	95570,64
2.-11. Kat	286740	286740	78984	-	573480	95570,64
11.-12. Kat	286740	209268	78984	-	496008	95570,64
12.-20. Kat	209268	209268	78984	-	418536	95570,64
20.-21. Kat	209268	153432	78984	-	362700	95570,64
21.-28. Kat	153432	153432	78984	-	306864	95570,64
28. Kat	153432	-	78984	-	153432	95570,64

3.8.4 Betonarme perde boyutlandırılması

Betonarme perde hesapları, DBYBHY2007' nin süneklik düzeyi yüksek perdeler için belirtilen esaslara göre yapılacaktır. $H_w/l_w > 2$ olan perdelerin iki ucunda perde uç bölgeleri oluşturulacaktır. Perde uç bölgeleri, perde uç bölgesinin kendi kalınlığı içinde oluşturulabileceği gibi, perdeye birleşen diğer bir perdenin içinde de düzenlenebilir [1].



Şekil 3.18 : Yapının x doğrultusundaki perde uç bölgeleri

3.8.4.1 Enkesit koşulları

Deprem yüklerinin tümünün bina yüksekliği boyunca sadece perdeler tarafından taşındığı binalarda, Denklem 3.1 ve Denklem 3.2 ile verilen koşulların her ikisinin de sağlanması durumunda perde duvar kalınlığı, binadaki en yüksek katın yüksekliğinin 1/20'sinden ve 150 mm'den az olmayacaktır [1].

$$\Sigma A_g / \Sigma A_p \geq 0.02 \quad (3.1)$$

$$V_t / \Sigma A_g \leq 0.5 f_{ctd} \quad (3.2)$$

Burada,

A_g : Herhangi bir katta, gözönüne alınan deprem doğrultusuna paralel doğrultuda perde olarak çalışan taşıyıcı sistem elemanlarının enkesit alanlarının toplamı

A_p : Binanın tüm katlarının plan alanlarının toplamı

V_t : Taban kesme kuvveti

f_{ctd} : Betonun tasarım çekme dayanımıdır.

Denklem 3.1 ve Denklem 3.2 'de belirtilen özel durumlar dışında, gövde bölgesindeki perde kalınlığı kat yüksekliğinin 1/20'sinden ve 200 mm'den az olmayacaktır.

$$\Sigma A_g / \Sigma A_p = 14.4 / 14515.2 = 0.001 \leq 0.002$$

bu durumda Denklem 3.1 sağlanmadığından perde gövde kalınlığı b_w :

$$b_w = 0.5 \text{ m} > 3,5 / 20 = 0.175 \text{ m} \quad (\text{uygun})$$

$$b_w = 0.5 \text{ m} > 0.2 \text{ m} \quad (\text{uygun})$$

3.8.4.2 Perde uç bölgeleri ve kritik perde yüksekliği

Temel üstünden itibaren kritik perde yüksekliği, $2l_w$ değerini aşmamak üzere, aşağıda verilen koşulların elverişsiz olanını sağlayacak biçimde belirlenecektir.

$$H_{cr} \geq l_w \quad (3.3)$$

$$H_{cr} \geq H_w / 6 \quad (3.4)$$

$$H_{cr} \leq 2 l_w \quad (3.5)$$

$$H_{cr} \geq 7.2 \text{ m}$$

$$H_{cr} \geq 98 / 6 = 16.53 \text{ m}$$

$$H_{cr} \leq 2 \times 7.2 = 14.4 \text{ m}$$

Seçilen kritik perde yüksekliği $H_{cr} = 14.4$ m

b_w : Perde gövde kalınlığı = 0.5 m

l_u : Perde uç bölgesi = 1.50 m

l_w : Perdenin plandaki uzunluğu = 7.20 m

H_w : Toplam perde yüksekliği = 98 m

Dikdörtgen kesitli perdelerle, yukarıda tanımlanan kritik perde yüksekliği boyunca uç bölgelerinin her birinin plandaki uzunluğu, perdenin plandaki toplam uzunluğunun % 20'sinden ve perde kalınlığının iki katından daha az olmayacaktır. Kritik perde yüksekliğinin üstünde kalan perde kesimi boyunca ise, perde uç bölgelerinin her birinin plandaki uzunluğu, perdenin plandaki toplam uzunluğunun % 10'undan ve perde kalınlığından az olmayacaktır [1].

$$l_u > 2 b_w \rightarrow 1.5 \text{ m} > 2 \times 0.5 = 1.0 \text{ m} \quad (\text{uygun}) \quad (3.6)$$

$$l_u > 0.2 l_w \rightarrow 1.5 \text{ m} > 0.2 \times 7.2 = 1.44 \text{ m} \quad (\text{uygun}) \quad (3.7)$$

3.8.4.3 Betonarme perde hesapları

Yapının x doğrultusundaki Şekil 3.18'de kesiti gösterilen perdenin en elverişsiz kesit tesirleri, $D + 1.3L + 1.3W$ yüklemesinden oluşmuştur.

$$M = 67668 \text{ kNm}, \quad N = 12653 \text{ kN}$$

Perde uç bölgesinde eksantrisiteden dolayı oluşan moment,

$$M_{sd} = M + N \times \left(\frac{l_w}{2} - d' \right) \quad (3.8)$$

$$d' : \text{paspayı} = 0.05 \text{ m}$$

$$M_{sd} = 67688 + 12653 \times \left(\frac{7.2}{2} - 0.05 \right) = 112606 \text{ kNm}$$

Dikdörtgen kesit için:

$$m_{sd} = \frac{M_{sd}}{b_w \times d^2 \times 0.85 \times f_{cd}} \quad (3.9)$$

$$d : \text{Dikdörtgen kesit için faydalı yükseklik} = 7.2 - 0.05 = 7.15 \text{ m}$$

C 40 betonu için:

f_{ck} :Betonun karakteristik silindir basınç dayanımı= 4.0 kN / cm²

f_{cd} :Betonun tasarım basınç dayanımı = 2.7 kN / cm²

f_{ctk} :Betonun karakteristik silindir çekme dayanımı = 0.22 kN / cm²

f_{ctd} :Betonun tasarım çekme dayanımı = 0.148 kN / cm²

BÇ III çeliği için:

f_{yk} :Donatının karakteristik akma dayanımı= 42 kN / cm²

f_{yd} :Donatının tasarım akma dayanımı= 36.5 kN / cm²

$$m_{sd} = \frac{112606}{0.5 \times 7.15^2 \times 0.85 \times 27000} = 0.192$$

$m_{sd} = 0.192$ değeri için Şekil B.1'de ilgili abaktan $\rho_m = 0.217$ bulunur.

$$A_s = \frac{\rho_m \times b \times d \times 0.85 \times f_{cd}}{f_{yd}} - \frac{N}{f_{yd}} \quad (3.10)$$

$$A_s = \frac{0.217 \times 50 \times 715 \times 0.85 \times 270}{3650} - \frac{1265300}{3650}$$

$$A_s = 487.8 - 346.7 = 141.1 \text{ cm}^2$$

Seçilen donatı $A_{s,s} = 16 \Phi 34 = 145.3 \text{ cm}^2 > 141.1 \text{ cm}^2$

Kritik perde yüksekliği boyunca kesite konulacak minimum uç donatı oranı

$\rho_{min} = 0.002$ olacaktır [1].

$$A_{s,min} = \rho_{min} \times b_w \times l_w$$

$$A_{s,min} = 0.002 \times 50 \times 720 = 72 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,s} = 145.3 \text{ cm}^2 > A_{s,min} = 72 \text{ cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Perdenin her iki yüzündeki gövde donatılarının toplam enkesit alanı, düşey ve yatay donatıların her biri için, perde uç bölgelerinin arasında kalan perde gövdesi brüt

enkesit alanının 0.0025'inden az olmayacaktır [1]. Perde gövde uzunluğu l_g olmak üzere gövde donatı alanı:

$$A_s = \rho_{\min} \times b_w \times l_g \quad (3.11)$$

$$A_s = 0.025 \times 50 \times 420 = 52.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen donatı } A_{s,s} = 27 \Phi 16 = 54.3 \text{ cm}^2$$

3.8.4.4 Betonarme perdenin kesme güvenliği

Perde kesitlerinin kesme dayanımı, V_r , Denklem (3.12) ile hesaplanacaktır [1].

$$V_r = A_{ch} \times (0.65 \times f_{ctd} + \rho_{sh} \times f_{yd}) \quad (3.12)$$

A_{ch} :Boşluksuz perdenin enkesit alanı

ρ_{sh} :Perdenin yatay gövde donatılarının perde gövdesi brüt enkesit alanına oranı

f_{ctd} :Betonun tasarım çekme dayanımı

V_e tasarım kesme kuvveti aşağıda tanımlanan koşulları sağlamalıdır [1].

$$V_e \leq V_r \quad (3.13)$$

$$V_e \leq 0.22 \times A_{ch} \times f_{cd} \quad (3.14)$$

Perdenin kesme güvenliği hesabı:

$$V_r = 7.2 \times 0.5 \times (0.65 \times 1480 + 0.0025 \times 365000) = 6748 \text{ kN}$$

$$V_e = 1348.8 \text{ kN}$$

$$V_e = 1348.8 \leq V_r = 6748 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

$$V_e = 1348 \text{ kN} \leq 0.22 \times A_{ch} \times f_{cd} = 0.22 \times 7.2 \times 0.5 \times 27000 = 21384 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

Kritik perde yüksekliği boyunca perde uç bölgelerine, kolonların sarılma bölgeleri için enine donatı olarak Denklem (3.15) ile belirlenen donatının en az 2/3'ü konulacaktır [1].

$$A_{sh} \leq 0.075 \times s \times b_k \times (f_{ck} / f_{ywk}) \quad (3.15)$$

s : Enine donatı aralığı

b_k : Birbirine dik yatay doğrultuların her biri için, kolon veya perde uç bölgesi çekirdeğinin enkesit boyutu (en dıştaki enine donatı eksenleri arasındaki uzaklık)

f_{ywk} :Enine donatının karakteristik akma dayanımı

$$A_{sh} \leq 0.075 \times s \times b_k \times (f_{ck} / f_{ywk}) \quad (3.16)$$

$$A_{sh} \geq 0.075 \times 10 \times 145 \times (400 / 3650) = 11.92 \text{ cm}^2$$

Perde uç sarılma bölgeleri için konulacak donatı:

$$\frac{2}{3} \times A_{sh} = \frac{2}{3} \times 11.92 = 7.95 \text{ cm}^2$$

Gerekli donatı alanı etkili kol sayısına bölünürse, etriye kesit alanı $7.95/2=3.975 \text{ cm}^2$ 'dir. Seçilen etriye $\Phi 26$ (4.16 cm^2). Düşey doğrultuda etriye ve / veya çiroz aralığı perde kalınlığının yarısından ve 100 mm'den daha fazla, 50 mm'den daha az olmayacaktır [1]. Kritik perde yüksekliği boyunca etriyeler 100 mm aralıklarla yerleştirilecektir.

4. MALİYET VE SÜRE ANALİZİ

Bu çalışmada çok katlı yapının çelik çekirdekli veya betonarme çekirdekli tasarımlarının maliyet ve süre analizleri yapılmıştır. İş merkezi olarak tasarlanan binanın, yapım aşamasından taşıyıcı sistemin inşa edilme süreci ele alınmıştır. Çelik çekirdekli veya betonarme çekirdekli taşıyıcı sistemler için elektrik, mekanik ve incele işlerin aynı maliyet ve süreyi kapsadığından karşılaştırmada gözönüne alınmamıştır. Fiyatlandırma TL ve Euro olarak yapılmıştır. Merkez bankasının 05.05.2009 tarihli kuru olan 1 € = 2,1 TL kabul edilmiştir.

4.1 Maliyet Analizi

4.1.1 Çelik çekirdekli yapının maliyet analizi

Çelik çekirdekli taşıyıcı sistemin çelik tonajı, yapısal çelik elemanlar ve döşeme trapezi ile birlikte 2153 ton'dur. Çelik yapılar yapan firmalara göre yapısal çelik işlerinin birim fiyatı; profillerin satın alımı, imalatı, kumlanması, boyanması, nakliyesi, montajı, vinç giderleri, zayıat, sarf malzemeleri (ankraj,bulon), yüklenici kar ve genel giderleri dahil 1200 € / ton'dur. Çelik çekirdekli yapının toplam yapısal çelik işleri maliyeti:

$$2153 \text{ ton} \times 1200 \text{ € / ton} = 2.583.600 \text{ €}$$

Yapının döşeme betonu ve demiri için maliyetleri Çizelge 4.1'de gösterilmiştir.

Çelik çekirdekli taşıyıcı sistemin toplam maliyeti :

$$2.583.600 \text{ €} + 93.615 \text{ €} = 2.677.215 \text{ €}$$

Çizelge 4.1 : Çelik çekirdekli yapının döşeme maliyeti

Tanım	Miktar	Birim Fiyat	Toplam Tutar
C 20 beton	1400 m ³	65 TL / m ³	91.000 TL
Hasır çelik	55 ton	1100 TL / ton	60.500 TL
Hasır çelik ve beton işçiliği	12283 m ²	3,5 TL / ton	45.090 TL
		Toplam	196.590 TL
		Toplam	93.615 €

4.1.2 Betonarme çekirdekli yapının maliyet analizi

Betonarme çekirdekli taşıyıcı sistemin çelik tonajı, yapısal çelik elemanlar ve döşeme trapezi ile birlikte 1054 ton'dur. Toplam yapısal çelik işleri maliyeti:

$$1054 \text{ ton} \times 1200 \text{ € / ton} = 1.264.800 \text{ €}$$

Yapının döşeme betonu ve demiri için maliyetleri Çizelge 4.2'de gösterilmiştir.

Çizelge 4.2 : Betonarme çekirdekli yapının döşeme maliyeti

Tanım	Miktar	Birim Fiyat	Toplam Tutar
C 20 beton	1400 m ³	65 TL / m ³	91.000 TL
Hasır çelik	55 ton	1100 TL / ton	60.500 TL
Hasır çelik ve beton işçiliği	12283 m ²	3,5 TL / ton	45.090 TL
		Toplam	196.590 TL
		Toplam	93.615 €

Yapının betonarme perde betonu ve demiri için maliyetleri Çizelge 4.3'de gösterilmiştir.

Çizelge 4.3 : Betonarme çekirdekli yapının betonarme perde maliyeti

Tanım	Miktar	Birim Fiyat	Toplam Tutar
C 40 beton	2541 m ³	84 TL / m ³	213.444 TL
Demir	528 ton	900 TL / ton	475.200 TL
Demir işçiliği	528 ton	275 TL / ton	145.200 TL
Beton ve kalıp işçiliği	5998 m ²	25 TL / m ²	149.950 TL
		Toplam	983.794 TL
		Toplam	468.474 €

Betonarme çekirdekli taşıyıcı sistemin toplam maliyeti :

$$1.264.800 \text{ €} + 93.615 \text{ €} + 468.474 = 1.826.889 \text{ €}$$

4.2 Süre Analizi

4.2.1 Çelik çekirdekli yapının süre analizi

Çelik çekirdekli taşıyıcı sistem için toplamda 2153 ton çelik, 1400 m³ beton ve 55 ton demir kullanılacaktır. Toplam çelik imalatı ayda yaklaşık 400 ton kapasiteli bir fabrikada 160 gün süreceği öngörülmektedir. Çelik imalatının başladığı sürede temel işlerine devam edilecektir. Temel işlerinden sonra çelik montajı başlayacak döşeme trapezi yerleştirilecektir. Döşeme trapezi montajından sonra, kayma bağlantılarının birleşimleri yapılacak sonra hasır çelik serilip kat betonu dökülecektir. Bu durumda yapının tamamlanma süresi yaklaşık 7 ay'dır. Yapının süre planlaması Şekil 4.1'de gösterilmiştir.

4.2.2 Betonarme çekirdekli yapının süre analizi

Betonarme çekirdekli taşıyıcı sistem için toplamda 1054 ton çelik, 3941 m³ beton ve 583 ton demir kullanılacaktır. Toplam çelik imalatı fabrikada 90 gün süreceği öngörülmektedir. Çelik imalatının başladığı sürede temel işlerine devam edilecektir.

Betonarme perde işleri 240 günde bitirilecektir. Döşeme trapezi montajından sonra kayma bağlantıları birleşimleri yapılacak sonra hasır çelik serilip kat betonu dökülecektir. Bu durumda yapının tamamlanma süresi yaklaşık 13 ay'dır. Yapının süre planlaması Şekil 4.2'de gösterilmiştir.

4.2 Yapının maliyet ve süre sonuçları

İş merkezi amaçlı kullanılacak yapının maliyetleri ve taşıyıcı sistem yapım süreleri karşılaştırılırsa:

Çelik çekirdekli taşıyıcı sistemin maliyeti = 2.677.215 €

Betonarme çekirdekli taşıyıcı sistemin maliyeti = 1.826.889 €

Taşıyıcı sistemler için maliyet farkı = 2.677.215 € - 1.826.889 € = 850.329 €

Çelik çekirdekli taşıyıcı sistemin yapım süresi = 7 ay

Betonarme çekirdekli taşıyıcı sistemin yapım süresi = 13 ay

Taşıyıcı sistemler için yapım süresi farkı = 13 - 7 = 6 ay

Yapının tamamlandıktan sonra kira geliri 1 m² için 20 € olduğu öngörülmüştür.

Yapının net kiralananabilir alanı 11052 m²'dir. Çelik çekirdekli yapının bu süre boyunca aylık toplam geliri:

$11052 \text{ m}^2 \times 20 \text{ €} = 221.040 \text{ €}$

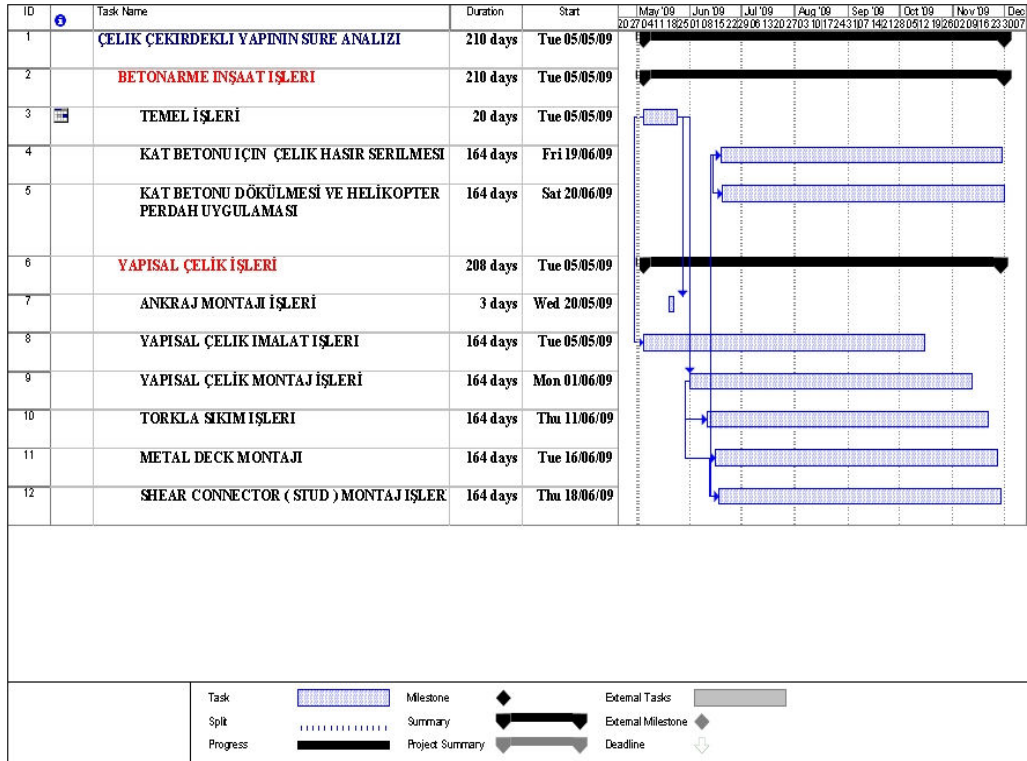
Çelik çekirdekli yapının 6 ay önceden tamamlanmasından dolayı elde edilecek toplam kira geliri farkı:

$221.040 \text{ €} \times 6 \text{ ay} = 1.326.240 \text{ €}$

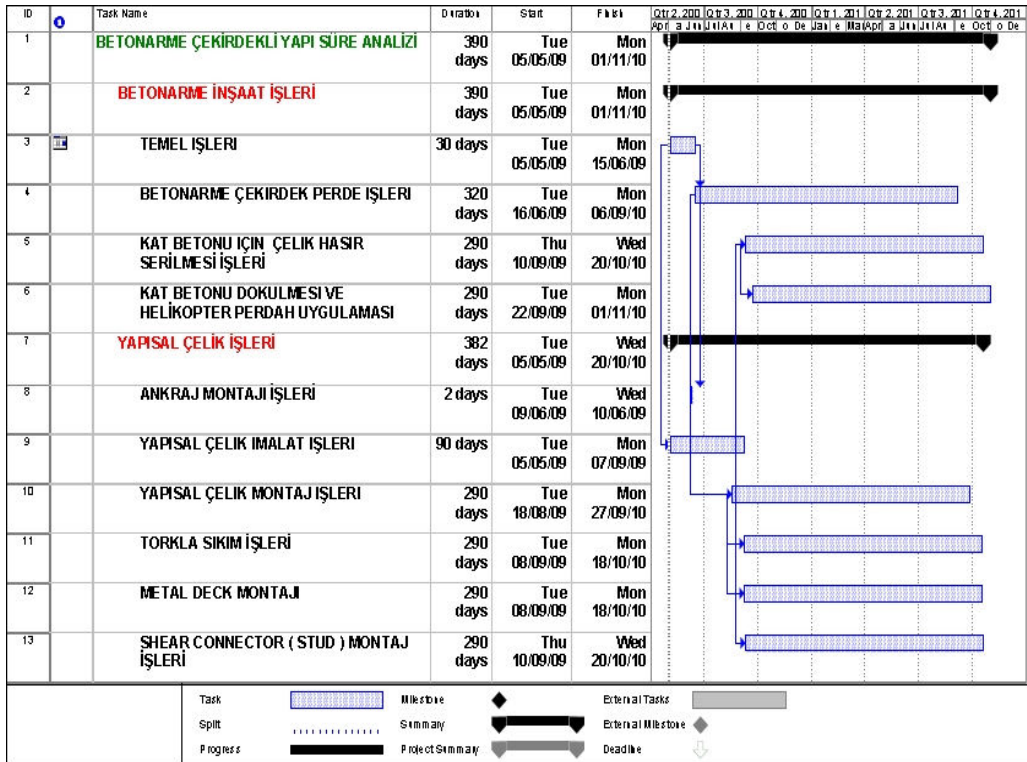
Taşıyıcı sistemlerin maliyet farkı ve kira gelir farkı kıyaslanırsa :

$1.326.240 \text{ €} - 850.329 \text{ €} = 475.911 \text{ €}$

Çelik çekirdekli yapının daha kısa sürede bitirilmesinden dolayı elde edilen kira geliri, taşıyıcı sistemlerin maliyet farkından daha büyüktür.



Şekil 4.1 : Çelik çekirdekli yapının süre analizi



Şekil 4.2 : Betonarme çekirdekli yapının süre analizi

5. SONUÇLAR

Bu tez kapsamında çok katlı bir çelik yapının çelik çekirdekli veya betonarme çekirdekli taşıyıcı sistemlerinin yatay ve düşey yükler altında analizleri yapılmış, elde edilen sonuçlar doğrultusunda değerlendirilmiştir. Taşıyıcı sistem elemanları, İMO-02, R-01 Standartları, Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik 2007, TS 648, TS 498, TS 500, Eurocode 4 ve Kanada Yönetmeliği (NBC 1995) kapsamında analiz edilmiştir. Yapının deprem yükü analizi mod birleştirme yöntemi kullanılarak yapılmış, taban kesme kuvvetleri, eşdeğer deprem yükü yöntemi ile bulunan taban kesme kuvvetleri ile karşılaştırılmıştır. Rüzgar yükü analizi için Kanada Yönetmeliği kapsamında rüzgarın darbe etkisi gözönüne alınarak incelenmiştir.

Çok katlı binanın yapısal düzensizlik durumları rüzgar ve deprem yükleri altında ayrı ayrı kontrol edilmiştir. Her iki sistemde planda ve düşey doğrultuda düzensizlikler mevcut değildir. Yapının ikinci mertebeye etkileri ve etkin göreceli kat ötelenmeleri yönetmeliklerde verilen sınır koşullarını sağlamaktadır. Taşıyıcı sistemlerin yatay yüklere karşı davranışı çelik veya betonarme perdeli durumda ayrıntılı olarak incelenmiştir.

Yapının yatay yük taşıyıcı sistemi, çelik çekirdekli taşıyıcı sistem için; uzun (x) doğrultusunda süneklik düzeyi yüksek çerçeveler ile birlikte merkezi çaprazlı çelik perdeler kullanılarak, kısa (y) doğrultusunda ise süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çelik perdeler kullanılarak oluşturulmuştur. Betonarme çekirdekli taşıyıcı sistem için; uzun (x) doğrultusunda süneklik düzeyi yüksek çerçeveler ile birlikte

yerinde dökme betonarme perdeler kullanılarak, y doğrultusunda ise süneklik düzeyi yüksek yerinde dökme betonarme perdeler kullanılarak oluşturulmuştur.

Rüzgar ve deprem yükleri analizi sonucunda , yapının kısa doğrultusunda rüzgar yüklerinin, uzun doğrultusunda deprem yüklerinin elverişsiz olduğu görülmektedir. Her iki taşıyıcı sistem için rüzgar yüklerinden meydana gelen kat kesme kuvvetleri, rüzgar yüklerinin etkidiği yüzey alanıyla bağıntılı olmasından dolayı aynı büyüklüktedir. Bunun yanında çelik çekirdekli veya betonarme çekirdekli sistemin yanal rijitliği ölçüsünde deplasmanlar farklı değerler almaktadır.

Yapının tepe yanal deplasman sınırı $H/500$ olarak taşıyıcı sistem tasarımı yapılmıştır. Rüzgar ve deprem yüklerinden oluşan büyüklükler bu sınırı sağlamıştır. Binanın rüzgar yüklerinden oluşan taban kesme kuvveti uzun doğrultuda 2511 kN, kısa doğrultuda 7135 kN' dur.

Çelik çekirdekli yapının kısa doğrultuda rüzgar yüklerinden oluşan yanal tepe deplasmanlarını sınırlamak için iç bölgedeki çelik çekirdek dışında, dış cephe bölgesine merkezi çelik çaprazlar yerleştirilmiş ve çelik elemanların kesitleri büyütülmüştür. Bu durum çelik ağırlığının artmasına neden olmuştur.

Betonarme çekirdekli taşıyıcı sistemde yanal yükler iç bölgedeki betonarme perdeler ile karşılanmakta, çelik kolonlar ise düşey yükleri taşımaktadır. Bu durum çelik elemanların, çelik çekirdekli tasarımına göre daha küçük kesitlerde olmasını sağlamıştır. Çelik çekirdekli yapı için çelik elemanların toplam miktarı 2153 ton iken betonarme çekirdekli yapının çelik elemanlarının miktarı 1054 ton' dur.

Betonarme çekirdekli taşıyıcı sistemin, betonarme perde ağırlığı yapının toplam ağırlığını yaklaşık 2 kat arttırmaktadır. Bu durum yapının toplam ağırlığı ile bağıntılı olan deprem yüklerinin yapıda oluşturduğu taban kesme kuvveti büyüklüklerinin artmasına neden olur. Binanın deprem yüklerinden meydana gelen uzun

doğrultudaki taban kesme kuvveti, çelik çekirdekli yapıda 3636 kN, betonarme çekirdekli yapıda 5772 kN'dur. Taban kesme kuvveti yaklaşık % 60 artmıştır.

Taşıyıcı sistemin maliyet ve süre analizleri sonucunda, çelik çekirdekli taşıyıcı sistem maliyeti 2.677.215 €, betonarme çekirdekli taşıyıcı sistem maliyeti 1.826.889 €, çelik çekirdekli taşıyıcı sistem 850.329 € daha pahalıdır. Bununla birlikte çelik çekirdekli taşıyıcı sistemin 6 ay daha erken tamamlandığından dolayı aylık toplam kira geliri 221.040 € olan çok katlı yapının bu sürede 1.326.240 € gelir elde edecektir. Çelik çekirdekli yapının taşıyıcı sisteminin betonarme çekirdekli yapıya göre 850.329 € daha fazla olmakta iken erken teslim edilmesiyle 1.326.240 € gelir elde etmesi kıyaslanırsa, çelik çekirdekli yapı 475.911 € daha ucuza gelmiş olur.Yapının iki farklı taşıyıcı sistemle tasarımının karşılaştırılması sadece taşıyıcı sistem maliyetleriyle değil, toplam yatırım maliyetlerinin de gözönüne alınması daha gerçekçi bir değerlendirmenin bulunmasına yardımcı olacaktır.

KAYNAKLAR

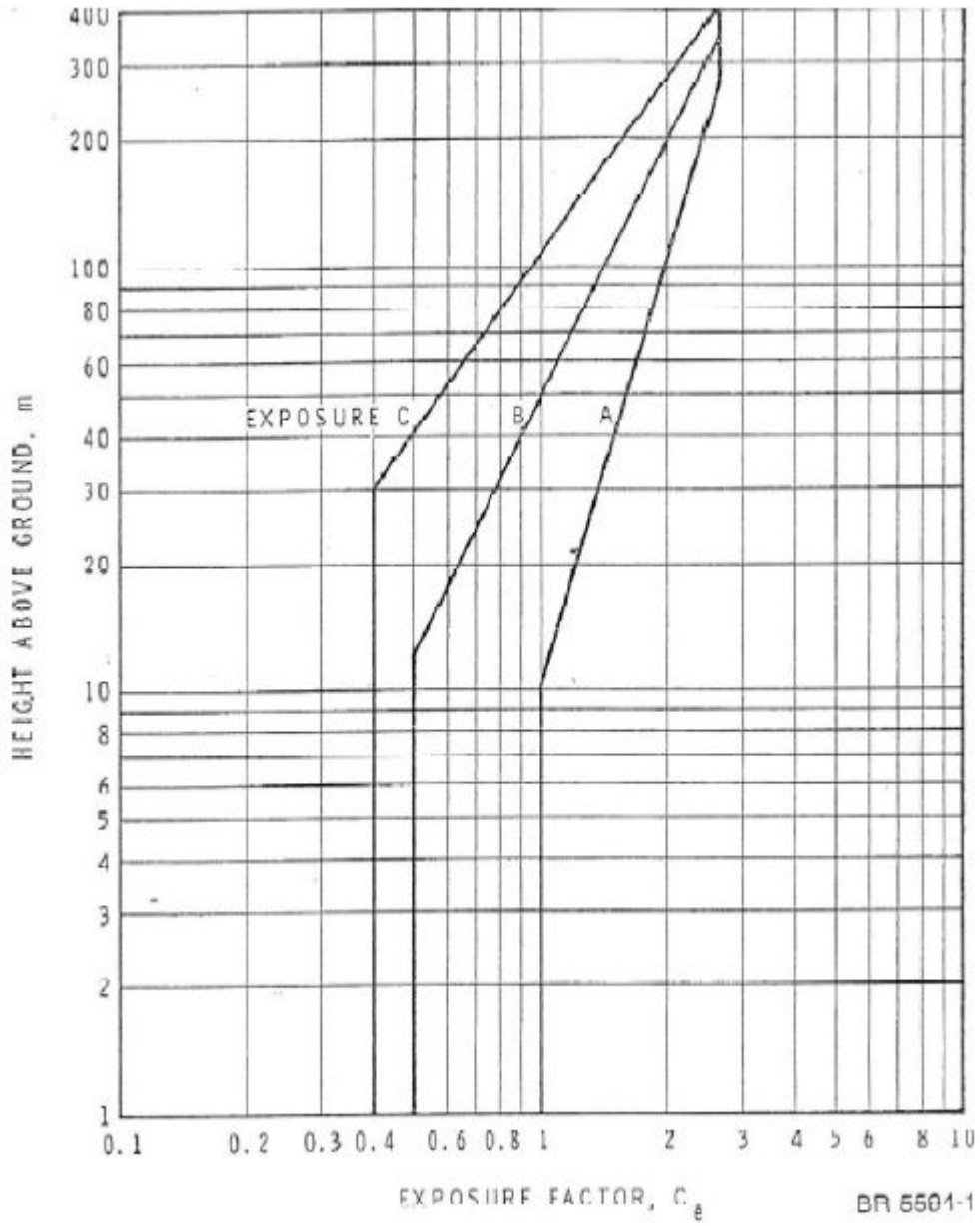
- [1] **Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik**, 2007.
Bayındırlık Bakanlığı, Ankara.
- [2] **İMO – 02, R – 01**, 2005. Çelik Yapılarda Kaynaklı Birleşimlerin Hesap ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara
- [3] **TS-498**, 1997. Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara
- [4] **TS-648**, 1980. Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [5] **NBC**, National Building Code Of Canada, 1995. Kanada Yönetmeliği
- [6] **Deren, H., Uzgider, E., Piroğlu, F.**, 2005. Çelik Yapılar, Çağlayan Kitabevi, İstanbul.
- [7] **TS-500**, 2000. Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [8] **Eurocode 4**, 1994. Kompozit Çelik ve Beton Yapıların Projelendirilmesi, *Avrupa Standartları Komitesi (CEN)*
- [9] **Celep, Z. ve Kumbasar, N.**, 2005. Betonarme Yapılar, Beta Dağıtım, İstanbul.
- [10] **Yorgun C.**, 2003. Kompozit Döşemeler, *Türk Yapısal Çelik Derneği Yayınları*, İstanbul.
- [11] **Özmen, G., Orakdöğen, E. ve Darılmaz, K.**, 2005. Örneklerle ETABS, Birsen Yayınevi, İstanbul.
- [12] **Odabaşı, Y.**, 2000. Ahşap ve Çelik Yapı, Beta Basım, İstanbul.
- [13] **İ.T.Ü İnşaat Fakültesi Betonarme Yapılar Çalışma Grubu**, 2004. Betonarme Tablo ve Abaklar, İ.T.Ü İnş. Fak. Matbaası, İstanbul.
- [14] **Bungale S. Taranath**, 1998. Steel, Concrete, and Composite Design of Tall Buildings
- [15] **Bungale S. Taranath**, 2004. Wind and Earthquake Resistant Buildings

EKLER

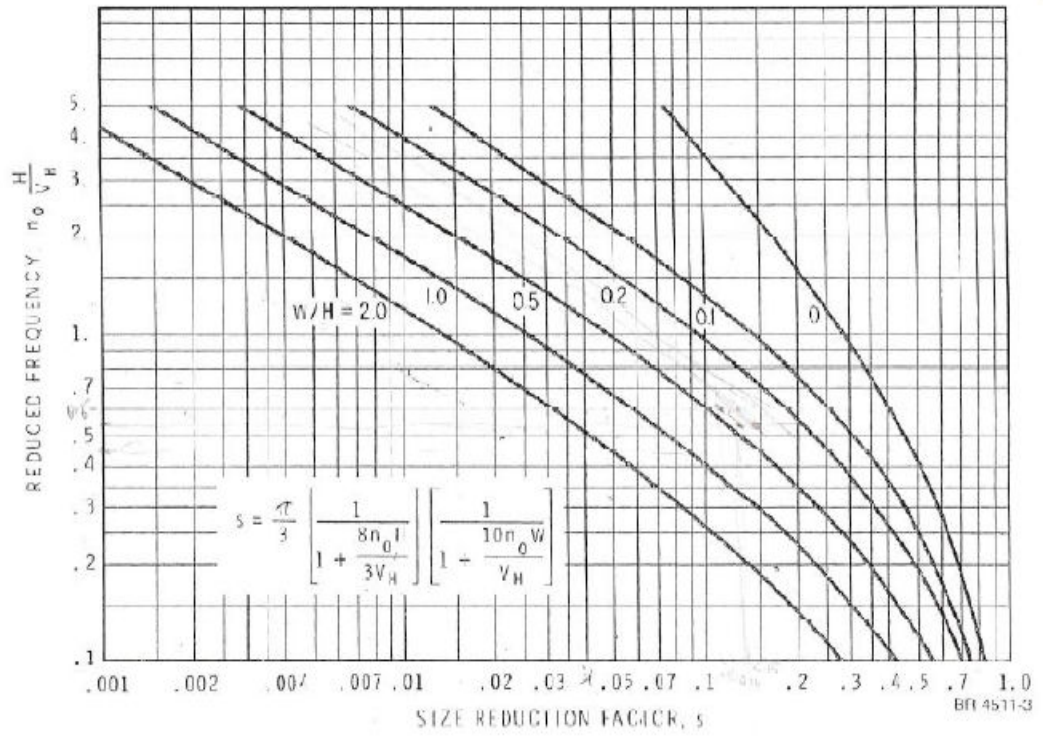
EK A : NBC - Rüzgar Yük Parametreleri Tabloları

EK B : Dikdörtgen Kesit Çizelgesi

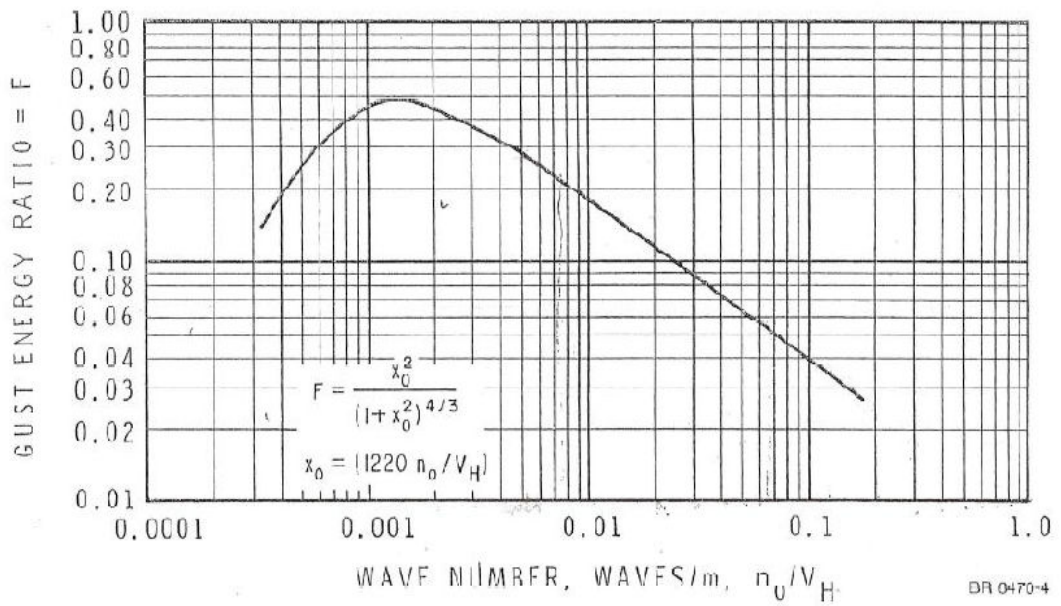
EKA



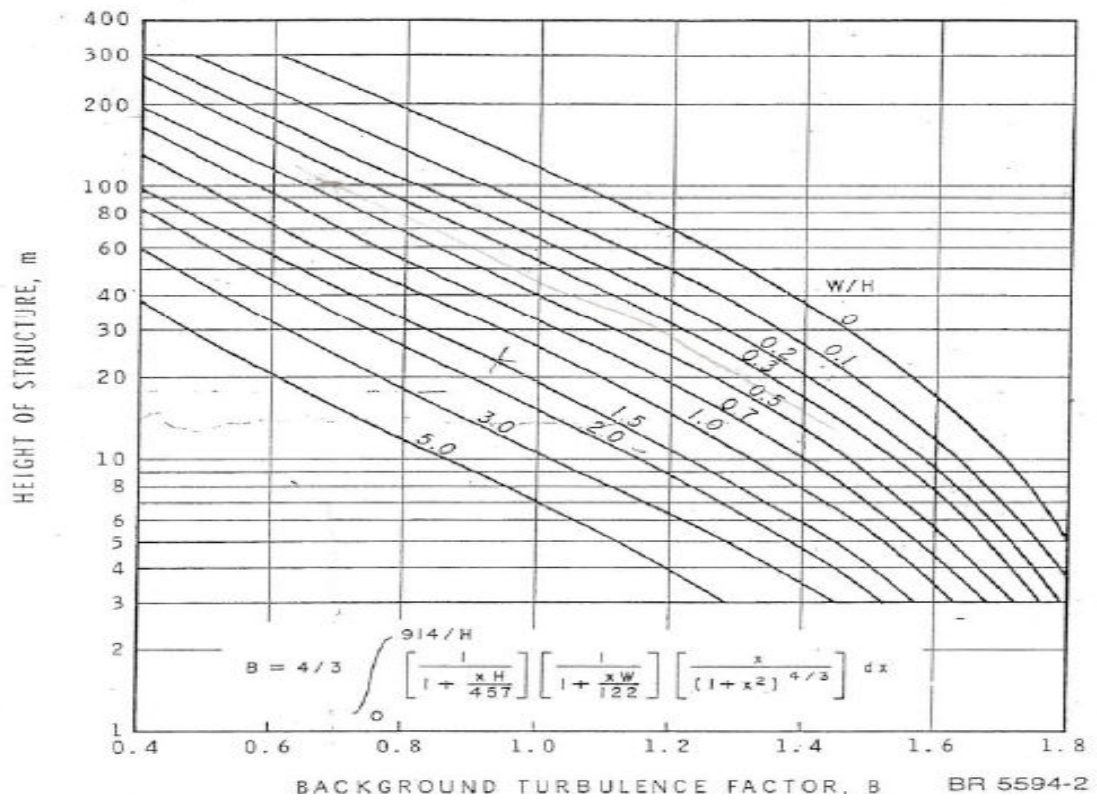
Şekil A.1 : Etki faktörü



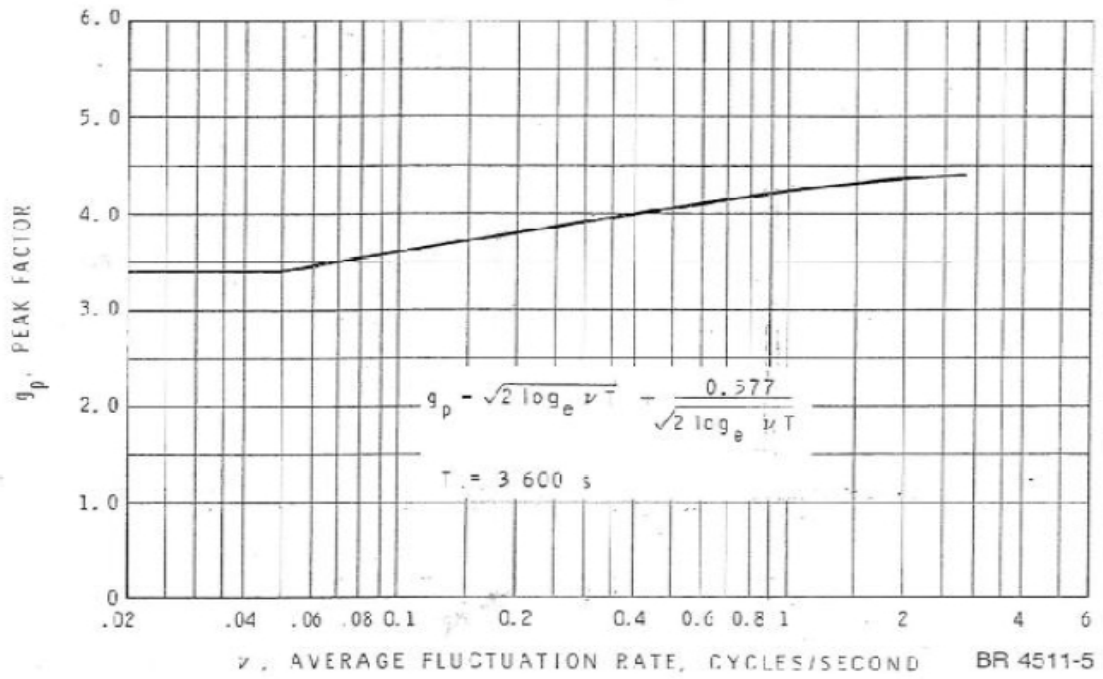
Şekil A.2 : Boyut küçültme faktörü



Şekil A.3 : Darbe etkisi enerji oranı



Şekil A.4 : Türbülans faktörü



Şekil A.5 : Peak faktörü

EK B

$m_{sd} (d' / d = 0.10)$	ρ_m	$\rho'_m (S220)$	$\rho'_m (S420)$	$\rho'_m (S500)$
0.236	0.276	0.000	0.000	0.000
0.24	0.281	0.004	0.004	0.004
0.25	0.292	0.015	0.015	0.015
0.26	0.303	0.026	0.026	0.026
0.27	0.314	0.037	0.037	0.037
0.28	0.325	0.049	0.049	0.049
0.29	0.336	0.060	0.060	0.060
0.30	0.347	0.071	0.071	0.071
0.31	0.358	0.082	0.082	0.082
0.32	0.369	0.093	0.093	0.093
0.33	0.381	0.104	0.104	0.105
0.34	0.392	0.115	0.115	0.116
0.35	0.403	0.126	0.126	0.127
0.36	0.414	0.137	0.137	0.138
0.37	0.425	0.149	0.149	0.149
0.38	0.436	0.160	0.160	0.160
0.39	0.447	0.171	0.171	0.172
0.40	0.458	0.182	0.182	0.183
0.41	0.469	0.193	0.193	0.194
0.42	0.481	0.204	0.204	0.205
0.43	0.492	0.215	0.215	0.216
0.44	0.503	0.226	0.226	0.227
0.45	0.514	0.237	0.237	0.239
0.46	0.525	0.249	0.249	0.250
0.47	0.536	0.260	0.260	0.261
0.48	0.547	0.271	0.271	0.272

Şekil B.1 : Dikdörtgen kesit çizelgeleri

ÖZGEÇMİŞ

Ad Soyad: Selçuk DOĞRU

Doğum Yeri ve Tarihi: İstanbul, 24.01.1984

Adres: Maltepe / İstanbul

Lisans Üniversitesi: Yıldız Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği

Selçuk DOĞRU, 1984 yılında İstanbul'da doğdu. İlk ve orta öğrenimini İstanbul'da yaptı. Lise eğitimini Üsküdar Çağrıbey Anadolu Lisesi'nde 1998 yılında tamamladıktan sonra 2002 yılında Yıldız Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'nde lisans eğitimine başladı. Lisans eğitimini tamamladıktan sonra 2006 yılında İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Yapı Mühendisliği Programı'nda lisansüstü eğitime başladı. Statik proje mühendisi olarak çalışmalarını sürdürmektedir.

