

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ LİSANSÜSTÜ EĞİTİM ENSTİTÜSÜ

**TBDY 2018'e ve ÇYTHYE 2018'e GÖRE YÜKSEK KATLI DIAGRİD
ÇELİK BİNANIN YAPISAL ANALİZİ VE TASARIMI**



YÜKSEK LİSANS TEZİ

Ceyhun YAVUZ

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

HAZİRAN 2021

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ LİSANSÜSTÜ EĞİTİM ENSTİTÜSÜ

**TBDY 2018'e ve ÇYTHYE 2018'e GÖRE YÜKSEK KATLI DIAGRİD
ÇELİK BİNANIN YAPISAL ANALİZİ VE TASARIMI**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

**Ceyhun YAVUZ
(501111015)**

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Dr. Öğr. Üyesi Pınar ÖZDEMİR ÇAĞLAYAN

HAZİRAN 2021

İTÜ, Lisansüstü Eğitim Enstitüsü'nün 501111015 numaralı Yüksek Lisans Öğrencisi Ceyhun YAVUZ, ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı "TBDY 2018'e ve ÇYTHYE 2018'e GÖRE YÜKSEK KATLI DIAGRİD ÇELİK BİNANIN YAPISAL ANALİZİ VE TASARIMI" başlıklı tezini aşağıda imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

Tez Danışmanı : **Dr. Öğr. Üyesi Pınar Ö. ÇAĞLAYAN**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Jüri Üyeleri : **Dr. Öğr. Üyesi Ömer Tuğrul TURAN**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Prof. Dr. Bilge DORAN
Yıldız Teknik Üniversitesi

Teslim Tarihi : **11 Haziran 2021**
Savunma Tarihi : **5 Temmuz 2021**





Demir Mete & Defne,



ÖNSÖZ

Bu çalışma 24 katlı bir diagrid çelik yapının ÇYTHYE 2018 ve TBDY 2018 göre analizi ve boyutlandırmasını amaçlamaktadır.

Bu tezin hazırlanmasında bana katkıda bulunan Doç. Dr. Barlas Özden ÇAĞLAYAN'a ve tez danışmanım Dr. Öğr. Üyesi Pınar ÖZDEMİR ÇAĞLAYAN'a teşekkür ederim. Ayrıca lisansüstü eğitimim boyunca bana her zaman destek olan eşime teşekkür ederim.

Haziran 2021

Ceyhun YAVUZ
(İnşaat Mühendisi)



İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ	vii
İÇİNDEKİLER	ix
KISALTMALAR	xi
ÇİZELGE LİSTESİ.....	xiii
ŞEKİL LİSTESİ.....	xv
ÖZET	xvii
SUMMARY	xix
1. GİRİŞ	23
1.1 Tezin Amacı	23
1.2 Yüksek Yapı Sistemleri.....	23
1.2.1 Çekirdek sistemler.....	28
1.2.2 Cephe sistemler	29
1.2.3 Son yıllarda yüksek yapılardaki ilerlemeler.....	33
1.3 Literatür Araştırması	33
2. YAPI GENEL BİLGİLER	41
2.1 Yapı Geometrik Bilgileri.....	41
2.2 Yapı Malzeme ve Kesit Özellikleri	43
2.3 Yapı Taşıyıcı Sistem Modeli	45
3. YAPI YÜKLER, BİRLEŞİMLERİ ve STABİLİTE TASARIMI	49
3.1 Yükler.....	49
3.1.1 Sabit yükler	49
3.1.2 Hareketli yükler.....	50
3.1.3 Kar yükü.....	50
3.1.4 Rüzgâr yükü	51
3.1.5 Deprem yükü.....	55
3.2 Doğrudan Analiz Yöntemi	58
3.3 Yük Birleşimleri	61
4. TBDY 2018 BÖLÜM 13'E GÖRE ÖN DEPREM HESABI	63
4.1 Genel Bilgiler	63
4.2 Bina Performans Düzeyleri	63
4.2.1 DD-1 Deprem düzeyi	63
4.2.2 DD-2 Deprem düzeyi.....	63
4.2.3 DD-3 Deprem düzeyi	64
4.2.4 DD-3 Deprem düzeyi	64
4.3 Bina Performans Düzeyleri	64
4.3.1 Kesintisiz kullanım performans düzeyi.....	64
4.3.2 Sınırlı hasar performans düzeyi	64
4.3.3 Kontrollü hasar performans düzeyi.....	65
4.3.4 Göçmenin önlenmesi performans düzeyi.....	65
4.4 Yüksek Bina Performans Hedefleri ve Tasarım Aşamaları	65

4.5 Yüksek Bina Taşıyıcı Sistem Elemanlarının Davranış Özellikleri	66
4.6 Birinci Adım Tasarım Hesabı (Ön Tasarım)	67
4.6.1 Yapısal analiz sonuçları	69
4.6.2 Görelî kat ötelenmelerinin değerlendirilmesi.....	72
4.6.3 İkinci mertbe etkilerinin dikkate alınması	75
4.6.4 Yapısal düzensizliklerin kontrolü.....	76
4.7 Birinci Adım Tasarım Aşaması Boyutlandırma Hesapları.....	77
4.7.1 Çekirdek moment aktaran çerçeve kirişlerin boyutlandırılması	77
4.7.2 Kolonların boyutlandırılması	81
4.7.3 Diagrid eğik kolonların boyutlandırılması	88
4.7.4 Kompozit ana kirişlerin boyutlandırılması.....	91
4.7.5 Kompozit tali kirişlerin boyutlandırılması	97
4.7.6 Çekirdek moment aktaran çerçeve kolon kiriş birleşiminin kontrolü	102
4.7.7 Çekirdek moment aktaran çerçeve kolon kiriş birleşiminin tasarımı.....	103
4.7.8 Kolon taban plakası ve ankrajların tasarımı	107
4.7.9 Cephe diagrid kolon düğüm noktası tasarımı.....	109
4.8 İkinci Adım Tasarım Hesabı (Ön Tasarım).....	111
5. TBDY 2018 BÖLÜM 13'E GÖRE KESİN DEPREM HESABI	113
5.1 Zaman Tanım Alanında Deprem Kayıtlarının Tanımlanması.....	113
5.1.1 Deprem kayıtlarının seçilmesi.....	114
5.1.2 Deprem kayıtlarının ölçeklendirilmesi.....	114
5.2 Zaman Tanım Alanında Hesap için Kütle Orantılı Sönümleme	115
5.3 Çelik elemanlara ait plastik mafsâl şekil değiştirme sınırları.....	116
5.4 Kat Ötelenmelerinin Kontrolü.....	119
5.5 Bina Performans Hedefinin Kontrolü.....	121
6. SONUÇ VE ÖNERİLER.....	125
6.1 Sonuçlar.....	125
6.2 Öneriler.....	126
KAYNAKLAR.....	126
ÖZGEÇMİŞ.....	131

KISALTMALAR

AFAD	: Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı
AISC	: American Institute of Steel Construction
ASCE	: American Society of Civil Engineer
BKS	: Bina Kullanım Sınıfı
BÖÇ	: Burkulması Önlenmiş Çapraz
ÇYTHYE	: Çelik Yapıların Tasarım Hesap Yapım Esaslarına Dair Yönetmelik
DD-1	: 50 Yılda Aşılma Olasılığı %2 Olan Deprem Yer Hareketi Düzeyi
DD-2	: 50 Yılda Aşılma Olasılığı %10 Olan Deprem Yer Hareketi Düzeyi
DD-3	: 50 Yılda Aşılma Olasılığı %50 Olan Deprem Yer Hareketi Düzeyi
DD-4	: 50 Yılda Aşılma Olasılığı %68 Olan Deprem Yer Hareketi Düzeyi
DGT	: Dayanıma Göre Tasarım
DTS	: Deprem Tasarım Sınıfı
GÖ	: Göçmenin Önlenmesi Performans Düzeyi
KH	: Kontrollü Hasar Performans Düzeyi
KK	: Kesintisiz Kullanım Performans Düzeyi
MÇ	: Merkezi Çapraz
SH	: Sınırlı Hasar Performans Düzeyi
ŞDGT	: Şekil Değiştirmeye Göre Tasarım
YDGT	: Yük ve Dayanım Katsayılarına Tasarım
TBDY	: Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği
DAY	: Doğrudan Analiz Yöntemi
EBY	: Etkin Boy Yöntemi
İYBRY	: İstanbul Yüksek Binalar Rüzgâr Yönetmeliği,



ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 1.1 : Cephe eğik kolon, kolon ve çapraz kesitleri [19].	33
Çizelge 2.1 : Sıcak haddelenmiş yapısal çeliklerde F_y ve F_u [10].	43
Çizelge 2.2 : Yapısal boru ve kutu profillerde F_y ve F_u [10].	43
Çizelge 2.3 : Bulonların F_{yb} ve F_{ub} değerleri (MPa) [10].	43
Çizelge 2.4 : Cephe eğik kolon, çekirdek kolon.	44
Çizelge 2.5 : Döşeme Ana kiriş, tali kiriş ve çevre kiriş kesitleri.	44
Çizelge 2.6 : Beton sınıfları ve dayanımları [28].	44
Çizelge 3.1 : TS EN 1991-1-3'e göre maruz kalma katsayısı [25].	50
Çizelge 3.2 : TS EN 1991-1-3'e göre kar yükü şekil katsayısı [25].	50
Çizelge 3.3 : Dış, iç ve net basınç katsayıları.	53
Çizelge 3.4 : Net basınç katsayıları.	54
Çizelge 3.5 : Kısa periyod bölgesi için Yerel Zemin Etki Katsayısı [24].	56
Çizelge 3.6 : 1.0 saniye periyod bölgesi için Yerel Zemin Etki Katsayısı [24].	56
Çizelge 3.7 : BKS ve I tablosu [24].	57
Çizelge 3.8 : Deprem tasarım sınıfları [24].	57
Çizelge 3.9 : BYS ve DTS'ye göre tanımlanan bina yükseklik aralıkları [24].	58
Çizelge 4.1 : DTS'ye göre Yüksek Yapılar için Performans Hedefi ve Tasarım Yaklaşımı [24].	65
Çizelge 4.2 : Bina periyod ve modal kütle katılım oranı.	70
Çizelge 4.3 : Bina kat kütleleri.	71
Çizelge 4.4 : Taban kesme kuvvetleri.	71
Çizelge 4.5 : Bina etkin görelî kat ötelenmeleri.	72
Çizelge 4.6 : Bina ikinci mertebe etkilerinin değerlendirilmesi.	75
Çizelge 4.7 : B2 türü düzensizliğin incelenmesi.	76
Çizelge 4.8 : R_y ve R_t katsayıları [24].	78
Çizelge 4.9 : Cephe diagrid eğik kolon, maksimum basınç ve çekme yükleri.	88
Çizelge 4.10 : Kiriş kolon birleşimi uygulama sınırları [24].	106
Çizelge 4.11 : Kiriş kolon birleşimi kesit tesirleri.	106
Çizelge 4.12 : Çekirdek kolon ve diagrid eğik kolon, taban yükler.	109
Çizelge 4.13 : Cephe diagrid eğik kolon, düğüm noktası yükler.	111
Çizelge 5.1 : Hesapta kullanılan deprem kayıtları.	114
Çizelge 5.2 : Çelik kirişlerde plastik dönme sınırları [24].	117
Çizelge 5.3 : Merkezi çaprazlı çelik çerçevelerin şekildeğiştirme sınırları [24].	118
Çizelge 5.4 : Diagrid eğik kolonlar için basınç altında eksenel şekil değiştirme sınırları.	118
Çizelge 5.5 : Diagrid eğik kolonlar için çekme altında eksenel şekil değiştirme sınırları.	118

Çizelge 5.6 : Diagrid eğik kolonlar için çekme altında aksenal şekil değiştirme sınırları. 124



ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 1.1 : Park Row Building [30].	24
Şekil 1.2 : Empire State Building [31].	24
Şekil 1.3 : Fazlur Han'a göre Yüksek Yapı Sistemleri [19].	25
Şekil 1.4 : İç Yapısal Sistemler [19].	26
Şekil 1.5 : Dış Yapısal Sistemler [19].	27
Şekil 1.6 : Moment aktaran sistem ile çaprazlı sistem etkileşimi [19].	28
Şekil 1.7 : Outrigger sistem [19].	29
Şekil 1.8 : Tüp sistemlerde kesme gecikmesi [19].	30
Şekil 1.9 : Tüp sistemlerde kesme gecikmesi [19].	31
Şekil 1.10 : Swiss Re Building [18].	34
Şekil 1.11 : Hearst Tower [18].	35
Şekil 1.12 : CCTV Building [18].	36
Şekil 1.13 : Capital Gate Building [18].	37
Şekil 1.14 : Lotte Super Tower [18].	38
Şekil 2.1 : Diagrid yapı plan.	41
Şekil 2.2 : Diagrid yapı cephe ve çekirdek.	42
Şekil 2.3 : Diagrid yapı 3 boyutlu katı modeli.	46
Şekil 3.1 : Rüzgâr yönüne bağlı olarak D ve E yüzeyleri.	53
Şekil 3.2 : Yüksekliğe bağlı rüzgâr yükü.	54
Şekil 3.3 : Vorteks Yüklerinin Oluşumu [26].	55
Şekil 3.4 : İkinci Mertebe Etkileri	59
Şekil 3.5 : EBY ve DAY Karşılaştırılması	60
Şekil 4.1 : TBDY 2018 Performans Düzeyleri [24].	64
Şekil 4.2 : TBDY 2018 Kapasitesi Korunan Bölgeler [24].	67
Şekil 4.3 : DD-2 yatay elastik tasarım ivme spektrumu.	68
Şekil 4.4 : DD-2 düşey elastik tasarım ivme spektrumu.	69
Şekil 4.5 : DD-2 Kat Yer değiştirmeleri.	73
Şekil 4.6 : DD-2 Kat Ötelenmeleri.	74
Şekil 4.7 : Kompozit eleman karşılıklı etki diyagramı [10].	83
Şekil 4.8 : Kompozit eleman karşılıklı etki diyagramı.	87
Şekil 4.9 : Kompozit Döşeme Tip Kesit.	92
Şekil 4.10 : Kompozit döşeme sacı detay tip kesit.	93
Şekil 4.11 : Kompozit ana kiriş enkesit.	95
Şekil 4.12 : Kompozit kiriş kayma çivisi yerleşimi.	96
Şekil 4.13 : Mekanizma durumu kolon ve kiriş uç momentleri [24].	102
Şekil 4.14 : Plastik mafsal kesit tesirleri [24].	104
Şekil 4.15 : Kolon kiriş birleşim detayı.	105
Şekil 4.16 : Kolon kiriş birleşim analiz sonucu.	107
Şekil 4.17 : Çekirdek kolon taban plakası detayı.	107
Şekil 4.18 : Diagrid kolon taban plakası detayı.	108

Şekil 4.19 : Çekirdek kolon taban plakası analiz sonucu.	108
Şekil 4.20 : Diagrid kolon taban plakası analiz sonucu.	109
Şekil 4.21 : Diagrid eğik kolon düğüm noktası.	110
Şekil 4.22 : Diagrid eğik kolon düğüm noktası.	110
Şekil 4.23 : DD-4'ye göre azaltılmamış yatay elastik tasarım ivme spektrumu.....	112
Şekil 5.1 : DD-1'e göre yatay elastik tasarım ivme spektrumu ve deprem kayıtları	115
Şekil 5.2 : III. Aşama deprem hesabı X-X yönü kat ötelenmeleri.	119
Şekil 5.3 : III. Aşama deprem hesabı X-X yönü kat ötelenmeleri.	120
Şekil 5.4 : $X = 0$ ve $Y = 0$ m diagrid eğik kolon plastik mafsallar.	121
Şekil 5.5 : $X = 27$ m ve $Y = 27$ m diagrid eğik kolon plastik mafsallar.	122
Şekil 5.6 : Diagrid eleman plastik mafsal aksenal şekil değiştirmeleri.	123



TBDY 2018'E ve ÇYTHYE 2018'e GÖRE YÜKSEK KATLI DIAGRID ÇELİK BİNANIN YAPISAL ANALİZİ VE TASARIMI

ÖZET

Yüksek çelik yapılarda yatay yük taşıyıcı sistemler oldukça önemlidir. Bunun için yıllardır kullanılan geleneksel sistemlerin yanında yeni yatay yük taşıyıcı sistemler geliştirilmiştir. Diagrid yapı sistemleri son yıllarda geliştirilen en önemli yatay yük taşıyıcı yapı sistemidir.

Diagrid, diyagonal ve grid kelimelerinin birleşmelerinden oluşmaktadır. Diagrid yüksek yapı sistemleri, yapı ortasında bulunan çekirdek ve cephede ki eğik kolonlardan oluşmaktadır. Bu sistemde yapı ortasında bulunan çekirdek sistem genellikle yapıda ki düşey yükleri karşılamaktadır. Bu sistemin cephesinde bulunan diagrid elemanlar yapıya mimari açıdan yapıya estetik görüntü katmaktadır. Yapı üzerine gelen yatay yüklerden kaynaklanan moment ve kesme etkileri diagrid yapı elemanlarında oluşan basınç ve çekme etkileri ile karşılanmaktadır.

Bu çalışmada yüksek katlı diagrid çelik yapı yapısal analizi ve tasarımı yapılmış olup sonuçlar incelenmiştir. Bu yapının yapısal analizinde SAP2000 programı kullanılmıştır. Yapının yapısal analizi ve boyutlandırma hesapları ÇYTHYE 2018 ve TBDY 2018'e göre yapılmıştır.

Bu çalışma toplam 6 bölümden oluşmaktadır. İlk bölümde diagrid sistemlerin, sismik yükler altında yapısal davranışı hakkında yapılan çalışmalara yer verilmiştir. Tezin amacı hakkında bilgi verilmiştir.

İkinci bölümde bu çalışmaya konu olan yapı hakkında tasarım bilgileri verilmiştir. 27 m en, 27 m boy ve 96 m yüksekliğe sahip olan bu yapı İstanbul'un Beşiktaş ilçesinin Levent mahallesinde yapılacağı düşünülmüştür. Yapı her iki yönde de simetriktir. Yapının cephesinde bulunan bir diagrid modül toplam 6 katı kapsamakta olup yapı yüksekliği boyunca 4 adet diagrid modülden oluşmaktadır. Yapının diagrid eğik kolonlarına, çevre kirişlerine, kat kirişlerine, tali kirişlerine ve dairesel beton dolgulu kompozit kolon elemanlarına ait kesit bilgileri verilmiştir. Yapıda kullanılan sıcak haddelenmiş elemanlara, cıvatalara, kaynak metaline ait malzemelerin mekanik özellikleri belirtilmiştir. Yapı elemanlarına ait bilgiler değerlendirilmiştir.

Üçüncü bölümde YDKT'ye göre yükler ve yük birleşimleri gösterilmiştir. Bu yapının hesabında kullanılan genel analiz yöntemi hakkında bilgi verilmiştir. Ölü yükler ve hareketli yükler TS 498'e göre belirlenmiştir. Kar yükleri TS EN 1991-1-3'e göre belirlenmiştir. Rüzgâr yükleri TS EN 1991-1-4'e göre belirlenmiştir. Deprem yükleri ve parametreleri TBDY 2018' göre belirlenmiştir. Yapı, yüksek yapı sınıfına girdiği için TBDY 2018 Bölüm 13'e göre hesap yapılacağı belirlenmiştir. Buna göre 3 adımda hesap yapılacaktır. Birinci ve ikinci adımda doğrusal deprem analiz yapılacak olup üçüncü adımda ise doğrusal olmayan analiz yapılacaktır.

Dördüncü bölümde doğrusal analiz yöntemleri anlatılmıştır. Birinci adımda yeni yapılacak olan çelik yapıların KH performans hedefinin sağlanması ve tasarım

yaklaşımının DGT olması gereklidir. DD-2 deprem yer hareketi altında azaltılmış deprem yükleri hesaplanarak yapısal analiz yapılmıştır. Bu performans hedefini gerçekleştirmek için mod birleştirme analizi yapılmıştır. Göreli kat ötelenmeleri hesaplanmış olup TBDY 2018'e göre belirlenen hedefleri karşıladığı görülmüştür. Diagrid eğik kolonların, çevre kirişlerinin, kat kirişlerinin, tali kirişlerin ve dairesel beton dolgulu kompozit kolonların TBDY 2018 Bölüm 9'a göre ve ÇYTHYE 2018'e göre tasarımı yapılmıştır. Bazı önemli düğüm noktası detaylarının 3 boyutlu sonlu elemanlar analizi Idea Statica programı ile gerçekleştirilmiştir. İkinci adımda ise DD-4 deprem yer hareketi altında, yeni yapılacak olan çelik yapıların KK performans hedefinin sağlanması ve tasarım yaklaşımının DGT olması gereklidir. Bu bölümde yapılan hesaplar bir önceki bölümdeki hesaplara benzediği için ayrıca çalışmaya dahil edilmemiştir.

Beşinci bölümde ise üçüncü aşama hesap yapılmıştır. Bu aşamada DD-1 deprem yer hareketi altında normal performans hedefi olarak GÖ performans hedefinin sağlanması ve tasarım yaklaşımının ŞDGT olması gereklidir. Bu performans hedefini gerçekleştirmek için zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yapılmıştır. Yapılan hesap sonucunda yapı kat ötelenmeleri ve plastik mafsal sonuçları incelenmiştir.

Altıncı bölümde ise elde edilen sonuçlar incelenmiştir. Bu sonuçlara göre ileride bu konuyla ilgili yapılacak çalışmalar hakkında bilgi verilmiştir.

STRUCTURAL ANALYSIS AND DESIGN OF HIGH-RISE STEEL DIAGRID BUILDING ACCORDING TO TBDY 2018 and ÇYTHYE 2018

SUMMARY

Lateral load resisting systems are very important on high-rise steel structures. For this reason, new lateral load bearing systems are improved besides traditional lateral load bearing systems in recent years. Most popular one is Diagrid structural systems that are most efficient in high rise steel structures.

Diagrid is consisting of combined of diagonal and grid words. Diagrid high rise structural systems involve a core at the center and inclined diagrid frames at the facade. General the core system which is at the center carries horizontal loads and diagrid members are carry vertical loads. Moment and shear effects which are caused by lateral loads are bears with diagonal member by pressure and tension on the frames.

In this study, a diagrid high-rise building is analyzed with SAP2000 structural analysis program. Structural analysis and design works were carried out according to the ÇYTHYE 2018 and TBDY 2018.

This thesis compares with 6 sections. In the first section general information are given about structural behavior of diagrid systems and high-rise buildings under seismic loads. High-rise buildings first emerged in America as masonry building system. Then moment resisting frame system was replaced with masonry building system for high rise building. Many structures were built with this system between 1899 to 1931. But this type of buildings was overdesign because of lack of modern computer infrastructure and calculation methods. In 1960s new building systems were emerged thanks to development of computer technology and calculation methods. Firstly, this new building systems are classified by Fazlur Han. In recent years high-rise building systems are divided into two main groups which are core systems and facade systems.

In this study, one of the most important high-rise building systems that diagrid systems are examined. Some kinds of papers were aimed to compare different angle diagrid structures with each other. Best diagrid angle is 69° according to the related papers. Some kinds of papers were evaluated seismic performance factors of diagrid structures which are R , D and C_t . Another paper was shown some diagrid buildings around the world. Next one was compared some kind of forms like circular, twisted, tilted, tapered and free formed diagrid structures. Lastly some papers were suggested some solutions for enhance ductility of diagrid structures.

In the second section some information given about building. This building 27 m to 27 m planar dimensions and 96 m height. It is located in Levent district, Beşiktaş, İstanbul. The building is symmetrical both two directions. One diagrid module is consisted of six floors so all of the building are included four diagrid modules. Columns are concrete filled circular composite sections; diagrid members are pipe section. Periphery beams and inner beams are H section, secondary beams are I

section. After that material grades of hot-rolled profiles, bolts and welding metals were explained in detail.

Earthquake energy were dissipated with axial plastic hinges which are located in the middle of diagrid frames, rotational plastic hinges which are located in the end of the periphery beams respectively. Other members are remained plastic during the earthquake. Joints are designed with Idea Statica software. It is assumed that all of the joints have sufficient rigidity. Some of them and its results are indicated in this thesis.

In the third section load combinations are described according to the LRFD (YDKT). Dead loads and live loads, snow loads, wind loads and earthquake loads are indicated according to the TS – 498, TS EN 1991-1-3, TS EN 1991-1-4 and TBDY 2018 code respectively. This building was evaluated as high rise building and were designed to step by step according to the TBDY 2018 Section 13. Structural analysis is carried out with general analysis method. Second order effects are considered in the structural analysis.

In the fourth section first and second step structural analysis and design are done. This building is high-rise building due to DTS and BYS is 1. This building analyzed and design in three steps. In first step it is aimed that building is ensured IO (KH) performance level under DD-2 (DBE) earthquake level. It is analyzed with response spectrum analysis. In second step it is aimed that building is ensured OL (KK) performance level under DD-4 (SLE) earthquake level. It is analyzed with response spectrum analysis. In third step it is aimed that building is ensured CP (GÖ) performance level under DD-1 (MCE) earthquake level and it is analyzed with time-history analysis. Damping ratio are considered as %5.

Building members are selected as high ductile member but diagrid structural systems are not described clearly both TBDY code and other national codes. So seismic factors as R , Ω and C_t are selected as 3 according to the ASCE 7-16 code table 12.2.1.

Horizontal and vertical elastic design acceleration spectrums are calculated. First step analysis is finished. Story drifts are checked according to the TBDY 2018. Base shear forces are compared in terms of wind and earthquake loads. Earthquake loads are dominated on horizontal loads. Irregularities are checked.

Core beams and composite core columns, diagrid inclined members, periphery beams and floor beams are designed in reference to TBDY 2018 Section 9 and ÇYTHYE 2018. Diagrid inclined members are designed as high ductile members. These parts could be present plastic manner during the huge earthquakes. But other members should be stayed elastic.

Second step analysis response spectrum analysis performed according to the DD-4 earthquake level. Damping ratio are considered as %2.5. Results are not mentioned in this study because results are very close to first step analysis.

In fifth section of this study third step analysis are carried out. Time history analysis are performed. Damping ratio are considered as %2.5. 11 earthquake records are selected with regard to fault distance and soil class from PEER database. These records scaled with regard to DD-1 earthquake level.

Mass proportional damping are considered because this study is high rise building. First 3 periods are sufficient for mass proportional damping. Rotational deformation limits of periphery beams and columns are calculated. Finally axial deformation limits of diagrid inclined members are calculated as sections.

It is seen that story drifts are remain in limits after performing time history analysis. Maximum drifts are reviewed under MHV earthquake record.

Plastic hinges are formed only in the inclined diagrid members. Other members are remained elastic during to the analysis.

All of the plastic hinges are ensured the CP (GÖ) performance level under all of the earthquake records. Plastic hinges generally placed between story 3 to story 15.

In the final section plastic hinge results are checked in detail. Some structural members are suggested for increasing of ductility of diagrid systems.





1. GİRİŞ

Yapılarda yükseklik arttıkça deprem ve rüzgâr yüklerinden dolayı yatay yük taşıyıcı sistemler önemli hale gelmiştir. Yüksek yapılarda yatay yük taşıyıcı sistemler olarak genellikle, moment aktaran çerçeve sistemler, merkezi çaprazlı sistemler, dışmerkez çelik çaprazlı sistemler kullanılmaktadır. Bu tip yatay yük taşıyıcı sistemlerin yanında, ilave olarak bağ kirişli veya bağ kirişsiz betonarme perdeli çekirdekler de yüksek yapılarda ilave yatay rijitlik sağlamaktadır. Bu sistemlere ait yapısal özellikler ve tasarım parametreleri, yapısal tasarım yönetmeliklerinde açıkça anlatılmaktadır.

Özellikle son 20 yılda yüksek yapı tasarımında, diyagonal ve grid kelimelerinin birleşmesinden oluşan diagrid sistemler, yapının çevresinde çaprazlardan ve çevre kirişlerinden oluşmaktadır. Bu sistemler yüksek yapılara etkin yatay rijitliğin yanı sıra mimari avantajlarda kazandırmaktadır.

Bu çalışmada diagrid yüksek yapı sisteminin yapısal analizi ve tasarımı, ülkemizde yakın zamanda kullanılmaya başlanılan TBDY 2018 ve ÇYTHYE 2018'ya göre aşamalar halinde anlatılmaktadır.

1.1 Tezin Amacı

24 katlı diagrid çelik yapı sisteminin hesap ve tasarımı TBDY 2018 ve ÇYTHYE 2018 yönetmeliklerine göre yapılacaktır. Bu yönetmeliklerin yetersiz kaldığı kısımlarda ASCE 7-10 ve AISC 360-10 yönetmeliklerinden faydalanılmıştır. Oluşturulan bu yapı sistemi yüksek yapı sistemidir. Bu yapı sisteminin mevcut yükler altında yapısal analizi ve tasarımı yapılmıştır.

1.2 Yüksek Yapı Sistemleri

Yüksek yapılar ilk olarak 1800'lü yılların sonunda Amerika'da ortaya çıkmıştır. Yüksek yapı inşa etmekteki en önemli amaç daha fazla mekân kazanmaktır. Bu sayede aynı alan üzerinde daha ekonomik ticari alanlar elde edilir. Yüksek yapılar yıllar

içerisinde rijit çerçeve sistemlerden tûp sistemlere, outrigger sistemlere ve son olarak da diagrid sistemlere doğru değişim göstermiştir.



Şekil 1.1 : Park Row Building [30].

İlk zamanlarda genel olarak yığma yapı sistemleri kullanılmaktaydı. Fakat yapı yüksekliği arttıkça yapı cephesinde boşluk açma imkânı ortadan kalkmakta ve yapının kendini taşıyamama sorunu ortaya çıkmaktaydı. Bu sebeple yığma yapılar yerine rijit çerçeve sistemler kullanılmaya başlanmıştır.

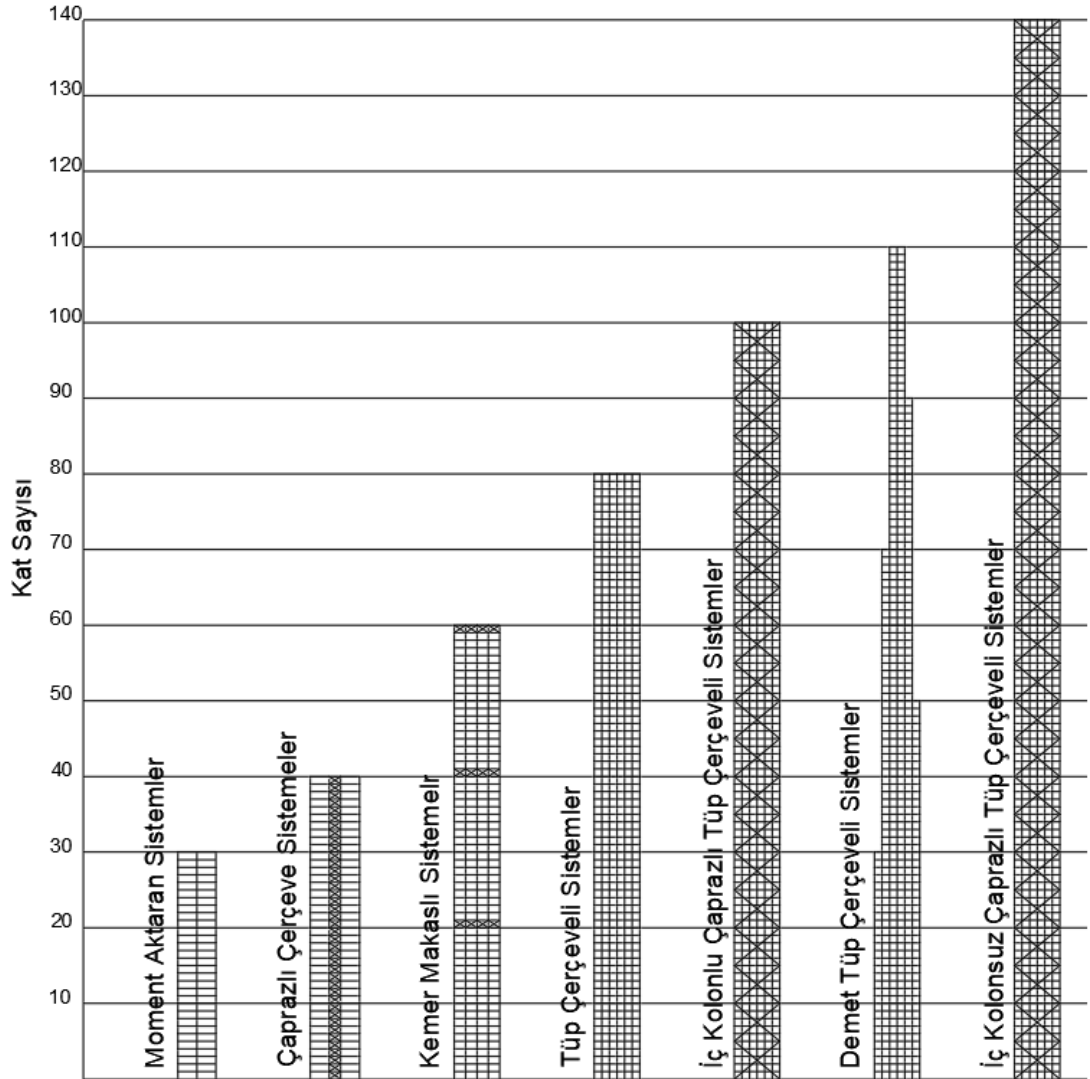


Şekil 1.2 : Empire State Building [31].

1899 da 30 katlı Park Row Building (Şekil 1.1) ile başlayan yüksek yapılar, 1931 yılında inşaat edilen 103 katlı Empire State Building (Şekil 1.2) ile zirveye ulaşmıştır. Bu tip yapılarda rijit çerçeve sistemler ve rüzgâr çerçeveleri kullanılmıştır. Bu sistemler, günümüzdeki modern hesap yöntemleri ve bilgisayar altyapısı olmadığı için çok ağır çözülmüş olup aşırı malzeme kullanılmıştır.

1960'lar da bilgisayar teknolojisinde ve hesap yöntemlerindeki ilerlemeler sonucunda modern yapı sistemleri ortaya çıkmaya başlamıştır.

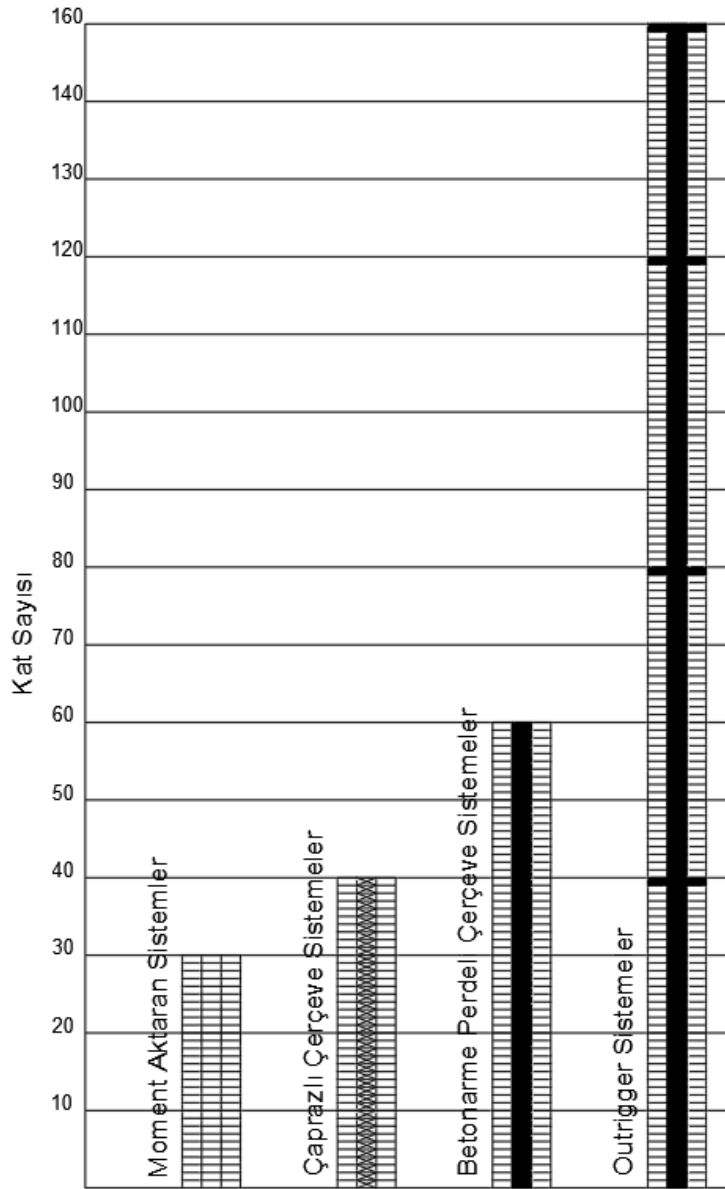
Yapılarda ölü ve hareketli yük gibi düşey yükler ile deprem ve rüzgâr gibi yatay yükler bulunmaktadır. Yapı yatay yüklerden oluşan etkileri karşılamak için yeterli eğilme ve kesme rijitliğine sahip olmalı ve aynı zamanda düşey yük taşıma kapasitesini kaybetmemelidir.



Şekil 1.3 : Fazlur Han'a göre Yüksek Yapı Sistemleri [19].

Düşey yükler altında kat yüksekliği arttıkça, yatay elemanlar, açıklıklar değişmedikçe aynı kalır ama kolon kesitleri alt katlara doğru basınç etkisinden dolayı artar. Fazlur Khan'ın araştırmalarına göre yatay yükler altında ise rijit çerçeve sistemler kullanıldığında, yapı yüksekliği 10 kat üzerine çıktığında, artık yapının tasarımını yatay ötelenmeler belirlemekte ve yapının yatay rijitliği önemli hale gelmektedir. Bunun sonucunda yükseklik ile ilişkili olarak yapı sistemleri sınıflandırılmıştır (Şekil 1.3)

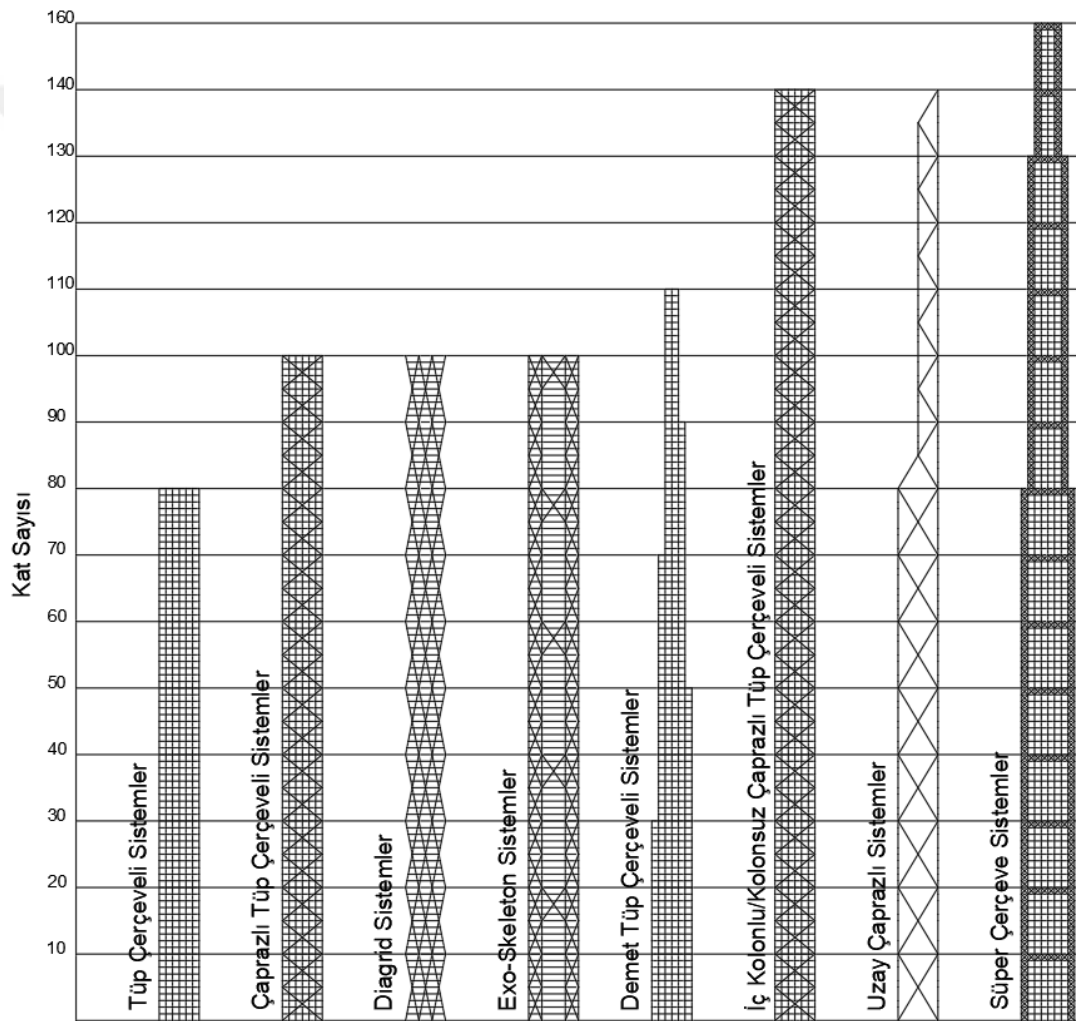
Buna göre en uygun yapı sistemleri, yükseklik arttıkça sırasıyla moment aktaran sistemler, çaprazlı sistemler, moment aktaran sistem ile çaprazlı sistemlerin beraber kullanıldığı sistemler, kemer makaslı sistemler ve tüp sistemler olarak belirlenmiştir.



Şekil 1.4 : İç Yapısal Sistemler [19].

Son yıllarda yapılan çalışmalarda yatay yük taşıyışı yapı sistemleri çekirdek sistemler ve cephe sistemler olarak ikiye ayrılmıştır.

Çekirdek yapısal sistemler sırasıyla moment aktaran sistemler, çaprazlı sistemler, moment aktaran sistemlerin çaprazlı sistemler ile beraber kullanıldığı sistemler ve outrigger sistemlerdir. Cephe yapısal sistemler ise sırasıyla moment aktaran sistemler, çelik çaprazlı sistemler, diagrid sistemler, exo-skeleton sistemler, demet tüp sistemler, çelik çaprazlı tüp sistemler, uzay makaslı sistemler ve süper çerçevelerdir. Bu sistemler grafik halinde sırasıyla Şekil 1.4 ve Şekil 1.5’de gösterilmiştir (Ali ve Moon, 2007).



Şekil 1.5 : Dış Yapısal Sistemler [19].

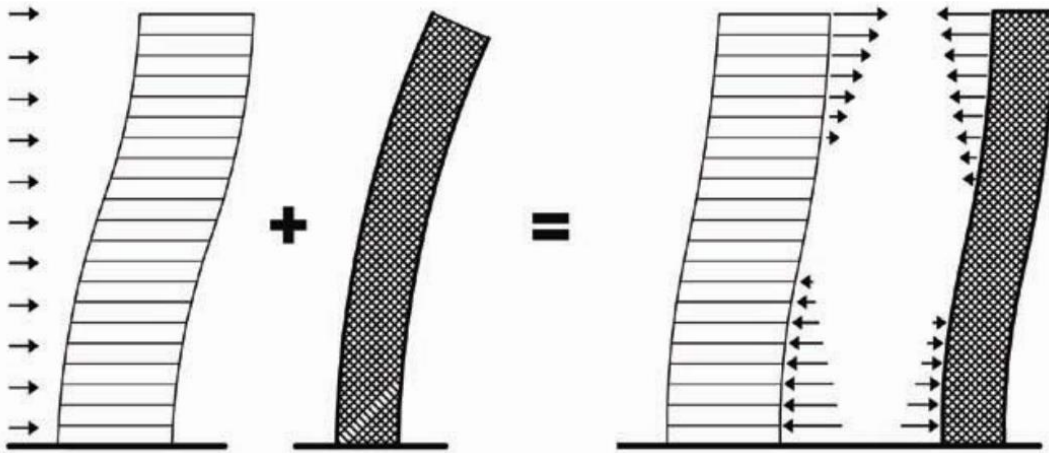
1.2.1 Çekirdek sistemler

Çekirdek yapısal sistemler sırasıyla moment aktaran sistemler, çaprazlı sistemler, moment aktaran sistemlerin çaprazlı sistemler ile beraber kullanıldığı sistemler ve outrigger sistemlerdir.

Moment aktaran sistemler kolonlar ile kirişlerin rijit düğüm noktaları ile birbirlerine bağlandıkları sistemlerdir. Kolonların kesitleri genellikle düşey yükler tarafından kontrol edilirken yatay kirişlerin kesitleri yapının yatay yükleri tarafından kontrol edilir. Bu kolonlar yapının çekirdeği etrafına yer alır.

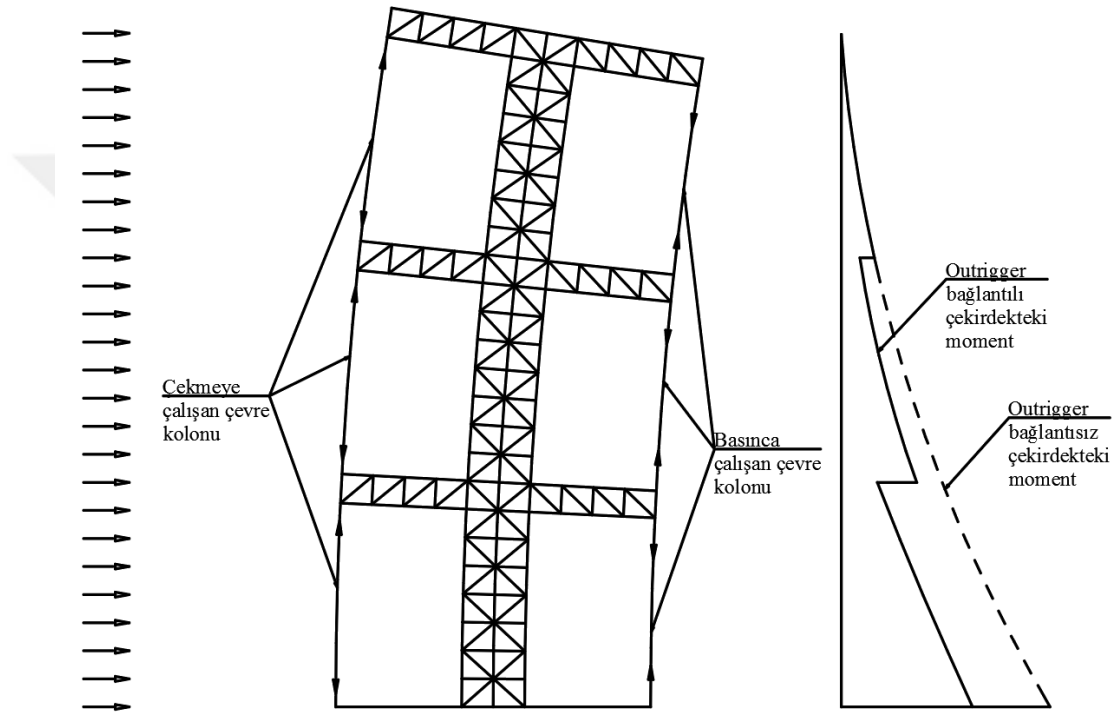
Çapraz sistemler genelde dikey makas sistem olarak teşkil edilirler ve yatay yükleri aksenal rijitlikleri ile karşılarlar. Bunlar çerçeve kolonları arasında genellikle A, V ve X formunda teşkil edilirler. Bu sistemler merkezi çaprazlı sistemler ve dışmerkez çelik çaprazlı sistemler olarak ikiye ayrılırlar. Merkezi çaprazlı sistemler daha hafif olmasına karşın sünekliği azdır. Bu sebeple genellikle deprem bölgelerinde nispeten sünekliği daha yüksek olan dışmerkez çelik çaprazlar kullanılır.

Bu sistemlere nazaran daha yüksek yapılar elde etmek için moment aktaran sistemler ile çaprazlı sistemler beraber kullanılırlar. Bu sistemler tek başına kullanıldığı zaman 30 kattan daha yüksek yapılarda etkili değilken beraber kullanıldıklarında 70 katlı yapılarda yaygın olarak kullanılmaktadır. Bu iki sistemin yatay yükler altındaki şekil değişme grafiği izlendiğinde yapının üst katlarında moment aktaran sistem çaprazlı sisteminin yatay hareketini sınırlarken alt katlarda çaprazlı sistem moment aktaran sistemi sınırlar (Şekil 1.6).



Şekil 1.6 : Moment aktaran sistem ile çaprazlı sistem etkileşimi [19].

Daha yüksek yapı sistemleri elde etmek için outrigger sistemler kullanılmaktadır. Bu sistemlerde rijit bir çekirdek sisteminin yanında dış cephede belli noktalardan bağlı aksel kuvvete çalışan çevre kolonları vardır. Bu sayede yapı çekirdeğinde oluşan devrilme momentleri bağlantı noktalarında azaltılmaktadır. Bu yapı sistemlerinde cephede nispeten daha küçük boyutlu kolon ve kirişler kullanılmasıyla daha fazla açık alan elde edilmektedir. Fakat bazı katlardaki çekirdek cephe kolon bağlantılarının aşırı büyüklüğü sebebiyle bu katlar kullanım dışı kalmaktadır. Bu sistemin kullanılmasıyla 150 ve daha fazla katlı yapılar elde etmek mümkündür.



Şekil 1.7 : Outrigger sistem [19].

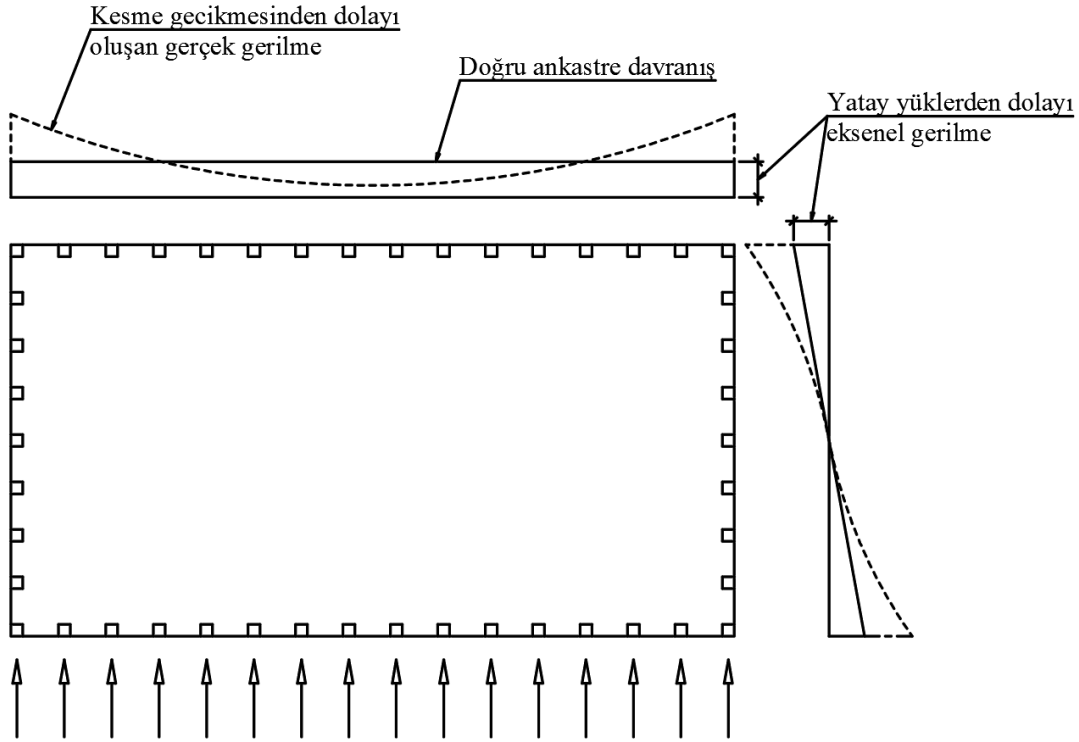
1.2.2 Cephe sistemler

Cephe yapısal sistemler ise sırasıyla moment aktaran sistemler, çelik çaprazlı sistemler, diagrid sistemler, exo-skeleton sistemler, demet tüp sistemler, çelik çaprazlı tüp sistemler, uzay makaslı sistemler ve süper çerçevelerdir.

Cephe sistemleri içinde yaygın olarak kullanılan tüp sistemler cephesinde bulunan sık kolonlar ile 3 boyutlu olarak yatay yüklere karşı koyarlar. Bu sistemin ilk örneklerinden olan 43 katlı DeWitt-Chestnut Apartmanı, 1961 de Fazlur Han tarafından tasarlanmış olup 1965 yılında tamamlanmıştır. Daha sonraki yıllarda bu sistemler kullanılarak 110 katlı Sears Tower, 100 katlı John Hancock Centre, 83 katlı

Amoco Building Chicago’da, 110 katlı World Trade Centre Tower kulesi Newyork’da yapılmıştır.

Bu sistemlerde cephede merkezden merkeze uzaklığı 1.5 m ile 4.5 m aralığında değişen kolonlar ile derinliği 600 mm ile 1200 mm arasında değişen kirişlerden teşkil edilmektedir. Kalan boşluklarda yapının cephe elemanları oluşturulmaktadır.



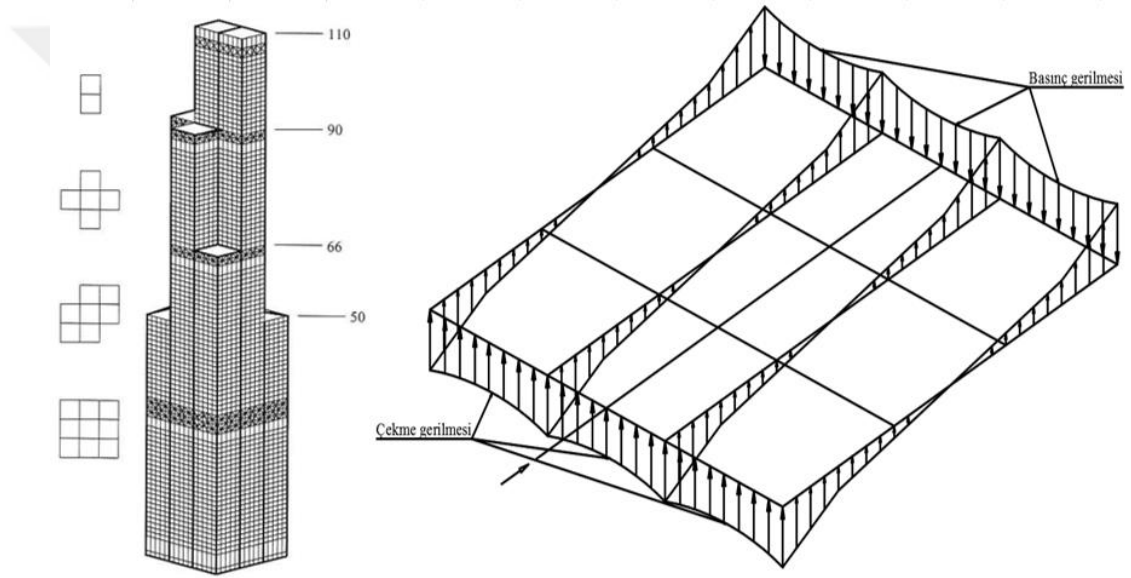
Şekil 1.8 : Tüp sistemlerde kesme gecikmesi [19].

Tüp sistemlerin cephe kolonlarında yatay yük etkisinde kolon aksel yükleri eşit dağılmamaktadır. Yatay yüke paralel yöndeki cephelerdeki kolonlarda köşe kolonlara gidildikçe lineer olmayan aksel yük dağılımı oluşmaktadır. Rüzgâra dik yöndeki kolonlarda ise cephenin ortasındaki kolonlardan köşe kolonlara gittikçe aksel yük etkisi artmaktadır. Bu durum kesme gecikmesi etkisidir (shear-lag effect) ve yatay yüklerin tasarımında en önemli husustur (Şekil 1.8).

Çaprazlı tüp sistemler, tüp sistemlere çapraz eklenmesi ile teşkil edilecek cephede daha geniş açıklıkların elde edilmesinin yanı sıra daha yüksek yapılar etmek mümkündür. Bu sistemlerde kolon kiriş tasarımı eğilme etkisi ile kontrol edilmektedir. Bu durum konsol davranışını bozduğu için kesme gecikmesini arttırır. Çaprazlı tüp sistemler ile bu sorun çözülür. Ayrıca bu çaprazlar eğik kolon görevi görüp düşey yükler de taşırlar.

Çaprazlı tüp sistemlerin kullanılması sayesinde kolon kesitleri küçülürken kolon arası mesafelerin artmasıyla cephelerde daha büyük açıklıklar elde etmek mümkündür.

Çok yüksek yapı sistemlerinde tek bir tüp sistem ile istenilen yüksekliğe ulaşmak mümkün değildir. Bu sebeple demet tüp sistemler kullanılmaktadır. Bu sistemlerde geniş taban alanı oluşturulmaktadır. Bina yükseldikçe demet içindeki bazı tüpler belli yüksekliklerde sonlandırılmaktadır. Bunun sonucunda yapı üst katlarına ulaşıldıkça bina küçülmektedir. Böylece yatay deplasmanlar azalmıştır. Sears Tower temel kotunda 9 adet tüp sistemden oluşmaktadır. Yapı yüksekliği boyunca belli kotlarda tüpler iptal edilmiştir. En üst kata yapı sadece 2 adet tüp sistemden oluşmaktadır (Şekil 1.9).



Şekil 1.9 : Tüp sistemlerde kesme gecikmesi [19].

Yüksek yapılarda tüp içinde tüp sistemler de kullanılmaktadır. Bu sistemlerde yapı, çekirdeğinde ve cephesinde iki adet tüp sistem oluştur. Bu iki tüp sistem birbirine rijit diyaframlar ile bağlanır ve birbirlerine yatay yükleri transfer ederler.

Başka bir cephe sistemi diagrid sistemlerdir. Diagrid sistemler yüksek yapı sistemleri içinde yenilikçi bir estetik trend olarak ortaya çıkmıştır. Bu sistemde yapı cephesindeki dikey elemanlar alınıp yerine çapraz modüller yerleştirilmiştir. Bu modüllerin üçgenel yerleşimleri sayesinde yapı yatay ve düşey yükleri karşılamaktadır.

Bu sistemler geleneksel moment aktaran çerçeve sistemlere kıyasla kesme deformasyonunu çok etkili bir şekilde azaltır çünkü kesme etkilerini cephedeki eğik elemanların basınç ve çekme kuvveti almasıyla karşılar. Fakat moment aktaran

çerçeve sistemler kesme etkilerini dikey ve yatay elemanlarda oluşan eğilme momentleri ile karşılar.

Diagrid sistemler önemli bir yapısal sistem olan outrigger sistemler ile karşılaştırıldığında bazı önemli avantajlara sahip olduğu görülür. Outrigger sistemler yapıda devrilme momentini ve ötelenmeyi önemli ölçüde azaltır. Fakat yapı çekirdeği ile cephe kolonu arasına outrigger makas eklemek yapının çekirdeğine ilave yatay rijitlik eklemeyiz. Ayrıca outrigger sistemler kullanıldığında yatay rijitliği sağlamak için büyük yapı çekirdeğine ihtiyaç duyulmaktadır. Diagrid sistemlerde ise büyük yapı çekirdeğine ihtiyaç yoktur çünkü kesme kuvvetleri cephede bulunan elemanlar üzerinde oluşan aksel kuvvet etkileri ile karşılanır.

Bu çalışmada diagrid yüksek yapı sistemi incelenerek TBDY ve ÇYTHYE yönetmeliklerine göre analizi ve tasarımı yapılacaktır. Bu yüksek yapı sistemine ait örnekler bir sonraki bölümde verilmiştir.

Başka bir diğer yüksek yapı sistemleri ise uzay çerçeve sistemler, süper çerçeveler ve exoskeleton yapı sistemleridir.

Son yıllarda kullanılmaya başlayan yüksek mukavemetli yapı malzemeleri ve yapım yöntemleriyle yüksek yapı sistemlerinde verimlilik önemli ölçüde artmıştır. Bunun sayesinde aynı yükseklikteki yapılar daha önce inşa edilenlere göre daha hafiftir ve yapısal elemanlar yapıda daha az yer kaplarlar. Fakat bu durum yatay yüklerden kaynaklı hareket sorunlarına neden olur. Özellikle rüzgâr yüklerinin statik etkilerinden dolayı fazla deplasman oluşmazken, dinamik etkilerden dolayı titreşim sorunları ortaya çıkar ve bu sorun yapı içinde yaşayanları olumsuz yönde etkiler. Bu titreşim sorunu yapının sönüm oranının artırılmasıyla çözülür. Bu sorun genelde yapıya ilave sönüm artırıcı elemanlar eklenerek çözülür.

Bunlar aktif ve pasif sönümleyiciler olarak ikiye ayrılır. Aktif sönümleyiciler pasif sönümleyicilere göre daha etkilidir fakat pasif sönümleyiciler daha ekonomik ve güvenilir olduğu için aktif sönümleyicilere göre daha yaygın kullanılırlar. Aktif ve pasif sönümleyici sistemler Çizelge 1.1'de gösterilmişlerdir.

Çizelge 1.1 : Cephe eğik kolon, kolon ve çapraz kesitleri [19].

Pasif Sistemler	Aktif Sistemler
Ayarlı Kütle Sönümleyiciler	Aktif Kütlesel Sönümleyiciler
Ayarlı Likit Sönümleyiciler	Aktif Çeşitli Rijitlik Cihazları
Viskoz Sönümleyiciler	
Visko-elastik Sönümleyiciler	
Histeritik Sönümleyiciler	
Sürtünmeli Sönümleyiciler	
Elektro-manyetik Sönümleyiciler	

1.2.3 Son yıllarda yüksek yapılardaki ilerlemeler

Yüksek yapı sistemlerinde son yıllarda tüp sistemler, outrigger sistemler ve büyük çoğunlukla diagrid sistemler kullanılmaktadır. Mimaride oluşan çağdaş yönelim sayesinde aerodinamik etkiler dikkate alınarak bükülmüş, burgulu ve çok daha farklı yapısal sistemler oluşturulmuştur. Bu yapılarda en önemli etki estetikdir. Bu yapı sistemlerinde çağdaş mimari tasarımlar ile teknolojik yapısal sistemler ayrılmaz bir bütün olarak kullanılmaktadır. Diagrid sistemler bu konuda ön plana çıkmaktadır. Bu sistemler kullanılarak düzensiz formda yapısal sistemler ortaya çıkmaktadır. Bu düzensiz formlar bazen statik açıdan problemliler olsalar da cephede rüzgâr yüklerinin etkilerini en aza indirmektedir. Gelişen teknolojiler sayesinde sönümleme cihazları kullanılarak özellikle yatay etkiler en aza indirilmektedir. Bu cihazlar sadece yatay hareketten kaynaklı enerjiyi dağıtmakla kalmayıp aynı zamanda enerji üretmede kullanılmaları planlanmaktadır. Sonuç olarak mimarlar ve mühendisler sadece yapısal sistemlerin değil aynı zamanda sönümleme sistemlerinin de estetik potansiyelini ortaya çıkarma konusunda çalışmaktadırlar.

1.3 Literatür Araştırması

Yüksek katlı çelik yapılarda cephede çelik çaprazlar oluşturma fikri 1960lı yıllarda oluşmaya başladı. Torroja'nın kitabında ideal bir diagrid sistem önerilmiştir. Bu yıllarda Chicago kentinde yapılan John Hancock Tower en önemli örneklerden biridir.

Yapının dış cephesinde oluşturulan bu çapraz sistem yapıya önemli ölçüde yatay rijitlik katmakla beraber yapının çekirdek kısmında küçülme sağlamıştır. Bu yapı o yıllardaki estetik görüntüsüyle, dönemin sembol binaları arasına girmiştir (Moon ve diğ, 2007).



Şekil 1.10 : Swiss Re Building [18].

Diagrid kelimesi diyagonal ve grid kelimelerinin birleşmesiyle oluşan çaprazlı çerçevelerden oluşan geleneksel yapısal sistemlerin aksine yapının dışında bulunan tüm dikey kolonların iptal edilmesinden oluşur. Cephede iptal edilen bu kolonların yerine düşey ve yatay yükleri aynı anda taşıyabilen çok katlı diagrid modüller eklenmiştir. Geleneksel yapısal sistemlerde yapıya gelen kesme kuvveti, yapıda ki kolonlarda oluşan eğilme etkileri ile karşılanırken, diagrid yapılarda bu etkiler yapının çevresinde ki eğik elemanlarda oluşan basınç ve çekme kuvvetleri ile karşılanır (Moon ve diğ, 2007).



Şekil 1.11 : Hearst Tower [18].

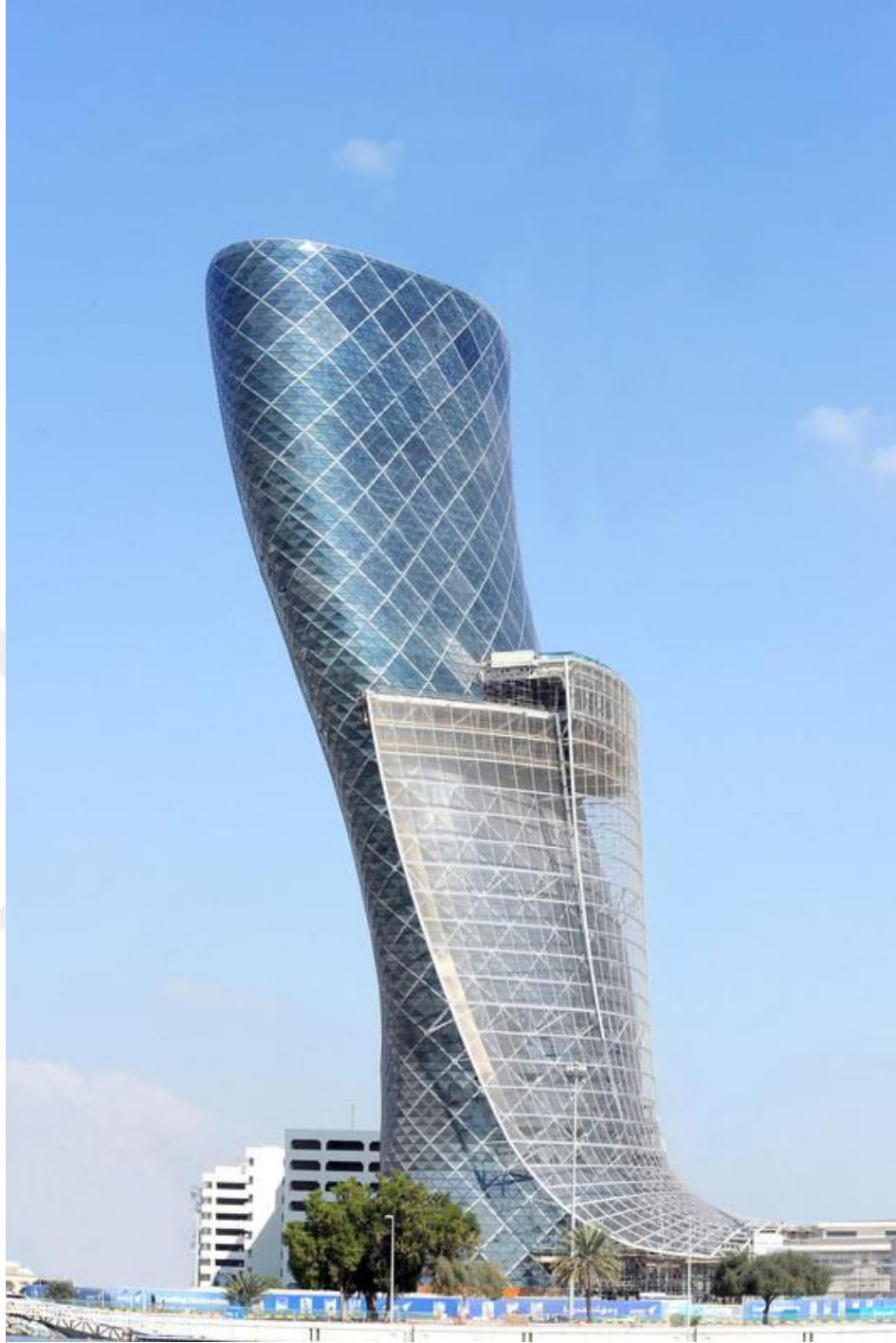
Diagrid yapılarda ön tasarım yöntemi geliştirilmiş ve en etkin çapraz açısı bulunmaya çalışılmıştır. 34° , 53° , 63° , 69° , 76° ve 82° açılarda oluşturulan diagrid yapılar bu yöntem ile çözülmüş ve en uygun açı aralığının 63° ile 69° olduğu görülmüştür (Moon ve diğ, 2007).

Diagrid yapılar geleneksel yapılara göre aynı yükler altında tasarlandığında, daha fazla rijitliğe sahip oldukları görülmektedir. 50.2° , 67.4° ve 74.5° açılara sahip diagrid sistemler incelenmiş ve 67.4° açıya sahip olan diagrid yapının en iyi sismik performansa sahip olduğu görülmüştür. Fakat diagrid sistemlerin sahip olduğu fazla dayanım sebebiyle, geleneksel yapı sistemlerine göre en büyük yatay ötelenme sınırına gelmeden ani göçme davranışı göstermektedir. Bu yüzden geleneksel yapısal sistemlere nazaran daha az plastik mafsallı olmaktadır. Bu sorunu aşmak için bazı diagrid elemanlar yerine BÖÇ kullanılmıştır (Kim ve Lee, 2012).



Şekil 1.12 : CCTV Building [18].

Diagrid sistemler kullanılarak dünya çapında çok çeşitli marka yapılar oluşturulmuştur. Bazı geniş açıklıklı yapılara örnek olarak Seattle Library, London City Hall, One Shelley Street Sydney, Astana National Library gösterilir. Bazı yüksek yapı örnekleri ise Swiss Re Building, Hearts Tower, CCTV Building, Lotte Super Tower, Capital Gate ve Bow Tower projeleridir (Mele ve diğ, 2012).



Şekil 1.13 : Capital Gate Building [18].

Düşük ve orta yükseklikte ki 4, 8, 15 ve 30 katlı diagrid yapıların sismik performansını belirlemek için nonlineer statik ve dinamik analiz yapılmıştır. Bu yapılara ait diagrid açıları 45° , 63° ve 72° dir. 8 ila 30 katlı yapılar için R, 4 ile 5 arasında önerilmektedir. 8 kattan daha düşük yapılar için R, 3.5 ile 4 arasında önerilmektedir. D ve Ω sırasıyla 2.5 ve 2 olarak önerilmektedir (Asadi ve Adeli, 2018).

30 katlı aynı plan alanlarına sahip dairesel, konveks, konkav ve kabak formu 8 tip aksenel simetrik yapının sismik performansı karşılaştırılmıştır. En iyi sismik performansı dairesel formu diagrid yapı göstermiş olup aralarında en hafif çelik ağırlığına sahiptir. Kabak formu diagrid yapı ise en uzun periyoda ve en ağır çelik tonajına sahiptir (Lee ve diğ, 2018).



Şekil 1.14 : Lotte Super Tower [18].

Diagrid sistemler geleneksel yapılara kıyasla yüksek yatay rijitliğe sahiptir fakat süneklikleri düşük olduğu için ani göçme davranışı gösterirler. Bu sorunu aşmak için cephe de betonarme dolgulu çelik elemanlar ve enerji yutma mekanizmasına sahip düğüm noktaları önerilmiştir (Liu ve diğ, 2018).

Diagrid bir yapıda yapının orta kısmına diagrid sistem çekirdek yapılması, bu yapı sisteminin sünekliğini arttırmaktadır. 53° ve 79° açılara sahip diagrid yapılar zaman tanım alanında lineer olmayan hesap yapılarak sismik performansları karşılaştırılmıştır. Bu yapı sistemlerine diagrid çekirdek eklendiğinde yapının sünekliği önemli ölçüde arttığı görülmektedir (Heshmati ve diğ, 2020).



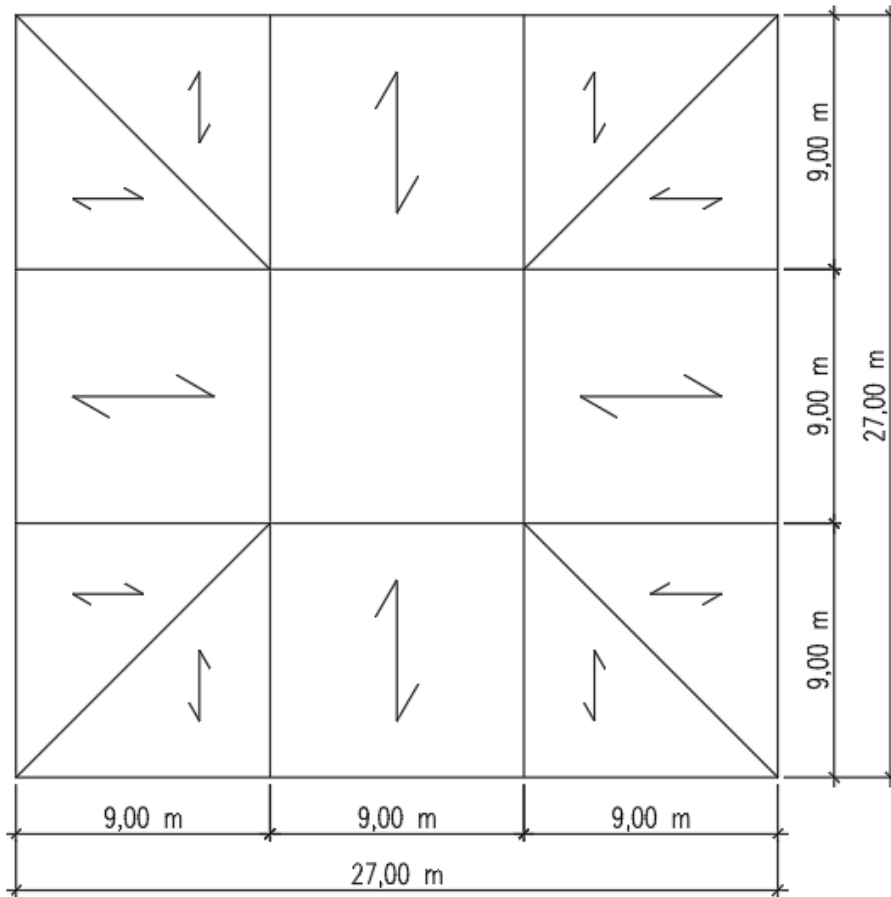


2. YAPI GENEL BİLGİLER

2.1 Yapı Geometrik Bilgileri

Bu çalışmada kullanılan yapı İstanbul, Levent’te bulunan bir ofis binasıdır. Yapı yerel zemin sınıfı ZC dir. Bu bina 24 katlı olup toplam yüksekliği 96m dir. Kat yükseklikleri bina boyunca eşit olup 4m dir. Yapı her iki yönde de 3 açıklıklı olup her bir açıklık 9m dir (Şekil 2.1).

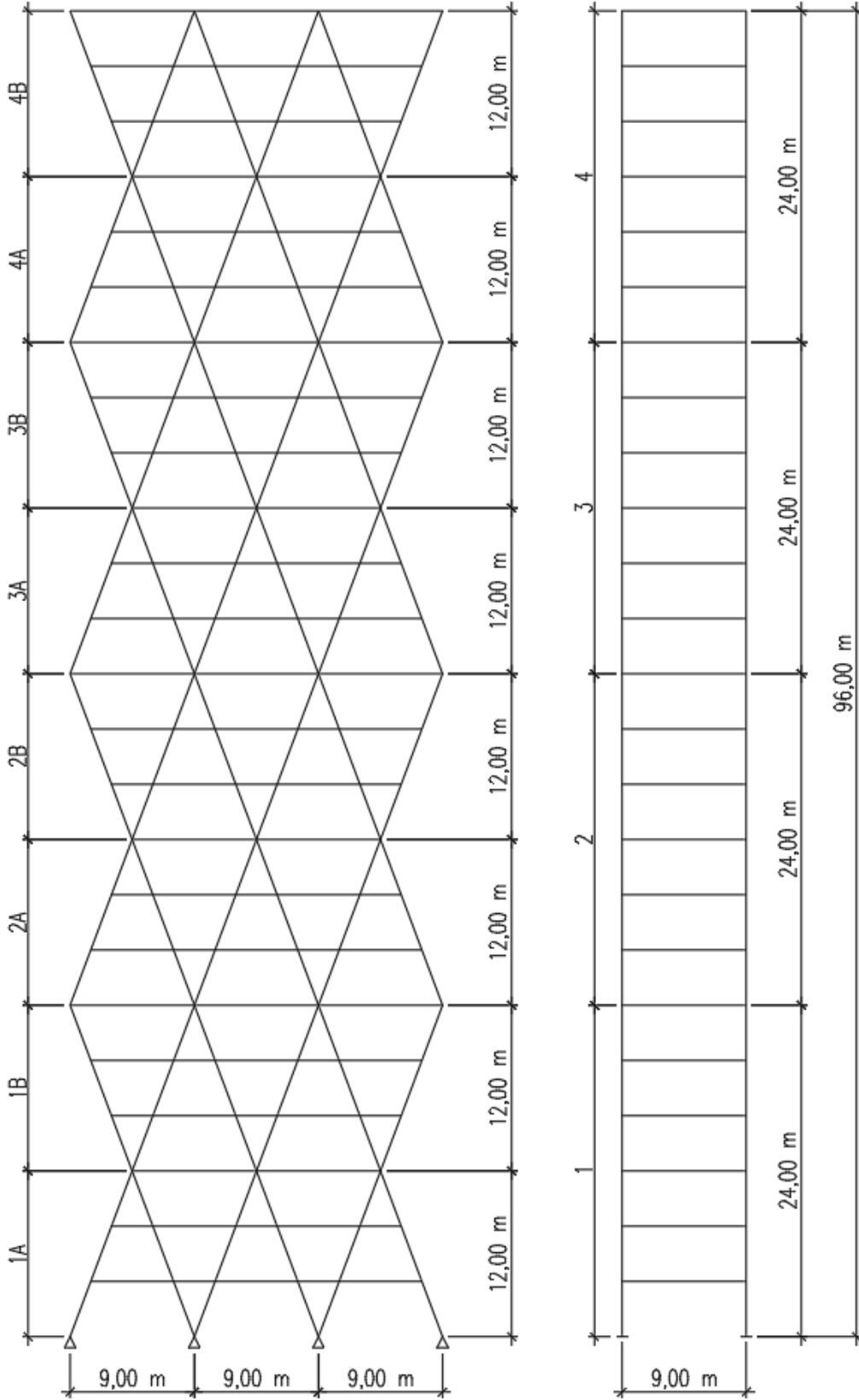
Yapının dış çevresinde 69° eğime sahip diagrid modüllerden oluşmaktadır. Bir adet diagrid modülü 6 katlık büyüklüğe sahiptir. Yapı yüksekliği boyunca toplamda 4 adet diagrid modülden oluşmaktadır (Şekil 2.2).



Şekil 2.1 : Diagrid yapı planı.

Yapı çekirdeği moment aktaran kolon kiriş sistem olarak oluşturulmuştur. Yapı döşemeleri kompozit döşeme ile oluşturulmuştur. Yapıda ana kirişlerde HEB kesitli

profiller, tali kirişlerde ise IPE profilleri kullanılmıştır. Cephede kullanılan eğik kolonlar boru kesitli profillerden oluşmaktadır (Çizelge 2.1).



Şekil 2.2 : Diagrid yapı cephe ve çekirdek.

2.2 Yapı Malzeme ve Kesit Özellikleri

Yapıda kullanılan tüm çelik profillerin kalitesi S355 dir. Yapısal çelik malzemelerin farklı kalınlıklar için mekanik özellikleri aşağıda görülmektedir (Çizelge 2.1, Çizelge 2.2).

Çizelge 2.1 : Sıcak haddelenmiş yapısal çeliklerde F_y ve F_u [10].

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

Çizelge 2.2 : Yapısal boru ve kutu profillerde F_y ve F_u [10].

Standart ve Çelik Sınıfı	Karakteristik kalınlık, t (mm)			
	t < 40mm		40 mm < t < 80mm	
	F_y (N/mm ²)	F_u (N/mm ²)	F_y (N/mm ²)	F_u (N/mm ²)
EN 10210-1				
S235 H	235	360	215	340
S275 H	275	430	255	410
S355 H	355	510	335	490

Bu çalışmadaki yapının profil ve plakaları çentik darbe testi sonucu 21°C derece sıcaklıkta en az 21 J değerini sağlayacaktır.

Yapı kullanılan bulon sınıfı 10.9 dur. Bulonların mekanik özellikleri aşağıda verilmiştir.

Çizelge 2.3 : Bulonların F_{yb} ve F_{ub} değerleri (MPa) [10].

Bulon Sınıfı	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
F_{yb}	240	320	300	400	480	640	900
F_{ub}	400	400	500	500	600	800	1000

Cephede kullanılan eğik kolonlar dairesel kesitli ve çekirdekte bulunan kompozit kolonlar ise beton dolduğu dairesel kesitli profillerden oluşmaktadır. Kolon kesitlerinin katlar boyunca değişimi Çizelge 2.4'te verilmiştir.

Çizelge 2.4 : Cephe eğik kolon, çekirdek kolon.

Modül	Cephe Eğik Kolon	Çekirdek Kolon
1A	CHS457x35	CC750x60
1B	CHS406x30	CC750x60
2A	CHS355x30	CC650x50
2B	CHS355x25	CC650x50
3A	CHS323x25	CC550x40
3B	CHS323x20	CC550x40
4A	CHS273x20	CC450x30
4B	CHS273x17	CC450x30

Döşeme içinde bulunan tüm ana kirişler HEB 400 profilinden oluşmaktadır. Çekirdeğin kenarlarında bulunan dörtgen döşemelerde tali kirişlerin kesitleri IPE 300 profili olup, köşede bulunan üçgen döşemelerde IPE240 profili kullanılmıştır (Çizelge 2.5).

Çizelge 2.5 : Döşeme Ana kiriş, tali kiriş ve çevre kiriş kesitleri.

Döşeme	Döşeme Ana Kiriş	Tali kiriş-1	Tali Kiriş-2	Çevre Kirişi
Tüm Döşemeler	HEB 400	IPE 300	IPE 240	HEB 400

Kompozit döşeme ve kolon içinde C30 sınıfı beton kullanılmıştır. TS 500'e göre beton sınıfı mekanik özellikleri aşağıda verilmiştir (Çizelge 2.6).

Çizelge 2.6 : Beton sınıfları ve dayanımları [28].

Beton Sınıfı	Karakteristik Basınç Dayanımı (MPa)	Eşdeğer Küp Basınç Dayanımı (MPa)	Karakteristik Eksenel Çekme Dayanımı (MPa)	28 Günlük Elastisite Modülü (MPa)
C16	16	20	1.4	27000
C18	18	22	1.5	27500
C20	20	25	1.6	28000
C25	25	30	1.8	30000
C30	30	37	1.9	32000
C35	35	45	2.1	33000
C40	40	50	2.2	34000
C45	45	55	2.3	36000
C50	50	60	2.5	37000

Kompozit döşeme trapez sacı kalınlığı 1mm dir. Trapez sacı akma dayanımı, F_y 220 N/mm² dir.

Kullanılan kaynak kalitesi tüm bağlantılar ve yapma kolonlar için E550 dir. Kaynak metali çekme mukavemeti $F_E 550 \text{ N/mm}^2$ akma mukavemeti $F_y 460 \text{ N/mm}^2$ dir.

2.3 Yapı Taşıyıcı Sistem Modeli

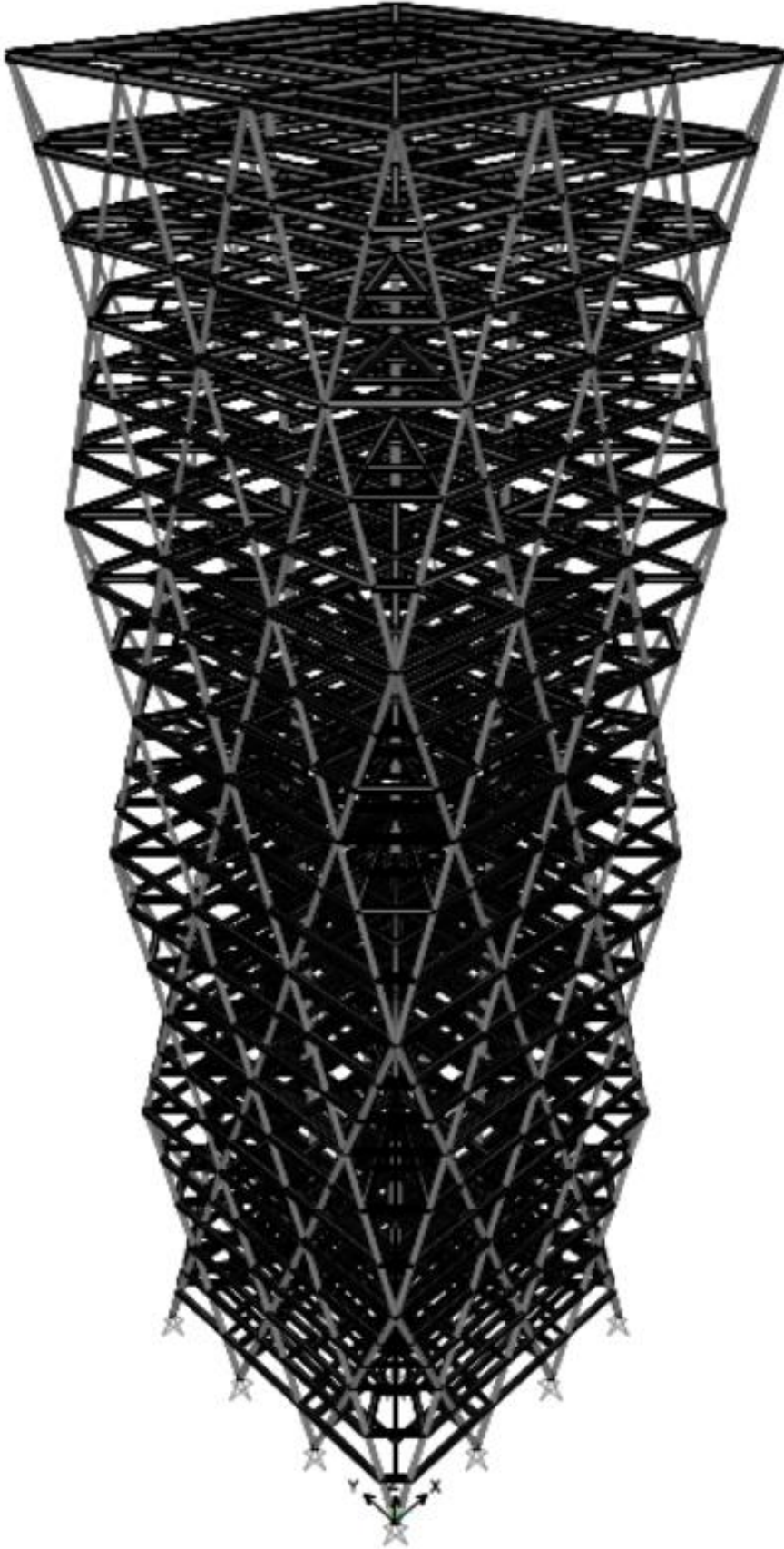
Bina yatay yük taşıyıcı sistem her iki doğrultuda yapı çevresindeki eğik kolonlardan oluşturulan diagrid sistem ve yapı çekirdeğinde süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çerçeveler ile karşılanacaktır. Bu yapı sistemi plastik mafsallardan oluşan özel kural ve koşullar esas alınarak boyutlandırılacaktır.

Yapı, depremden kaynaklanan enerjiyi yapı çevresinde bulunan diagrid sistem eğik kolonlarda ve çevre kirişlerinde, yapı çekirdeğindeki bulunan moment aktaran kirişlerde oluşan plastik mafsallar ile yutması planlanmaktadır. Diğer yapısal elemanların akma noktasına ulaşmaması öngörülmektedir.

Yapı çevresinde bulunan diagrid sistem eğik kolonlar, yatay yüklerden kaynaklanan eğilme momentleri ve kesme kuvvetlerini, eğik kolonlar üzerinde oluşan aksel basınç ve çekme kuvvetleri ile alırlar. Bu çaprazlara gelen deprem enerjisi, kesit ortasında bulunan aksel çekme ve basınç akma şekil değiştirmesinden kaynaklı plastik mafsallar ile karşılanacaktır. İlave deprem enerjisi, çevre kirişleri uçlarında momentten kaynaklı plastik mafsallar ile yutulacaktır.

Yapı çekirdeğinde depremden kaynaklanan enerji, moment aktaran çerçeveler içindeki kirişlerin uçlarında bulunan momentten kaynaklı plastik mafsallar ile yutulacaktır. Kirişler kolonlara moment aktaran bağlantılar ile bağlıdır. Kolonlarda herhangi bir plastik mafsal oluşması istenmemektedir.

Bina taşıyıcı sistem elemanlarının boyutlandırılmasında, Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapım Esaslarına Dair Yönetmelik (ÇYTHYE) 2018 ve Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY) 2018 kullanılacaktır. Moment aktaran çerçevelerin kiriş



Şekil 2.3 : Diagrid yapı 3 boyutlu katı modeli.

Kolon birleşiminin tasarımında TBDY 2018, AISC 358-16 ve AISC Steel Design Guide 4'ten faydalanılacaktır.

Kolon ek birleşimleri tam penetrasyonlu küt kaynak kullanılarak teşkil edilecektir. Cephede bulunan eğik kolonlar betonarme temele mafsallı bağlanacaktır. Bu bağlantı hesaplarında TBDY 2018 ve AISC Design Guide 1 Kullanılacaktır. Çekirdek içindeki kolonlar temele ankastre bağlı teşkil edilmiştir.

Bina Taşıyıcı sisteminin yapısal analizleri, ÇYTHYE Bölüm 6.3'te açıklanan doğrudan analiz yöntemi kullanılarak gerçekleştirilecektir. Göreli kat ötelenmeleri ve sehim kontrollerinde hesaplanırken azaltılmamış eleman rijitlikleri göz önünde bulundurulacaktır. Taşıyıcı sistemi oluşturan elemanların gerekli dayanımları hesaplanırken azaltılmış eleman rijitlikleri ve ikinci mertebe etkileri göz önüne alınacaktır. İkinci mertebe etkilerinin, elemanların gerekli dayanıma etkisi, ÇYTHYE Bölüm 6.5'te açıklanan yaklaşık ikinci mertebe analizi yapılarak dikkate alınacaktır. Bu bölümde ayrıca AISC Design Guide 28'den faydalanacaktır.

Analiz ve boyutlandırma hesaplarında, ÇYTHYE Bölüm 5.3.1'de açıklanan Yük ve Dayanım Katsayıları ile Tasarım Yöntemi (YDKT) kullanılacaktır.

Düğüm noktalarına ait hesaplar bu çalışmada gösterilmemiştir. Düğüm noktası hesapları Idea Statica programı kullanılarak 3d sonlu elemanlar analizi yapılmıştır. Düğüm noktalarının yeterli rijitliğe sahip olduğu düşünülmüştür. Düğüm noktalarında yatay ve düşey yüklerden kaynaklı herhangi bir plastikleşme olmayacak, düğüm noktaları bütün tüm deprem kayıtları boyunca elastik kalacaktır.

Bu çalışmada yapı zemin sıvı etkileşimi dikkate alınmamıştır.



3. YAPI YÜKLER, BİRLEŞİMLERİ ve STABİLİTE TASARIMI

3.1 Yükler

3.1.1 Sabit yükler

Yapı döşemeleri kompozit döşeme olarak oluşturulacaktır. Döşemelerin altında asma tavan, mekanik ve elektrik tesisatlar olacağı düşünülmüştür. Döşeme üzerine kaplama yapılacaktır. Çevre kirişleri döşemeler üzerinde yer yer bölme duvarlar teşkil edilecektir. Normal kat döşemelerindeki yükler aşağıdaki gibidir,

Kaplama yükü	0.50 kN/m ²
Kompozit döşeme yükü	2.10 kN/m ²
Asma tavan, elektrik ve mekanik tesisat yükü	0.50 kN/m ²
Bölme duvar yükü	1.00 kN/m ²
Toplam sabit yükler	4.10 kN/m ²
Çevre kirişlere uygulanacak giydirme cephe ağırlığı	4.00 kN/m

Çelik konstrüksiyon taşıyıcı elamanları ağırlığı program tarafından dikkate alınacaktır.

Çatı katında gezilebilir teras bir çatı olarak öngörülmektedir. Teras döşemesi üzerine izolasyon yapılacaktır. Döşemelerin altında asma tavan ve mekanik ve elektrik tesisatlar olacağı düşünülmüştür. Çatı katı çevre kirişlerinde parapet teşkil edilecektir.

Kaplama yükü	0.50 kN/m ²
İzolasyon yükü	0.40 kN/m ²
Kompozit döşeme yükü	2.10 kN/m ²
Asma tavan, elektrik ve mekanik tesisat yükü	0.50 kN/m ²

Toplam yükleme	3.50 kN/m ²
Çevre kirişlere uygulanacak parapet ağırlığı	3.00 kN/m

3.1.2 Hareketli yükler

Çatı ve normal kat döşemelerinde dikkate alınacak hareketli yükler TS 498'den alınacaktır. Bunlar;

Çatı döşemesi hareketli yük	2.00 kN/m ²
Normal kat döşemesi hareketli yük	3.50 kN/m ²

3.1.3 Kar yükü

Çatıda bulunan teras üzerinde kar yükü TS EN 1991-1-3'e göre dikkate alınacaktır. Yapı İstanbul ili, Beşiktaş ilçesi, Levent mahallesine inşa edilecektir. Bu bölge TS EN 1991-1-3'e göre II. Bölgede bulunmaktadır. Bu bölgeye ait karakteristik zemin kar yükü, $s_k = 0,75$ kN/m².

TS EN 1991-1-3'e göre maruz kalma katsayısı yapının bulunduğu topoğrafyaya göre 3 farklı sınıfa ayrılmaktadır. Buna göre maruz kalma katsayısı $C_e = 1$ dir (Çizelge 5.5).

Çizelge 3.1 : TS EN 1991-1-3'e göre maruz kalma katsayısı [25].

Topoğrafik Bölge	C_e
Rüzgâra açık	0.8
Normal	1.0
Korunmuş	1.2

Isı Katsayısı, $C_t = 1$ alınmalıdır.

TS EN 1991-1-3'e göre kar yükü şekil katsayısı yapının çatı eğimine göre 3 farklı sınıfa ayrılmaktadır. Buna göre kar yükü şekil katsayısı $\alpha = 0^\circ$ için $\mu = 0.8$ dir (Çizelge 5.5).

Çizelge 3.2 : TS EN 1991-1-3'e göre kar yükü şekil katsayısı [25].

Çatı Eğim Açısı, α	$0^\circ < \alpha < 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$60^\circ < \alpha$
μ_1	0.8	$0.8(60 - \alpha)/30$	0.0
μ_2	$0.8 + 0.8 \alpha/30$	1.6	-

Kar yükü, aşağıda denklem 3.4 ile hesaplanacaktır.

$$s = \mu C_e C_t s_k = 0.60 \text{ kN/m}^2 \quad (3.4)$$

3.1.4 Rüzgâr yükü

TS EN 1991-1-4'e göre rüzgâr yüklerinin belirlenmesi ve bu yükler altında yapıya etkileyen toplam taban kesme kuvveti ile katlara etkileyen eşdeğer statik tekil kuvvetlerin hesabı aşağıda ki gibi açıklanmaktadır.

Bu çalışmada hem ilgili çelik yönetmeliği hem de rüzgâr yönetmeliği dikkate alındığında rüzgâr hızı en az $V_{b,0} = 28 \text{ m/sn}$ (100 km/sa) olarak dikkate alınacaktır. Rüzgâr etkileri altında binanın dış cephesinde bulunan taşıyıcı elemanlara etkileyen rüzgâr basınç kuvveti en az 0.50 kN/m^2 olacaktır.

Rüzgâr yönetmeliğine göre rüzgâr hızı sahada yapılan ölçümler ile de elde edilebilir. Bu rüzgâr hızı, açık alanda her hangi bir engel olmayan sahada yerden 10 m yükseklikte 10 dakika boyunca ölçülen ortalama hızdır. Buna göre esas rüzgâr hızı denklem 3.5 de verilmiştir.

$$v_b = c_{dir} c_{seson} V_{b,0} \quad (3.5)$$

c_{dir} ve c_{seson} sırasıyla doğrultu katsayısı ve mevsim katsayısı olup değerleri 1 alınmıştır. Bunun sonucunda esas rüzgâr hızı, $V_b = 28 \text{ m/sn}$ olarak elde edilir.

Belli bir z metre yükseklikte ortalama rüzgâr hızı $v_m(z)$ denklem 3.6 ile hesaplanmıştır. Bu değer o arazinin coğrafi özelliklerine ve yeryüzü şekillerine bağlıdır.

$$v_m(z) = c_r(z) c_0(z) V_b \quad (3.6)$$

Ofis binası olarak inşa edilecek yapının arazi kategorisi, IV olarak varsayıldığında, saha ile ilgili değerler TS EN 1991-1-4 Çizelge 4.1'den alınmış olup aşağıda gösterilmiştir.

$$z_0 = 1.0 \text{ m}$$

$$z_{min} = 10.0 \text{ m}$$

İncelenen yapının, yer hizasından yüksekliği 96 m olduğu için k_r ve $c_r(z)$ sırasıyla, arazi katsayısı ve engebelik katsayısı denklem 3.7 ve denklem 3.8 ile hesaplanmıştır.

$$z_{\min} = 10 \text{ m} < z = 96 \text{ m} < z_{\max} = 200 \text{ m}$$

Bu yapı bulunduğu bölge itibari ile 2. bölgeye denk gelmektedir ve TS EN 1991-1-4 Çizelge (4.1)'e göre, $z_{0,II} = 0.05$ olmak üzere,

$$k_r = 0.19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0.07} = 0.19 \left(\frac{1}{0.05} \right)^{0.07} = 0.234 \quad (3.7)$$

$$c_r(z) = k_r \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) = 0.234 \ln \left(\frac{96}{1.0} \right) = 1.070 \quad (3.8)$$

olarak elde edilir.

Bu değerler denklem (3.9)'da yerine konularak (z) metre yükseklik için ortalama rüzgâr hızı hesaplanmıştır.

$$v_m(z) = c_r(z) c_0(z) V_b = (1.070) (1) (28) = 29.95 \text{ m/sn} \quad (3.9)$$

Bu değerler kullanılarak z metre yükseklikteki türbülans şiddeti, $l_v(z)$, denklem 3.10 ile hesaplanır.

Yapının belli yüksekliklerdeki ortalama ve kısa süreli hız değişikliklerinden kaynaklanan içeren tepe hız kaynaklı rüzgâr basıncı $q_p(z)$ denklem 3.11 ile hesaplanır.

$$l_v = \frac{k_1}{c_0(z) \ln \left(\frac{z}{z_0} \right)} = \frac{1.0}{1.0 \ln \left(\frac{96}{1.0} \right)} = 0.22 \quad (3.10)$$

$$q_p(z) = [1 + 7l_v(z)] \frac{1}{2} \rho v_m^2(z) = c_e(z) q_b = 1,42 \text{ kN/m}^2 \quad (3.11)$$

Yüzeylere etkiyen dış w_e ve iç w_i rüzgâr basınçları, aşağıda verilen denklem 3.12 ve denklem 3.13 ile hesaplanacaktır.

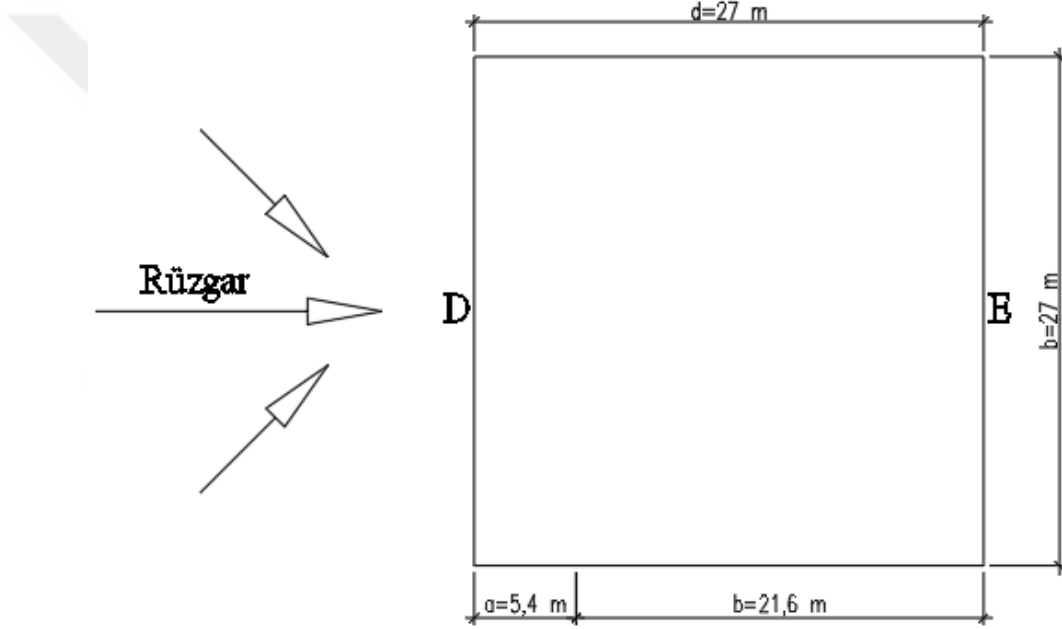
$$w_e = q(z_e) c_{pe} \quad (3.12)$$

$$w_i = q(z_i)c_{pi} \quad (3.13)$$

Rüzgâr etki doğrultusuna dik boyu, $b=27$ m için, $h=96$ m, $e=27$ m ve $d=27$ m olmak üzere h/d oranı, denklem 3.14 hesaplanmıştır.

$$\frac{h}{d} = \frac{96}{27} = 3.56 \quad (3.14)$$

Bu oran her iki doğrultuda da aynıdır. Planı ve rüzgâr yönü aşağıdaki şekilde görülmektedir (Şekil 3.1).



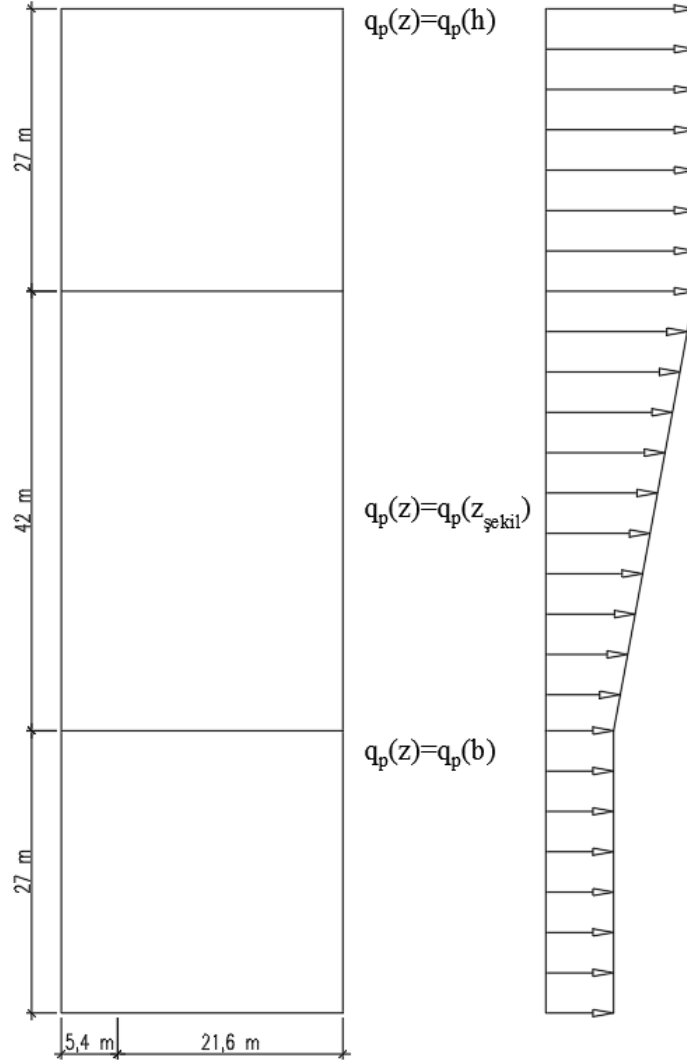
Şekil 3.1 : Rüzgâr yönüne bağlı olarak D ve E yüzeyleri.

h/d oranına göre yapının cephesinde oluşan basınç kuvvetleri hesaplanmış olup Çizelge 3.3'te gösterilmiştir.

Çizelge 3.3 : Dış, iç ve net basınç katsayıları.

Bölge	A	B	D	E
C_{pe}	-1.20	-0.80	0.80	-0.63
C_{pi}	0.20	0.20	-0.30	0.20
C_{pnet}	-1.40	-1.00	1.10	-0.83

$h > 2b$ olduğu için rüzgâr yükleri bina yüksekliği boyunca aşağıda ki şekilde ki gibi olacaktır (Şekil 3.2).



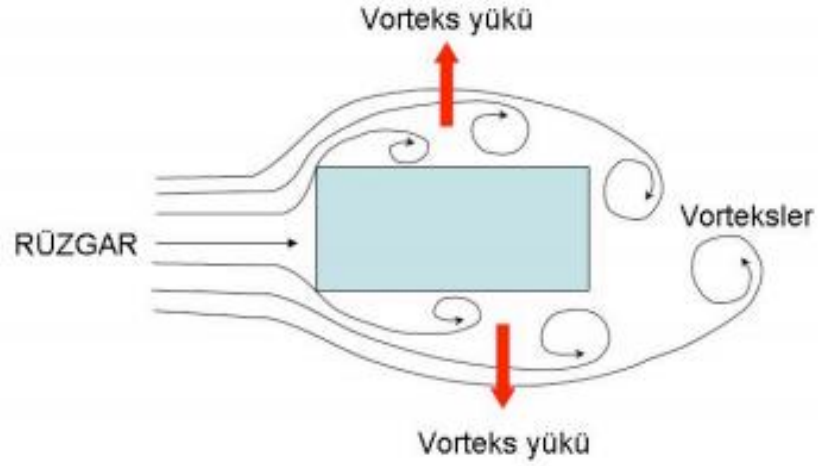
Şekil 3.2 : Yüksekliğe bağlı rüzgâr yükü.

$q_p(h)$ ve $q_p(b)$ sırasıyla h ve b yükseklikleri için sırasıyla hesaplanmıştır (Çizelge 3.2). Bu yüksekliklere ve her bir yüzeye denk gelen net rüzgâr basınçları aşağıdaki çizelgeye eklenmiştir.

Çizelge 3.4 : Net basınç katsayıları.

Bölge	z (m)	$q_p(z)$ (kN/m^2)	W_A (kN/m^2)	W_B (kN/m^2)	W_D (kN/m^2)	W_E (kN/m^2)
$q_p(h)$	96	1.42	-1.82	-1.30	1.43	-1.07
$q_p(b)$	27	0.91	-1.28	-0.91	1.00	-0.76

Rüzgâr etkilerinden dolayı yapının cephesinde Şekil 3.3’de temsili olarak gösterilen vortexler oluşur. Bu etkiler rüzgâra dik yöndeki bir cephede daha sonra diğer cephede oluşur. Yapıya, bu etkiden dolayı küçük frekanslı dinamik yükleme etkir. Bu etkiler genellikle rüzgârı estiği yöne dik doğrultuda oluşur.



Şekil 3.3 : Vorteks Yüklerinin Oluşumu [26].

Binanı rüzgâr yönüne dik doğrultudaki frekansı vorteks etkilerinden kaynaklanan frekans yaklaşık değere sahip olursa büyük titreşimler oluşabilir. Eğer sırasıyla denklem 3.15 ve denklem 3.16 verilen şartlar sağlanırsa vorteks etkilerini dikkate almaya gerek yoktur.

$$h/d_{min} = 3.56 < 6 \quad (3.15)$$

$$V_{cr} = 100.56 > 1.25 V_m(H) = 37.438 \text{ m/sn} \quad (3.16)$$

V_{cr} denklem 3.17 ile hesaplanan kritik rüzgâr hızını göstermektedir.

$$V_{cr} = \frac{b f_{oy}}{S_t} = 100.56 \text{ m/sn} \quad (3.17)$$

Bu bağıntıda b rüzgârın geldiği yüzeydeki genişliğini (m), f_{oy} binanın rüzgâra dik doğrultudaki frekansını (Hz), S_t ise Strouhal Sayısı'nı göstermektedir. Strouhal Sayısı bu bina için 0.12 dir. Yapı denklem 3.15 ve denklem 3.16'daki şartları sağladığı için vorteks titreşimleri dikkate alınmamıştır.

3.1.5 Deprem yükü

TBDY 2018'e göre yapının DTS deprem tasarım sınıfı ve BYS bina yükseklik sınıfını belirlemek için DD-2 deprem yer hareketi düzeyine karşılık gelen, yapının konumuna ait S_s ve S_1 değerleri AFAD'ın hazırladığı Türkiye Deprem Tehlike Haritalarından

alınır. Yapının yerel zemin sınıfı ZC dir. Buna göre yapının yerel zemin etki katsayıları Çizelge 3.5 ve Çizelge 3.6'den faydalanılarak belirlenmiştir.

Çizelge 3.5 : Kısa periyod bölgesi için Yerel Zemin Etki Katsayısı [24].

Yerel Zemin Sınıfı	Kısa periyod bölgesi için Yerel Zemin Etki Katsayısı F_s					
	$S_S \leq 0.25$	$S_S = 0.50$	$S_S = 0.75$	$S_S = 1.00$	$S_S = 1.25$	$S_S \geq 1.50$
ZA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
ZB	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
ZC	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2
ZD	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
ZE	2.4	1.7	1.3	1.1	0.9	0.8
ZF	Sahaya özel zemin davranış analizi yapılacaktır.					

Çizelge 3.6 : 1.0 saniye periyod bölgesi için Yerel Zemin Etki Katsayısı [24].

Yerel Zemin Sınıfı	Kısa periyod bölgesi için Yerel Zemin Etki Katsayısı F_s					
	$S_S \leq 0.10$	$S_S = 0.20$	$S_S = 0.30$	$S_S = 0.40$	$S_S = 0.50$	$S_S \geq 0.60$
ZA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
ZB	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
ZC	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
ZD	2.4	2.2	2.0	1.9	1.8	1.7
ZE	4.2	3.3	2.8	2.4	2.2	2.0
ZF	Sahaya özel zemin davranış analizi yapılacaktır.					

Tasarım spektral ivme katsayıları sırasıyla aşağıda verilen denklemler ile hesaplanmıştır.

$$S_{DS} = S_S F_S = (0.759) (1.20) = 0.911 \quad (3.18)$$

$$S_{D1} = S_1 F_1 = (0.217) (1.50) = 0.326 \quad (3.19)$$

Bu çalışmadaki bina, yapı kullanım amacına göre ofis binası olarak tasarlandığı Çizelge 3.7'de belirtildiği gibi bina kullanım katsayısı $BKS = 3$ ve bina önem katsayısı $I=1.0$ dir.

S_{DS} kısa periyod tasarım spektral ivme katsayısı ve bina kullanım sınıfı BKS ile yapı deprem tasarım sınıfı DTS belirlenir (Çizelge 3.8). $DTS = 1$ dir.

Çizelge 3.7 : BKS ve I tablosu [24].

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

TBDY 2018' göre bodrumlu binalarda belirtilen şartların sağlanması durumunda, bina yüksekliği, bodrum perdelerinin üst kotundan bina tepe kotuna kadardır. Bunun geçerli olabilmesi için yapının etrafında bulunan bodrum perdeleri, yapının tüm cephelerini veya en az üç cephesini kapsamalıdır. Yapının her bir doğrultusu için bodrum perdeli halinin kütleleri dikkate alınarak hesaplanan doğal titreşim periyodu oranı ile bodrum perdeleri hariç sadece zemin kat döşemesinin ve üst yapının kütlelerinin dikkate alınarak hesaplanan doğal titreşim periyodu oranı 1.1'den küçük olmalıdır.

Çizelge 3.8 : Deprem tasarım sınıfları [24].

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

Bu çalışmada dikkate alınan yapıda bodrum perdeleri bulunmamaktadır. Bu sebeple yapı yüksekliği $H_N = 96$ m dir.

Binalar deprem yükleri altında tasarlanırken yapının yüksekliği ve bulunduğu bölgenin depremselliği dikkate alınarak sınıflandırılırlar.

Çizelge 3.9 : BYS ve DTS'ye göre tanımlanan bina yükseklik aralıkları [24].

Bina Yükseklik Sınıfı	Bina yükseklik sınıfları ve deprem tasarımı sınıflarına göre tamamlanan bina yükseklik aralıkları		
	DTS = 1,1a,2,2a	DTS = 3,3a	DTS = 4,4a
BYS = 1	$H_N > 70$	$H_N > 91.0$	$H_N > 105$
BYS = 2	$56.0 < H_N \leq 70.0$	$70.0 < H_N \leq 91.0$	$91.0 < H_N \leq 105$
BYS = 3	$42.0 < H_N \leq 56.0$	$56.0 < H_N \leq 70.0$	$70.0 < H_N \leq 91.0$
BYS = 4	$28.0 < H_N \leq 42.0$	$42.0 < H_N \leq 56.0$	
BYS = 5	$17.5 < H_N \leq 28.0$	$28.0 < H_N \leq 42.0$	
BYS = 6	$10.5 < H_N \leq 17.5$	$17.5 < H_N \leq 28.0$	
BYS = 7	$07.0 < H_N \leq 10.5$	$10.5 < H_N \leq 17.5$	
BYS = 8	$H_N \leq 7$	$H_N \leq 10.5$	

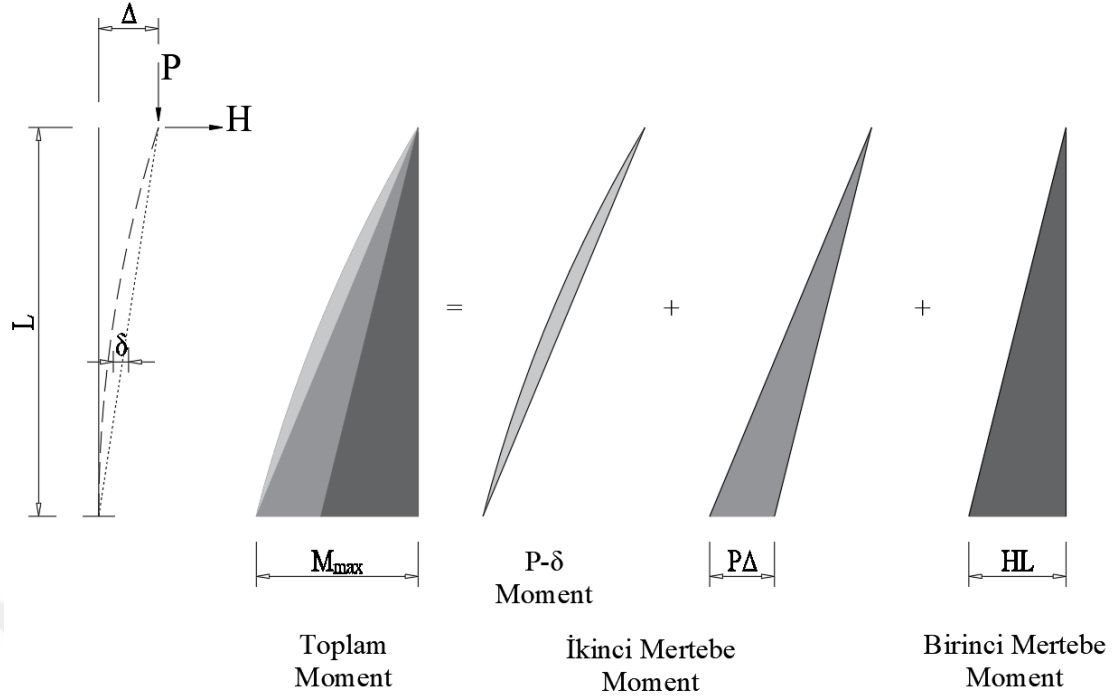
Bu yapının bina yükseklik sınıfı BYS, 1 olduğu için bu yapının deprem hesabı TBDY 2018 Bölüm 13'e göre 3 aşamalı şekilde yapılacaktır. Bu konu ayrıntılı olarak bir sonraki kısımda anlatılacaktır.

3.2 Doğrudan Analiz Yöntemi

Yapı sistemlerinin analizi doğrudan analiz yöntemine göre yapılmıştır. Bu analiz yöntemine göre, düşey yükler altında, düşey elemanlarda ve yapının genelinde oluşan deformasyonlar sebebiyle oluşan kesit tesirleri dikkate alınır. Bu oluşan iç kuvvetlerin katkısı da dikkate alınarak elemanların mevcut dayanımları ile karşılaştırılmalıdır.

Bu çalışmada yukarıda açıklanan etkilerden oluşan ikinci mertebeye etkileri de ilgili yönetmelikte belirtildiği şekliyle dikkate alınmıştır.

İkinci mertebeye etkilerini yaklaşık olarak göz önüne almak için yapının yer değiştirmesine katkıda bulunan elemanların ve düğüm noktalarının şekil değiştirmeleri dikkate alınır. Bu yer değiştirmelerden kaynaklı ikinci mertebeye etkilerini dikkate almak için yapısal elemanları rijitlikleri denklem 3.20'de görüldüğü üzere 0.80 katsayısı ile küçültülecektir.



Şekil 3.4 : İkinci Mertebe Etkileri

İkinci mertebe teorisine göre yapısal analiz aşağıda ki koşulları sağlayacaktır.

$$EA^* = 0.80 EA \quad (3.20)$$

Ayrıca eğilme rijitliğinin baskın olduğu ve yapısal stabiliteyi etkileyen yapı elemanlarında ilave τ_b katsayısı rijitlik azaltması yapılacaktır.

$$EI^* = 0.80 \tau_b EA \quad (3.21)$$

τ_b katsayısı eksenel yükün durumuna göre değişkenlik göstermektedir ve denklem 3.22 ve denklem 3.23 belirtilen durumlara göre belirlenecektir.

$$\frac{\alpha P_r}{P_{ns}} \leq 0.50 \text{ için } \tau_b = 1 \quad (3.22)$$

$$\frac{\alpha P_r}{P_{ns}} > 0.50 \text{ için } \tau_b = 4 \left(\frac{\alpha P_r}{P_{ns}} \right) \left[1 - \left(\frac{\alpha P_r}{P_{ns}} \right) \right] \quad (3.23)$$

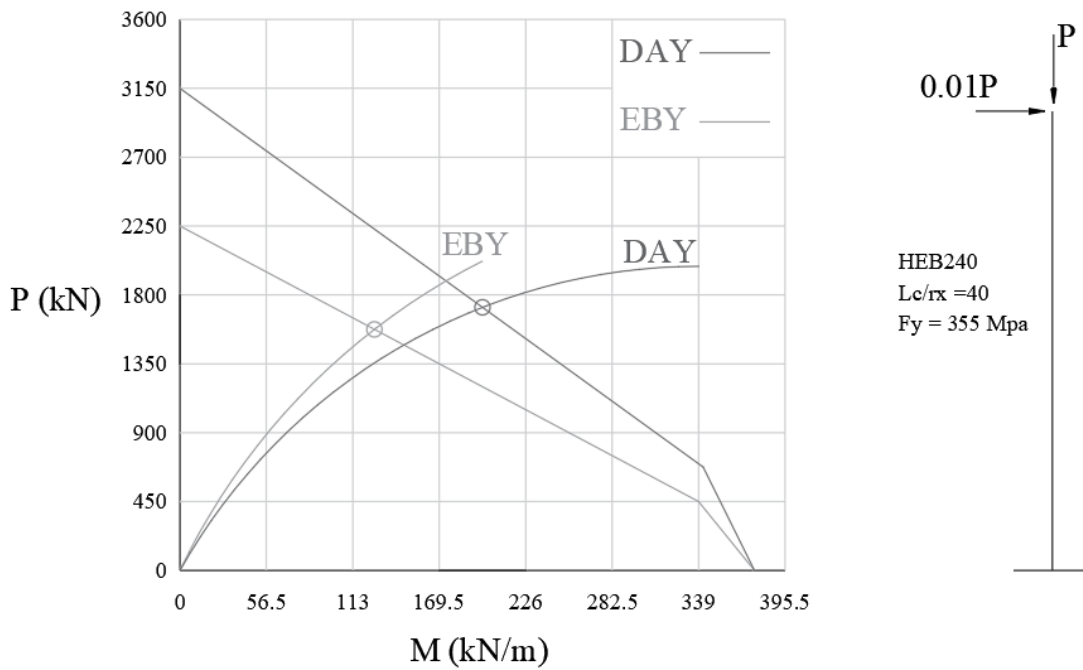
YDKT için $\alpha = 1.0$ veya GKT için $\alpha = 1.6$ dır.

Bu hesabı basitleştirmek adına $0.001\alpha Y_i$ ek fiktif yük ekleyerek $\tau_b = 1$ alınacaktır.

Geometrik ön kusurları dikkate almak için yapının kat hizalarından fiktif yükler etkitilecektir. Bu yükler tüm düşey ve yatay yük birleşimlerine eklenecektir. Fiktif yükler denklem 3.24 ile hesaplanacaktır.

$$N_i = 0.002\alpha Y_i \quad (3.24)$$

Hem yapısal eleman bazında ($P - \delta$), hem de yapısal sistem bazında ($P - \Delta$) ikinci merteye etkileri dikkate alınacaktır. Tüm yük birleşimleri lineer olmayan yük birleşimlerine dönüştürülüp ikinci merteye etkileri dikkate alınacaktır.



Şekil 3.5 : EBY ve DAY Karşılaştırılması

Doğrudan Analiz Yöntemi ile Etkin Boy Yöntemi P-M etkileşim grafiği üzerinde karşılaştırılmalı gösterilmiştir. Doğrudan analiz yönteminde görüldüğü üzere ikinci merteye etkilerinden dolayı talep daha fazladır. Bu karşılaştırma herhangi bir standart yapısal elemanda yapılmıştır. Bu karşılaştırma farklı kat yüksekliklerine sahip daha karmaşık yapılarda yapıldığında elemanlarda oluşan yapısal talepler arası farklar artmaktadır.

3.3 Yük Birleşimleri

Bu yapı sistemine ait karakteristik yükler önceki bölümlerde detaylı olarak ilgili yönetmeliklerde kullanılan kurallara bağlı olarak belirlenmiştir. Yük birleşimlerinde kullanılan yüklere ait kısaltmalar aşağıda verilmiştir.

G: Sabit yük

Q: Hareketli yük

Q_r: Çatı hareketli yük

S: Kar yükü

E: Deprem yükü

W: Rüzgâr yükü

Bu çalışmada seçilen tasarım yöntemi YDKT'ye göre yük birleşimleri ilgili yönetmelikten alınıp aşağıda sıralanmıştır. Bu yük birleşimleri kullanılarak elemanlar üzerinde oluşan en büyük karakteristik yük ve deplasman talepleri belirlenecektir.

Komb 1	$1.4G^*$
Komb 2a-1	$1.2G^* + 1.6Q_r^*$
Komb 2a-2	$1.2G^* + 1.6S$
Komb 2b-1	$1.2G^* + 1.6Q^* + 0.5Q_r^*$
Komb 2b-2	$1.2G^* + 1.6Q^* + 0.5S$
Komb 3-1	$1.2G^* + 1.6Q_r^* + Q^*$
Komb 3-2	$1.2G^* + 1.6Q_r^* + 0.8W_x$
Komb 3-3	$1.2G^* + 1.6Q_r^* + 0.8W_y$
Komb 3-4	$1.2G^* + 1.6S + Q^*$
Komb 3-5	$1.2G^* + 1.6S + 0.8W_x$
Komb 3-6	$1.2G^* + 1.6S + 0.8W_y$
Komb 4-1	$1.2G^* + 1.0Q^* + 0.5Q_r^* + 1.6W_x$
Komb 4-2	$1.2G^* + 1.0Q^* + 0.5Q_r^* + 1.6W_y$

Komb 4-3	$1.2G^* + 1.0Q^* + 0.5S + 1.6W_x$
Komb 4-4	$1.2G^* + 1.0Q^* + 0.5S + 1.6W_y$
Komb 5-1	$1.2G^* + 1.0Q^* + 0.2S + 1.0E_x + 0.3E_y + 0.3E_z$
Komb 5-2	$1.2G^* + 1.0Q^* + 0.2S + 1.0E_x - 0.3E_y + 0.3E_z$
Komb 5-3	$1.2G^* + 1.0Q^* + 0.2S - 1.0E_x + 0.3E_y + 0.3E_z$
Komb 5-4	$1.2G^* + 1.0Q^* + 0.2S - 1.0E_x - 0.3E_y + 0.3E_z$
Komb 5-5	$1.2G^* + 1.0Q^* + 0.2S + 1.0E_y + 0.3E_x + 0.3E_z$
Komb 5-6	$1.2G^* + 1.0Q^* + 0.2S + 1.0E_y - 0.3E_x + 0.3E_z$
Komb 5-7	$1.2G^* + 1.0Q^* + 0.2S - 1.0E_y + 0.3E_x + 0.3E_z$
Komb 5-8	$1.2G^* + 1.0Q^* + 0.2S - 1.0E_y - 0.3E_x + 0.3E_z$
Komb 6-1	$0.9G^* + 1.6W_x$
Komb 6-2	$0.9G^* + 1.6W_y$
Komb 7-1	$0.9G^* + 1.0E_x + 0.3E_y - 0.3E_z$
Komb 7-2	$0.9G^* + 1.0E_x - 0.3E_y - 0.3E_z$
Komb 7-3	$0.9G^* - 1.0E_x + 0.3E_y - 0.3E_z$
Komb 7-4	$0.9G^* - 1.0E_x - 0.3E_y - 0.3E_z$
Komb 7-5	$0.9G^* + 1.0E_y + 0.3E_x - 0.3E_z$
Komb 7-6	$0.9G^* + 1.0E_y - 0.3E_x - 0.3E_z$
Komb 7-7	$0.9G^* - 1.0E_y + 0.3E_x - 0.3E_z$
Komb 7-8	$0.9G^* - 1.0E_y - 0.3E_x - 0.3E_z$

Doğrudan analiz yöntemine göre fiktif yükler belirlenmiş olup denklem 3.1, denklem 3.2 ve denklem 3.3'de görüldüğü gibi düşey yüklere eklenmiştir.

$$G^* = G + N_{GX} + N_{GY} \quad (3.1)$$

$$Q^* = Q + N_{QX} + N_{QY} \quad (3.2)$$

$$Qr^* = Qr + N_{QrX} + N_{QrY} \quad (3.3)$$

4. TBDY 2018 BÖLÜM 13'E GÖRE ÖN DEPREM HESABI

4.1 Genel Bilgiler

Bu çalışmada dikkate alınan yapı $BYS = 1$ ve $DTS = 1$ olduğu için yüksek yapılar sınıfında değerlendirilecektir.

Mevcut yapı TBDY 2018 gereğince süneklik düzeyi yüksek sistem olarak düzenlenecektir.

Bu çalışmaya ait yapısal taşıyıcı sistem, çelik yapılar için Tablo 4.1'de C14 ve C15 ile tanımlanan süneklik düzeyi yüksek çelik taşıyıcı sistemlerden oluşacaktır. Özellikle dikkate alınan yapı sistemi C14'e benzemektedir fakat cephesinde bulunan diagrid sistem eğik kolonlar sebebiyle tam olarak bu grupta değerlendirilememektedir. TBDY 2018'de olduğu gibi diğer yönetmeliklerde de diagrid sistem yapılar açıkça belirtilmemiştir. Bu yüzden yapı sismik değerleri ASCE 7-16 Tablo 12.2.1'den H olarak seçilmiştir. Buna göre R, D ve Cd değerleri 3 olarak belirlenmiştir.

4.2 Bina Performans Düzeyleri

4.2.1 DD-1 Deprem düzeyi

DD-1 Deprem düzeyi, 2475 yılda bir oluşabilmesi muhtemel depremlere denk gelmektedir. Bu deprem düzeyinde maksimum büyüklüklerin 50 yılda aşılma ihtimali %2 belirlenmiştir. Bu deprem düzeyi yapının ömrü boyunca maruz kalacağı en büyük deprem olarak dikkate alınır.

4.2.2 DD-2 Deprem düzeyi

DD-2 Deprem düzeyi, 475 yıl yılda bir oluşabilmesi muhtemel depremlere denk gelmektedir. Bu deprem düzeyinde maksimum büyüklüklerin 50 yılda aşılma ihtimali %10 belirlenmiştir. Bu deprem düzeyi yapının ömrü boyunca maruz kalacağı standart deprem olarak dikkate alınır.

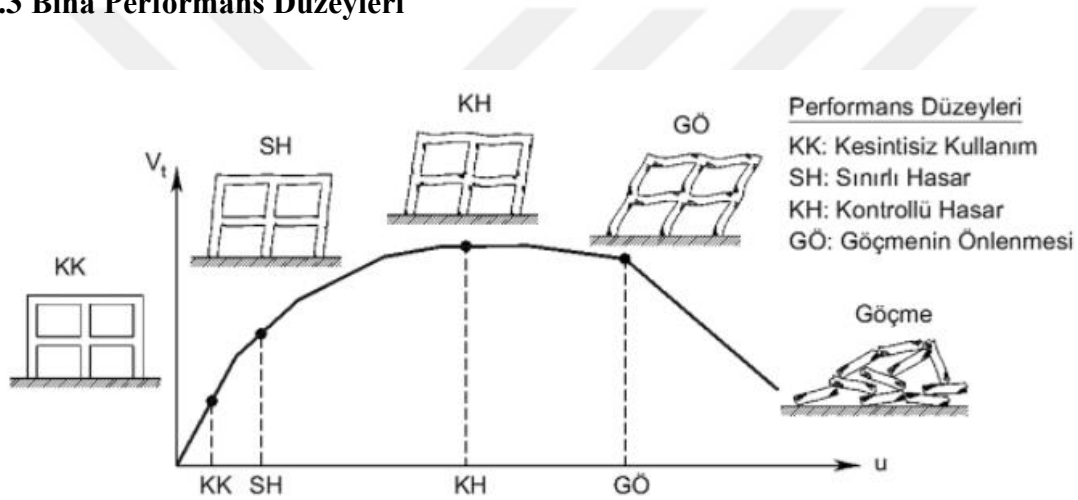
4.2.3 DD-3 Deprem düzeyi

DD-3 Deprem düzeyi 72 yılda bir oluşabilmesi muhtemel depremlere denk gelmektedir. Bu deprem düzeyinde maksimum büyüklüklerin 50 yılda aşılma ihtimali %50 belirlenmiştir.

4.2.4 DD-3 Deprem düzeyi

DD-4 Deprem düzeyi 43 yılda bir oluşabilmesi muhtemel depremlere denk gelmektedir. Bu deprem düzeyinde maksimum büyüklüklerin 50 yılda aşılma ihtimali %68, 30 yılda aşılma ihtimali %50 olarak belirlenmiştir.

4.3 Bina Performans Düzeyleri



Şekil 4.1 : TBDY 2018 Performans Düzeyleri [24].

4.3.1 Kesintisiz kullanım performans düzeyi

Bu performans düzeyinde binanın taşıyıcı elemanlarında hiçbir hasar olmayacağı taşıyıcı olmayan elemanlarda ise oluşan hasarların ihmal edilebilir seviyede olacağı öngörülmektedir. Oluşan deprem sonunda yapının kullanımında herhangi bir aksama olmaması öngörülmektedir.

4.3.2 Sınırlı hasar performans düzeyi

Bu performans düzeyinde binanın taşıyıcı elemanlarında oluşan hasarlar sınırlı düzeydedir. Yani doğrusal olmayan davranış sınırlıdır ve oluşan hasarlar çok azdır.

4.3.3 Kontrollü hasar performans düzeyi

Bu performans düzeyinde binanın taşıyıcı elemanlarında kısmen hasar oluşmasına izin verilmektedir. Oluşan bu hasarlar çok ağır değildir ve tamir edilebilir düzeydedir. Oluşan deprem sonunda yapının kullanımında tamir sürecinde kısa süreli aksama olması öngörülmektedir.

4.3.4 Göçmenin önlenmesi performans düzeyi

Bu performans düzeyinde binanın taşıyıcı elemanlarında ağır hasarlar oluşmasına rağmen yapının toptan göçmemesi öngörülmektedir. Bu sayede yapı içinde bulunan insanların güvenli bir biçimde tahliye edilmesi öngörülmektedir. Yapının tamir edilmesi veya tekrar kullanılması mümkün değildir.

4.4 Yüksek Bina Performans Hedefleri ve Tasarım Aşamaları

Yüksek binalarda tasarım 3 adımda olarak yapılacaktır.

Çizelge 4.1 : DTS'ye göre Yüksek Yapılar için Performans Hedefi ve Tasarım Yaklaşımı [24].

Deprem Yer Hareketi Düzeyi	DTS = 1, 2, 3, 3a, 4, 4a		DTS = 1a, 2a,	
	Normal Performans Hedefi	Değerlendirme Tasarım Yaklaşımı	Değerlendirme Tasarım Yaklaşımı	Değerlendirme Tasarım Yaklaşımı
DD - 4	KK	DGT	-	-
DD - 3	-	-	SH	ŞDGT
DD - 2	KH	DGT ⁽¹⁾	KH	DGT ^(1,2)
DD - 1	GÖ	ŞDGT	KH	ŞDGT

(1) Ön tasarım olarak yapılacaktır.

(2) $I = 1.5$ alınarak uygulanacaktır.

İlk adımda DD-2 deprem düzeyi baz alınarak deprem yükleri hesaplanacak olup DGT'ye göre tasarımı yapılacaktır. Bu hesap sonucunda etkisi altında KH performans düzeyinin sağlanacaktır.

İlk adımda kullanılan hesaplarda TBDY 2018 Bölüm 4'ün veya Bölüm 5'in yanında Bölüm 9'da ki şartlar dikkate alınacaktır.

İkinci adımda ön tasarımı yapılmış olan yapı normal performans hedefi için DD-4 deprem düzeyi baz alınarak deprem yükleri hesaplanacak olup DGT' ye göre tasarımı yapılacaktır. Bu hesap sonucunda etkisi altında KK performans düzeyinin sağlanacaktır.

İkinci adımda kullanılan hesaplarda TBDY 2018 Bölüm 4'ün veya Bölüm 5'in yanında Bölüm 9'da ki şartlar dikkate alınacaktır.

Üçüncü adımda ilk iki adımı tamamlanan yüksek binanın DD-1 deprem düzeyi baz alınarak deprem yükleri hesaplanacak olup ŞDGT' ye göre tasarımı yapılacaktır. Bu hesap sonucunda etkisi altında GÖ performans düzeyinin sağlanacaktır.

Yapılan bu tasarım hesapları sonucunda gerekli görülmesi halinde yapılan tasarımda yeniden düzenlemeler yapılarak son tasarım aşamasına gelinecektir.

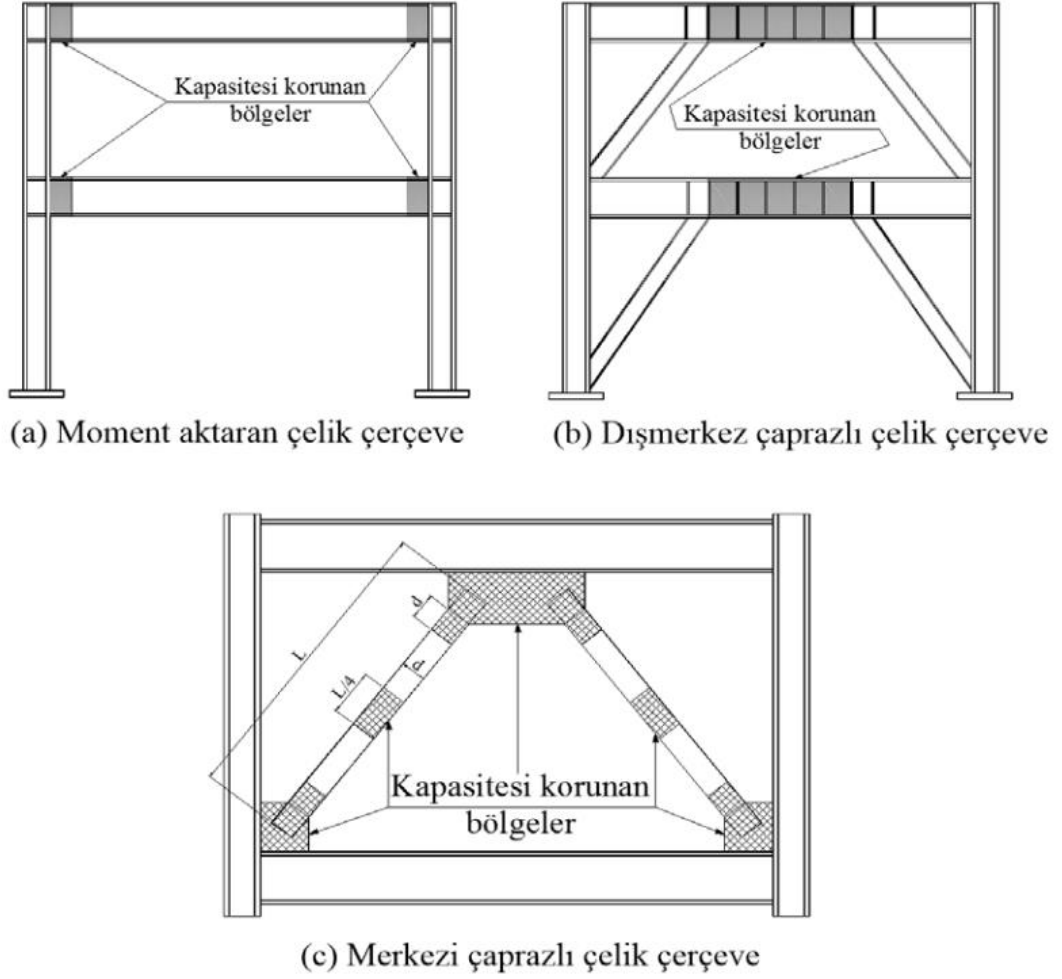
4.5 Yüksek Bina Taşıyıcı Sistem Elemanlarının Davranış Özellikleri

“Kapasite tasarımı yaklaşımı, taşıyıcı sistemde doğrusal olmayan sünek davranışın açık olarak tanımlanan belirli elemanlarla (veya kesitlerle) sınırlı tutulmasını, bu davranışla uyumlu olarak diğer bütün elemanların yeterli dayanım kapasitesine sahip olmasını öngören tasarım yaklaşımıdır” [24].

Bu çalışmada ele alınan yapı sistemindeki, doğrusal olmayan davranış gösteren taşıyıcı elemanlar, yapı çevresinde bulunan eğik kolonlarda çekme kuvveti oluşan kolonlarda akma, basınç kuvveti oluşan kolonlarda burkulma oluşacaktır. Diagrid eğik kolonlar arası çevre kiriş uç bölgelerinde eğilme momentinden kaynaklı akma oluşacaktır. Çekirdek içindeki kompozit kolonların aralarında bulunan kirişlerin ucunda eğilme momentinden kaynaklı akma oluşacaktır. Betonarme dolgulu dairesel kompozit kolonlar deprem boyunca elastik kalacaktır.

Doğrusal davranış gösteren elemanlarda oluşan iç kuvvetler kritik iç kuvvetler olarak tanımlanıp tasarım hesaplarında kullanılacaktır.

Bu yapıda bulunan, elastik davranış gösteren diğer elemanlar olan dış diagrid sistemi iç çekirdeğe bağlayan ve düşey yükleri taşıyan kat kirişleri, tali kirişler, kompozit kolonlar ve çelik elemanların düğüm noktalarıdır.



Şekil 4.2 : TB DY 2018 Kapasitesi Korunan Bölgeler [24].

4.6 Birinci Adım Tasarım Hesabı (Ön Tasarım)

Birinci adım deprem hesabında DD2 deprem hareketi için Mod Birleştirme Analizi kullanılacaktır.

Buna göre yatay elastik tasarım ivme spektrumu hesabı için köşe periyodları T_A ve T_B sırasıyla denklem 4.1 ve denklem 4.2 ile hesaplanacaktır.

$$T_A = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.071 \text{ sn} \quad ; \quad T_B = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.357 \text{ sn} \quad (4.1)$$

Yatay elastik tasarım ivme spektrumu sırasıyla denklem 4.2 ile hesaplanacaktır. Bulunan değerler ile ilgili spektrum Şekil 4.1' de gösterilmiştir.

$$S_{ae} = \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_A}\right) S_{DS} \quad 0 \leq T \leq T_A$$

$$S_{ae} = S_{DS} \quad T_A \leq T \leq T_B$$

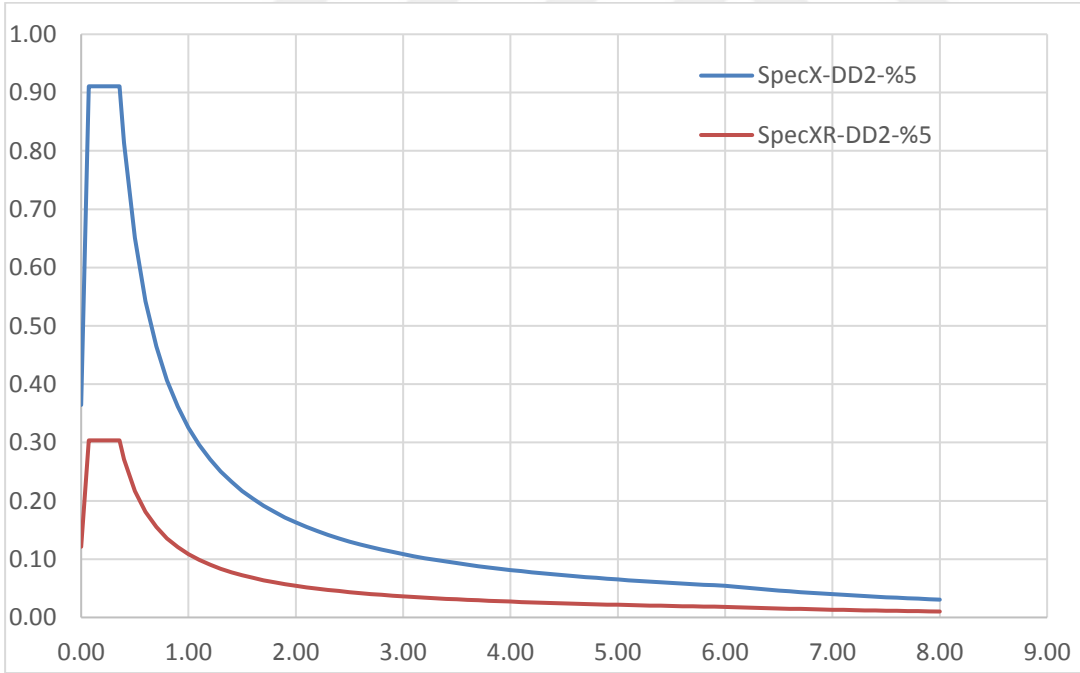
$$S_{ae} = \frac{S_{D1}}{T} \quad T_B \leq T \leq T_L$$

$$S_{ae} = \frac{S_{D1} T_L}{T^2} \quad T_L \leq T$$
(4.2)

Deprem yükleri denklem 4.3 ile hesaplanan azaltma katsayısı ile azaltılmıştır. Hesaplanan azaltılmış spektrum değerleri Şekil 4.1' de gösterilmiştir.

$$R_a(T) = \frac{R}{I} = 3 \quad T > T_B$$

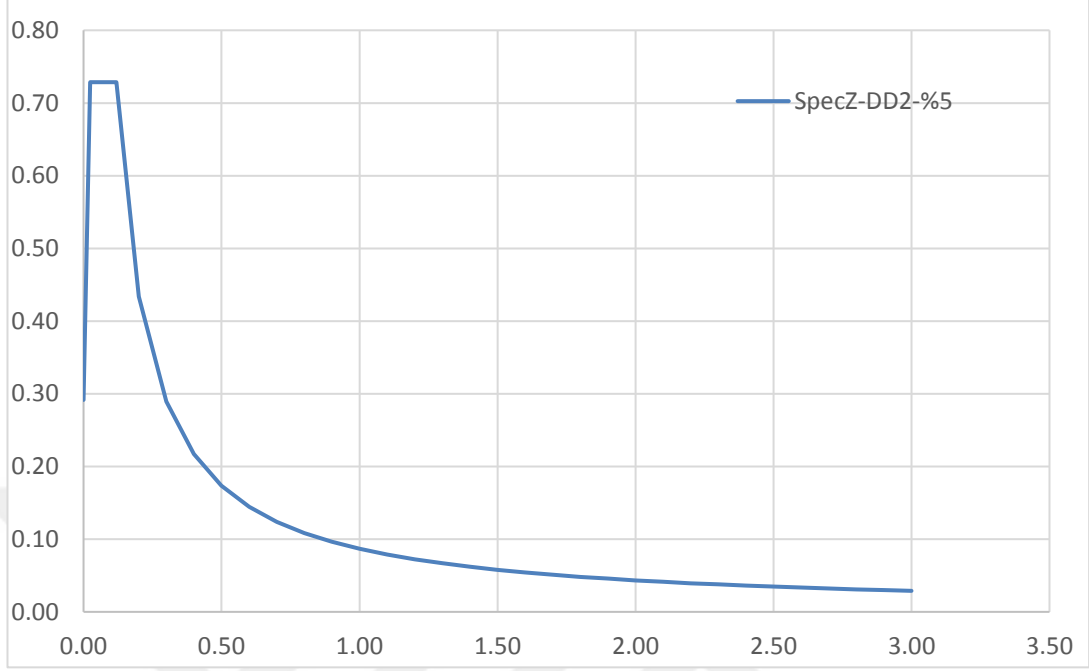
$$R_a(T) = D + \left(\frac{R}{I} - D\right) \frac{T}{T_B} = 3 \quad T \leq T_B$$
(4.3)



Şekil 4.3 : DD-2 yatay elastik tasarım ivme spektrumu.

Bu binada cephesinde eğik kolonlar bulunduğu için düşey deprem etkisi de dikkate alınacaktır. Bunun için düşey elastik tasarım ivme spektrumu kullanılacaktır. Düşey elastik ivme spektrum köşe periyodları T_{AD} ve T_{BD} ile T_{LD} periyodu denklem 4.4 ile hesaplanacaktır.

$$T_{AD} = \frac{T_A}{3} = 0.024 \quad ; \quad T_{BD} = \frac{T_B}{3} = 0.119 \quad ; \quad T_{LD} = \frac{T_L}{2} = 3.000 \quad (4.4)$$



Şekil 4.4 : DD-2 düşey elastik tasarım ivme spektrumu.

Düşey deprem etkisi dikkate alınırken azaltma katsayısı kullanılmayacaktır (Şekil 4.2). Bu tasarım adımında yapıya ait sönüm oranı %5 dir.

Bu çalışmada ilk 24 modun katkısı her iki yatay doğrultu için %99.9 dur. Düşey doğrultuda ise %96.2dir (Çizelge 4.2). Ayrıca %3 den daha fazla katkısı olan modlar dikkate alınmalıdır.

$$\sum_{n=1}^{YM} m_{txn}^{(X)} \geq 0.95m_t \quad ; \quad \sum_{n=1}^{YM} m_{tyn}^{(Y)} \geq 0.95m_t \quad (4.5)$$

4.6.1 Yapısal analiz sonuçları

Bu çalışmada oluşturulan diagrid yapı sisteminin yapısal analizi SAP2000 programı ile yapılmıştır.

Analiz sonucunda yapının modlarına ait periyod değerleri Çizelge 4.2’de ve yapıya ait kütle değerleri Çizelge 4.3’de gösterilmiştir. Mod birleştirme analizi sonucunda elde edilen taban kesme kuvveti, birinci adım deprem hesabında tanımlanan minimum taban kesme kuvvetin büyük olmalıdır.

Çizelge 4.2 : Bina periyod ve modal kütle katılım oranı.

Mod	Periyod (sn)	U _x	U _y	U _z
1	2.555	0.561	0.101	0.000
2	2.555	0.101	0.561	0.000
3	1.152	0.000	0.000	0.000
4	0.839	0.001	0.178	0.000
5	0.839	0.178	0.001	0.000
6	0.501	0.000	0.045	0.000
7	0.501	0.045	0.000	0.000
8	0.443	0.000	0.000	0.213
9	0.423	0.000	0.013	0.001
10	0.423	0.013	0.000	0.002
11	0.418	0.000	0.000	0.205
12	0.395	0.000	0.000	0.200
13	0.363	0.004	0.011	0.000
14	0.363	0.010	0.004	0.002
15	0.327	0.002	0.001	0.088
16	0.312	0.007	0.019	0.000
17	0.311	0.018	0.006	0.008
18	0.268	0.000	0.000	0.052
19	0.220	0.000	0.056	0.000
20	0.220	0.055	0.000	0.000
21	0.182	0.000	0.000	0.100
22	0.091	0.001	0.001	0.050
23	0.086	0.001	0.003	0.000
24	0.085	0.002	0.001	0.042
Toplam		0.999	0.999	0.962

Minimum taban kesme kuvveti denklem 4.6 ile hesaplanacaktır. Yapı 105 m'den küçük olduğu için $\alpha_H = 1.0$ alınacaktır.

$$V_{t,min} = 0.04 \alpha_H m_t S_{DS} g = 4783.429 \text{ kN} \quad (4.6)$$

“A1, B2 veya B3 türü düzensizliklerinde herhangi birinin bulunmaması durumunda $\gamma_E = 0.90$ alınacaktır. Bu düzensizliklerin herhangi birinin bulunması durumunda $\gamma_E = 0.80$ olacaktır. Dıştan rijit perdelerle çevrelenen bodrumların bulunduğu binalarda eşdeğer taban kesme kuvveti büyütme katsayısı, sadece binanın bodrum katlarının üstündeki üst bölüm olarak hesaplanacaktır” [24].

Bu bina herhangi bir düzenlik olmadığı için $\gamma_E = 0.80$ alınmıştır.

Çizelge 4.3 : Bina kat kütleleri.

Kat	Kütle (ton)
24	469.546
23	552.404
22	540.627
21	526.806
20	541.815
19	553.593
18	561.771
17	561.212
16	549.404
15	535.699
14	550.825
13	562.633
12	572.162
11	572.953
10	561.114
9	548.595
8	564.906
7	576.746
6	586.707
5	587.931
4	576.061
3	563.580
2	579.929
1	591.799
Toplam	13388.819

$V_{tx} > \gamma_E V_{t,min}$ olduğu için β_{tE} katsayısını hesaplamaya gerek kalmamıştır. Bu formülde $\gamma_E = 1$ alınmıştır.

Çizelge 4.4 : Taban kesme kuvvetleri.

Mod	V_x (kN)	V_y (kN)
$V_{t,min}$	4783.429	4783.429
V_t	6869.042	6870.105
V_w	5592.060	5588.160

Ayrıca deprem yüklerin kaynaklanan taban kesme kuvveti rüzgâr yüklerinden kaynaklanan taban kesme kuvvetinden daha büyüktür.

Bundan dolayı yatay yüklerde deprem yüklerinin rüzgâr yüklerine göre baskındır.

4.6.2 Görelî kat ötelenmelerinin değerlendirilmesi

Herhangi bir doğrultuda azaltılmış deprem yükleri altında birbirini takip eden iki kat arası yatay yer değiştirme miktarı arasındaki fark, Δ_i denklem 4.7 ile hesaplanacaktır.

$$\Delta_i^{(X)} = u_i^{(X)} - u_{i-1}^{(X)} \quad (4.7)$$

Herhangi bir doğrultuda birbirini takip eden iki kat arası yatay yer değiştirme miktarı arasındaki fark, $\delta_i^{(X)}$ denklem 4.8 ile hesaplanacaktır.

$$\delta_i^{(X)} = \frac{R}{I} \Delta_i^{(X)} \quad (4.8)$$

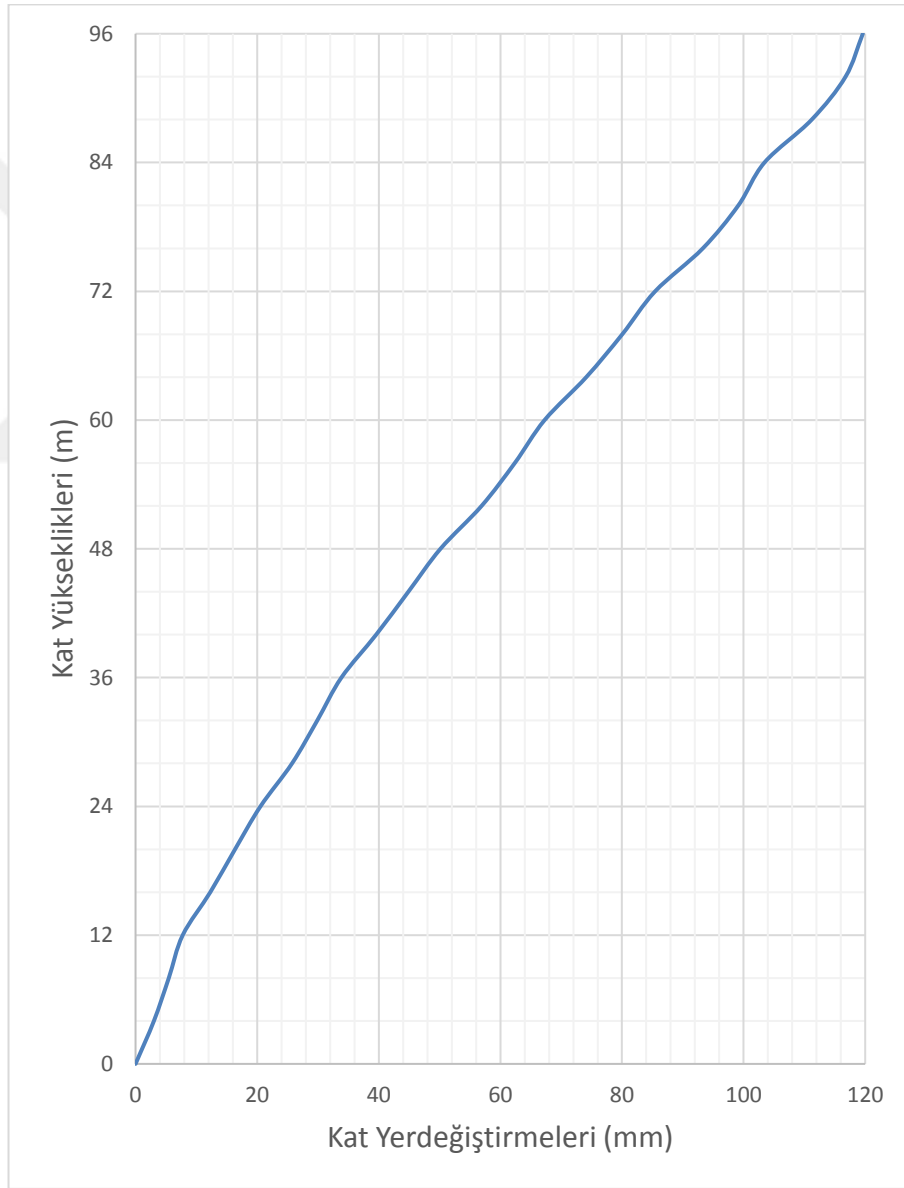
Çizelge 4.5 : Bina etkin görelî kat ötelenmeleri.

Kat	h_i (m)	u_i (mm)	Δ_i (mm)	δ_i	$\lambda \frac{\delta_{i,maks}}{h_i}$
24	4.00	119.605	2.833	5.50	0,0011
23	4.00	116.772	5.562	16.69	0,0022
22	4.00	111.21	7.775	23.33	0,0031
21	4.00	103.435	4.300	12.90	0,0017
20	4.00	99.135	5.837	17.51	0,0023
19	4.00	93.298	7.842	23.53	0,0031
18	4.00	85.456	5.397	16.19	0,0021
17	4.00	80.059	5.931	17.79	0,0024
16	4.00	74.128	6.853	20.56	0,0027
15	4.00	67.275	4.898	14.69	0,0019
14	4.00	62.377	5.467	16.40	0,0022
13	4.00	56.91	6.765	20.30	0,0027
12	4.00	50.145	5.280	15.84	0,0021
11	4.00	44.865	5.293	15.88	0,0021
10	4.00	39.572	5.716	17.15	0,0023
9	4.00	33.856	3.973	11.92	0,0016
8	4.00	29.883	4.147	12.44	0,0016
7	4.00	25.736	5.193	15.58	0,0021
6	4.00	20.543	4.181	12.54	0,0017
5	4.00	16.362	4.071	12.21	0,0016
4	4.00	12.291	4.530	13.59	0,0018
3	4.00	7.761	2.293	6.88	0,0009
2	4.00	5.468	2.448	7.34	0,0010
1	4.00	3.02	3.020	9.06	0,0012
Maksimum					0.0031

Her bir katta binanın kolon uçlarında oluşan maksimum görelî etkin kat ötelenmesi denklem 4.9 ile kontrol edilecektir.

$$\lambda \frac{\delta_{i,max}^{(X)}}{h_i} < 0.016K \quad (4.9)$$

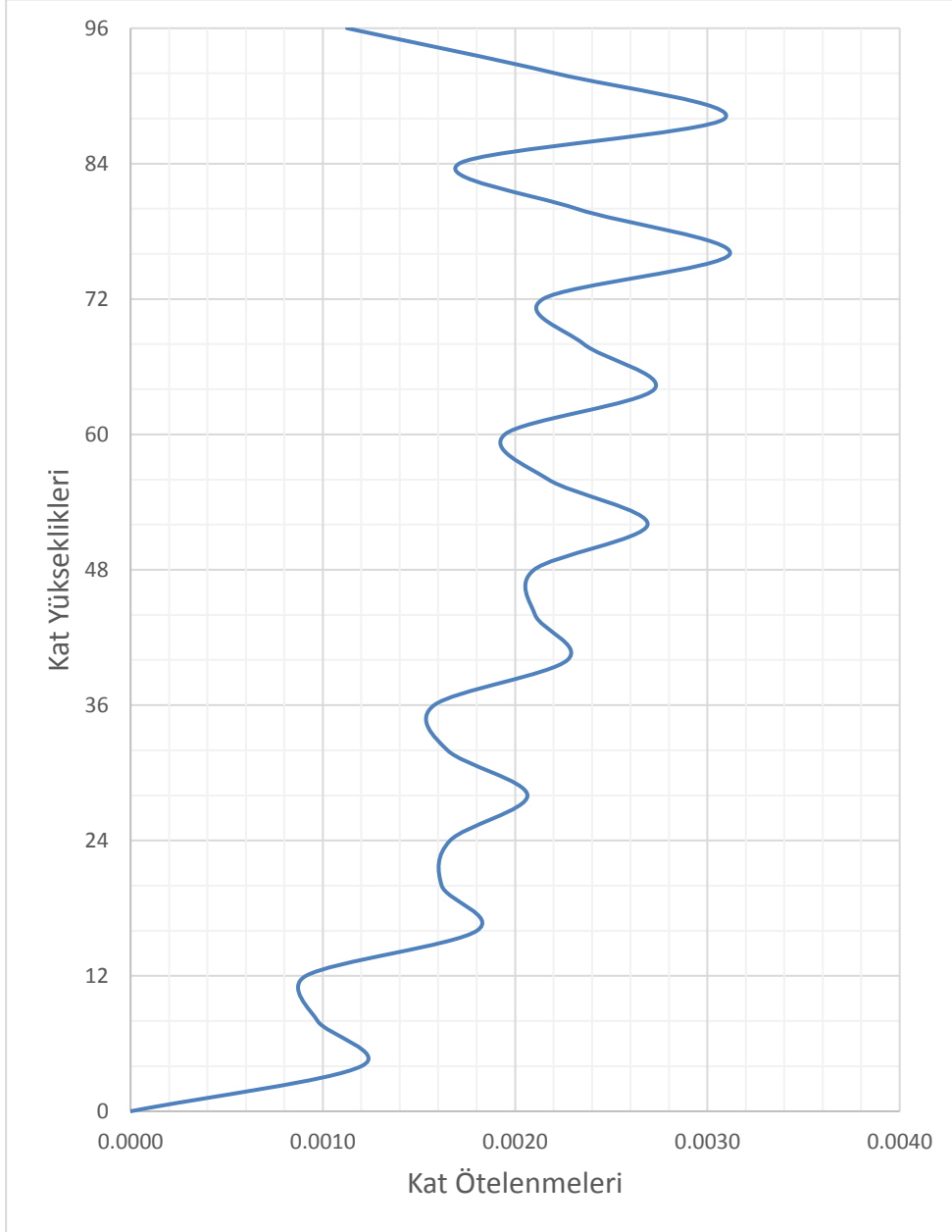
Denklemden verilen λ herhangi bir doğrultudaki hâkim titreşim periyodu için hesaplanan DD-3 deprem düzeyi yatay elastik tasarım spektral ivmesinin, DD-3 deprem düzeyi yatay elastik tasarım spektral ivmesine oranı olarak tanımlanır. Bu katsayının hesabı denklem 4.10 ile hesaplanmıştır. K çelik yapılar için 0.5 alınacaktır. Yapının periyodu her iki yönde aynı olduğu için hesaplanan λ katsayısı her iki doğrultu için de aynıdır.



Şekil 4.5 : DD-2 Kat yer değiştirmeleri.

$$\lambda = \frac{S_{ae,T}^{(DD-3)}}{S_{ae,T}^{(DD-2)}} = 0.53 \quad (4.10)$$

Tüm katlar için etkin görelî kat ötelenmeleri hesaplanmış olup Çizelge 4.5' de ayrı ayrı gösterilmiştir. Her ki yönde de kat ötelenmeleri eşit olduğu için, tek doğrultuda değerlendirme yapılacaktır.



Şekil 4.6 : DD-2 kat ötelenmeleri.

4.6.3 İkinci mertebe etkilerinin dikkate alınması

Her bir katta, herhangi bir doğrultudaki ikinci mertebe gösterge değeri denklem 4.11 ile hesaplanıp Çizelge 4.6' da gösterilmiştir.

$$\theta_{II,i} = \frac{(\Delta_i)_{ort} \sum_{k=i}^N w_k}{V_i h_i} \quad (4.11)$$

Her kat için hesaplanan $\theta_{II,i}$ değerlerinin maksimum olanı $\theta_{II,maks}$ bulunup aşağıda bulunan Denklem 4.12 ile kıyaslanmıştır.

$$\theta_{II,maks} \leq 0.12 \frac{D}{C_h R} = 0.24 \quad (4.12)$$

Çizelge 4.6 : Bina ikinci mertebe etkilerinin değerlendirilmesi.

Kat	h_i (m)	Δ_i	V_i	$\sum_{k=i}^N w_k$	$\theta_{II,i}$
24	4.00	2.833	471.224	469.55	0.000
23	4.00	5.562	531.280	1021.95	0.000
22	4.00	7.775	497.346	1562.58	0.000
21	4.00	4.300	462.603	2089.38	0.000
20	4.00	5.837	453.127	2631.20	0.000
19	4.00	7.842	439.827	3184.79	0.001
18	4.00	5.397	422.834	3746.56	0.001
17	4.00	5.931	398.946	4307.77	0.001
16	4.00	6.853	367.578	4857.18	0.001
15	4.00	4.898	336.009	5392.88	0.001
14	4.00	5.467	322.463	5943.70	0.002
13	4.00	6.765	305.849	6506.34	0.003
12	4.00	5.280	287.103	7078.50	0.003
11	4.00	5.293	263.542	7651.45	0.003
10	4.00	5.716	234.633	8212.57	0.005
9	4.00	3.973	206.459	8761.16	0.005
8	4.00	4.147	188.975	9326.07	0.006
7	4.00	5.193	168.819	9902.81	0.011
6	4.00	4.181	147.201	10489.52	0.012
5	4.00	4.071	122.923	11077.45	0.018
4	4.00	4.530	96.353	11653.51	0.034
3	4.00	2.293	70.699	12217.09	0.033
2	4.00	2.448	48.500	12797.02	0.081
1	4.00	3.020	24.746	13388.82	0.408
Maksimum					0.408

Çizelge 4.6’da görüldüğü üzere ikinci mertebe etkileri dikkate alınmasına gerek yoktur. Fakat hesapta ÇYTHYE 2018’ya göre doğrudan analiz yöntemi kullanıldığı için ikinci mertebe etkileri dikkate alınmıştır.

4.6.4 Yapısal düzensizliklerin kontrolü

Bina hiçbir katında konsol döşeme bulunmamaktadır. Ayrıca döşemeler içinde süreksizlikler ve büyük boşluklar bulunmamaktadır. Bu kriterler dikkate alındığında A2 ve A3 türü düzensizliklerin bulunmadığı görülmektedir.

Yapı her iki doğrultuda da simetrik olduğu için A1 türü düzensizlik yoktur.

Mevcut bina çelik yapı olduğu için B1 türü düzensizlik kontrolüne gerek yoktur.

Çizelge 4.7 : B2 türü düzensizliğin incelenmesi.

Kat	h_i (m)	Δ_i	Δ_i / h_i	Δ_{i-1} / h_{i-1}	$\eta_{k,i}$
24	4.00	1.833	0.000	-	-
23	4.00	5.562	0.001	0.001	1.96
22	4.00	7.775	0.002	0.002	1.40
21	4.00	4.300	0.001	0.001	1.81
20	4.00	5.837	0.001	0.001	1.36
19	4.00	7.842	0.002	0.002	1.34
18	4.00	5.397	0.001	0.001	1.45
17	4.00	5.931	0.001	0.001	1.10
16	4.00	6.853	0.002	0.002	1.16
15	4.00	4.898	0.001	0.001	1.40
14	4.00	5.467	0.001	0.001	1.12
13	4.00	6.765	0.002	0.002	1.24
12	4.00	5.280	0.001	0.001	1.28
11	4.00	5.293	0.001	0.001	1.00
10	4.00	5.716	0.001	0.001	1.08
9	4.00	3.973	0.001	0.001	1.44
8	4.00	4.147	0.001	0.001	1.04
7	4.00	5.193	0.001	0.001	1.25
6	4.00	4.181	0.001	0.001	1.24
5	4.00	4.071	0.001	0.001	1.03
4	4.00	4.530	0.001	0.001	1.11
3	4.00	2.293	0.001	0.001	1.98
2	4.00	2.448	0.001	0.001	1.07
1	4.00	3.020	-	0.001	1.23
Maksimum					1.98

Taşıyıcı sistemin düşey elemanlarında herhangi bir süreksizlik yoktur. Katlarda kirişlerin üzerine kolon oturtulmamıştır. Mevcut binada guse bulunmamaktadır.

Herhangi bir katta perdeler kolonların üzerine oturtulmamıştır. Bu sebeple B3 türü düzensizlik yoktur.

Komşu katlar arasındaki yumuşak kat düzensizliği denklem 4.13 ve denklem 4.14 ile hesaplanmış ve değerler Çizelge 4.7’de incelenmiştir.

$$\eta_{ki} = \left(\frac{\Delta_i^{(X)}}{h_i} \right)_{ort} / \left(\frac{\Delta_{i+1}^{(X)}}{h_{i+1}} \right)_{ort} > 2.0 \quad (4.13)$$

$$\eta_{ki} = \left(\frac{\Delta_i^{(X)}}{h_i} \right)_{ort} / \left(\frac{\Delta_{i-1}^{(X)}}{h_{i-1}} \right)_{ort} > 2.0 \quad (4.14)$$

4.7 Birinci Adım Tasarım Aşaması Boyutlandırma Hesapları

Bu bölümde yapısal analizi tamamlan kolonların ve kirişlerin boyutlandırma hesapları yapılacaktır. Ayrıca kat döşemeleri içinde bulunan kompozit ana kirişler, kompozit tali kirişler ve diagrid eğik kolonların boyutlandırma hesapları da yapılacaktır. Bu kısımda TBDY 2018 Bölüm 9’dan ve ÇYTHYE 2018’den faydalanacaktır. Birleşim hesapları Idea-Statica programı ile yapılmıştır.

4.7.1 Çekirdek moment aktaran çerçeve kirişlerin boyutlandırılması

“Süneklik düzeyi yüksek olarak tasarlanan yatay yük taşıyıcı sistemlerin çelik kirişlerinin alt veya üst başlıkları denklem 4.15 ile verilen koşulu sağlayacak şekilde yanal burkulmaya karşı desteklenecektir. Betonarme döşemelerin çelik kirişler ile kompozit olarak çalıştığı sistemlerde, kirişlerin betonarme döşemeye bağlanan başlıklarında, bu koşula uyulması zorunlu değildir” [24].

Döşemelerde bulunan destek elemanları arasında maksimum uzaklık denklem 4.15 ile kontrol edilmiş

$$L_b = 3.000 \text{ m} \leq 0.086i_y \left(\frac{E}{F_y} \right) = 3.585 \text{ m} \quad (4.15)$$

Bu elemanların beklenen eğilme dayanımı denklem 4.16 ile hesaplanmıştır.

$$M_r = M_u = R_y F_y W_p = 162.679 \text{ kNm} \quad (4.16)$$

Çizelge 4.8 : R_y ve R_t katsayıları [24].

Yapı Çeliği Sınıfı ve Eleman Türü	R _y	R _t
S 235 çeliğinden imal edilen hadde profilleri levhalar	1.40	1.10
S 275 çeliğinden imal edilen hadde profilleri levhalar	1.30	1.10
S 355 çeliğinden imal edilen hadde profilleri levhalar	1.25	1.10
S 460 çeliğinden imal edilen hadde profilleri	1.10	1.10
Boru ve kutu profiller	1.40	1.30
Donatı çeliği	1.20	1.20

S355 kalite H ve I profiller için R_y = 1.40 ve R_t = 1.30 dur.

Olası malzeme dayanımları Çizelge 4.8’de gösterilmiştir.

Çekirdekte bulunan moment aktaran HEB400 kesitli kirişlere ait mekanik özellikler ve kesit özellikleri aşağıda verilmiştir.

Akma gerilmesi		F _y = 355 N/mm ²	
Kopma gerilmesi		F _u = 510 N/mm ²	
Elastisite modülü		E = 200000 N/mm ²	
A _g = 19780 mm ²	G = 155 kg/m	I _x = 57680 cm ⁴	W _{ex} = 2884 cm ³
d = 400 mm	t _w = 13.5 mm	I _y = 10820 cm ⁴	W _{px} = 3232 cm ³
b = 300 mm	t _f = 24.0 mm	i _x = 170.8 mm	W _{ey} = 721.3 cm ³
h = 298 mm		i _y = 74 mm	W _{py} = 1104 cm ³
P _u = 0 kN	M _{x maks} = 556.121 kN		M _{y maks} = 0 kN

TBDY 2018’e göre kiriş başlığı enkesit narinlik kontrolü denklem 4.15 ve denklem 4.16 ile yapılacaktır.

$$\lambda_f = \frac{b}{2t_f} = 6.25 < \lambda_{hdf} = 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 7.12 \quad (4.17)$$

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = 22.07 < \lambda_{hdw} = 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 58.15 \quad (4.18)$$

ÇYHTYE 2018'e göre kiriş başlığı ve gövde enkesit narinlik kontrolü denklem 4.17 ve denklem 4.18 ile yapılacaktır.

$$\lambda_f = \frac{b}{2 t_f} = 6.25 < \lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 9.02 \quad (4.19)$$

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = 22.07 < \lambda_{pw} = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 89.25 \quad (4.20)$$

“Yerel burkulma sınır durumuna göre enkesitin başlık ve gövde parçalarının genişlik/kalınlık oranları ÇYHTYE 2018 Tablo 5.1 B de verilen λ_p sınır değerini aşmadığından, enkesit (HEB 400) kompakt olarak değerlendirilir” [5]. Bu kiriş kesiti kompakttır.

Olası akma gerilmesi denklem 4.21 ile hesaplanmıştır.

$$F_{ye} = R_y F_y = 433.75 \text{ N/m}^2 \quad (4.21)$$

Yanal burulmalı burkulma sınır durumu kontrolü için burada ele alınan kirişin, yataydaki destek elemanları arasındaki uzaklık belirleyici olacaktır. Bu yüzden bu mesafe denklem 4.22 ve denklem 4.24 ile hesaplanan sınır uzunluklar ile karşılaştırılmıştır.

$$L_p = 1.76 i_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3091 \text{ mm} \quad (4.22)$$

$$i_{ts} = \frac{b_f}{\sqrt{12 \left[1 + \frac{1}{6} \frac{h t_w}{b_f t_f} \right]}} = 83 \text{ mm} \quad (4.23)$$

Çift enkesitli I kesitlerde $c=1$ dir. I kesiti iki başlığın ağırlık merkezleri arası mesafe $h_0 = 376 \text{ mm}$ dir.

$$L_r = 1.95 i_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J c}{W_{ex} h_0} + \sqrt{\left(\frac{J c}{W_{ex} h_0}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}} = 11543 \text{ mm} \quad (4.24)$$

$L_b < L_p$ olduğu için yanal burulmalı burkulma sınır durumunu kontrol etmeye gerek yoktur. Bu bilgiler ışığında akma sınır durumu eğilme momenti dayanımı denklem 4.25 ile hesaplanmıştır.

$$M_p = F_y W_{px} = 1147.36 \text{ kNm} \quad (4.25)$$

Kirişin karakteristik eğilme momenti dayanımı denklem 4.26 ile hesaplanmıştır.

$$M_n = M_p \Phi_b = 1032.62 \text{ kNm} \quad (4.26)$$

Deprem yükleri altında oluşan gerilmeler altında moment aktaran çerçeve kirişi denklem 4.27 ile kontrol edilmiştir. Oluşan yükler, $P = 0$, $M_x = 476.795 \text{ kNm}$ ve $M_y = 0$ dır.

$$\frac{M_{maks}}{M_d} = \frac{556.121}{1032.62} = 0.54 \quad (4.27)$$

Moment aktaran çerçeve kirişine ait kesme kuvveti dayanımı aşağıda hesaplanmıştır. Öncelikle ÇYTHYE 2018' e göre gövde için narinlik kontrolü denklem 4.20 ile hesaplanmıştır.

Kirişin karakteristik ve tasarım kesme kuvveti dayanımı denklem 4.28 ile hesaplanmıştır.

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_{v1} = 1150,2 \text{ kN} \quad (4.28)$$

Kesme kuvveti dayanımı kontrolü denklem 4.29 ile hesaplanmıştır.

$$\frac{V_{maks}}{V_d} = \frac{289.176}{1150.2} = 0.25 \quad (4.29)$$

4.7.2 Kolonların boyutlandırılması

Moment aktaran çerçeve kolonları beton dolgulu dairesel kompozit kolon olarak tasarlanmıştır. Bu kolonlar TBDY 2018 Bölüm 9.11.4 ve ÇYTHYE 2018 Bölüm 12'ye göre hesaplanacaktır.

Beton dolgulu dairesel kompozit kolonların normal kuvvet ve eğilme momentinin beraber etkideği bileşik etkiler altında tasarımı için plastik gerilme dağılımı yöntemine dayanan iki farklı yöntem bulunmaktadır.

Bu çalışmada ÇYTHYE 2018 Bölüm 12.6.2 de ki geliştirilmiş karşılıklı etki diyagramları ile eksene kuvvet eğilme momenti etkileşimi diyagramı kullanılacaktır.

Hesaplamalarda sadece ilk 6 katta kullanılan CFHS750x60 kesitin hesabı yapılacaktır.

Akma gerilmesi	$F_y = 355 \text{ N/mm}^2$	
Kopma gerilmesi	$F_u = 510 \text{ N/mm}^2$	
Elastisite modülü	$E = 200000 \text{ N/mm}^2$	
$d = 750 \text{ mm}$	$t = 60 \text{ mm}$	$h = 630 \text{ mm}$

TBDY 2018'e göre kompozit kolon enkesit narinlik kontrolü denklem 4.30 ile yapılacaktır.

$$\lambda_f = \frac{d}{t} = 12.50 \text{ mm} < \lambda_{hd} = 0.076 \frac{E}{F_y} = 42.82 \text{ mm} \quad (4.30)$$

ÇYHTYE 2018'e göre kompozit kolon enkesit narinlik kontrolü denklem 4.31 ile yapılacaktır.

$$\lambda = \frac{d}{t} = 12.50 \text{ mm} < \lambda_p = 0.09 \frac{E}{F_y} = 50.70 \text{ mm} \quad (4.31)$$

Kompozit kolonlar her iki sınır koşulu içinde kompakt kesitlidir. Beton Elastisite modülü denklem 4.32 ile yapılacaktır.

$$E_c = 0.043 w_c^{1,5} \sqrt{f_{ck}} = 29440 \text{ N/mm}^2 \quad (4.32)$$

Beton kesit alanı A_c ve beton atalet momenti I_c sırasıyla denklem 4.33 ve 4.34 ile hesaplanmıştır.

$$A_c = \pi \frac{h^2}{4} = 311725 \text{ mm}^2 \quad (4.33)$$

$$I_c = \pi \frac{h^4}{64} = 7732716648 \text{ mm}^4 \quad (4.34)$$

Çelik boru kesit alanı A_s ve çelik atalet momenti I_s sırasıyla denklem 4.35 ve 4.36 ile hesaplanmıştır.

$$A_s = \pi \frac{d^2 - h^2}{4} = 130062 \text{ mm}^2 \quad (4.35)$$

$$I_s = \pi \frac{d^4 - h^4}{64} = 7798838829 \text{ mm}^4 \quad (4.36)$$

Kompozit kolon aksenal basınç dayanımı kompakt kesitler için denklem 4.37 ile hesaplanmıştır. Boru kesitli kompozit kolonlar için $C_2 = 0.95$ olarak alınmıştır.

$$P_p = P_{no} = F_y A_s + C_2 f_{ck} \left(A_c + A_{sr} \frac{E_{sr}}{E_c} \right) = 55056 \text{ kN} \quad (4.37)$$

C_3 katsayısı, kompozit kesitli kolon etkin eğilme rijitliği, $(EI)_e$ ve elastik burkulma yükü, P_e sırasıyla denklem 4.38, denklem 4.39 ve denklem 4.40 ile hesaplanmıştır.

$$C_3 = 0.45 + 3 \left(\frac{A_s + A_{sr}}{A_c} \right) < 0.9 = 0.9 \quad (4.38)$$

$$(EI)_e = E_s I_s + E_{sr} I_{sr} + C_3 E_c I_c = 1782470 \text{ kNm}^2 \quad (4.39)$$

$$P_e = \pi^2 \left(\frac{(EI)_e}{L_c^2} \right) = 1099517.113 \text{ kN} \quad (4.40)$$

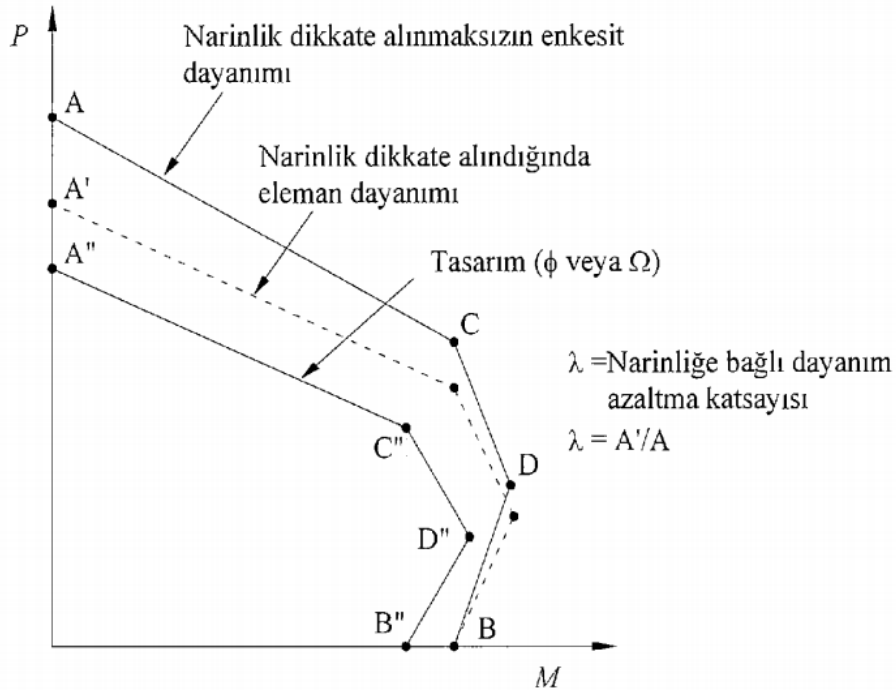
Karakteristik basınç dayanımı P_n denklem 4.41 ile hesaplanacaktır.

$$\frac{P_{no}}{P_e} = 0.05 \text{ için } P_n = \left[0.658 \frac{P_{no}}{P_e} \right] P_y = 53914.273 \text{ kN} \quad (4.41)$$

Tasarım basınç dayanımı P_d denklem 4.42 ile hesaplanacaktır.

$$P_d = \phi_c P_n = 40435.705 \text{ kN} \quad (4.42)$$

ÇYHTYE 2018 Tablo 12.5'deki hesaplar göz önüne alınarak Şekil 4.7'deki grafik oluşturulacaktır.



Şekil 4.7 : Kompozit eleman karşılıklı etki diyagramı [10].

Bu diyagramı elde edebilmek için A, B, C, D ve E noktalarına ait moment ve aksiyel kuvvet değerleri hesaplanacaktır. Narinlik etkisini dikkate almak için hesaplanan aksiyel kuvvet dayanımları λ katsayısına bölünerek A', B', C', D' ve E' değerleri hesaplanacaktır. Son olarak ϕ katsayısı kullanılarak A'', B'', C'', D'' ve E'' dayanım değerleri hesaplanacaktır.

B noktasına ait dayanım değerleri aşağıdaki denklemler ile hesaplanmıştır.

$$K_c = f_{ck} h^2 = 11907 \text{ kN} \quad (4.43)$$

$$K_s = F_y \left(\frac{d-t}{2} \right) t = 6876 \text{ kN} \quad (4.44)$$

$$\theta = \frac{0.026 K_c - 2K_s}{0.0848K_c} + \frac{\sqrt{(0.026 K_c - 2K_s)^2 + 0.857K_cK_s}}{0.0848K_c} = 2.90 \text{ rad} \quad (4.45)$$

$$W_{cB} = \frac{h^3}{6} \sin^3 \left(\frac{\theta}{2} \right) = 40746670 \text{ mm}^3 \quad (4.46)$$

$$W_{sB} = \frac{d^3 - h^3}{6} \sin \left(\frac{\theta}{2} \right) = 28423873 \text{ mm}^3 \quad (4.47)$$

$$M_B = W_{sB}F_y + \frac{1}{2}W_{cB}(0.95f_{ck}) = 10671 \text{ kNm} \quad (4.48)$$

$$P_B = 0 \text{ kN} \quad (4.49)$$

A noktasına ait dayanım değerleri aşağıdaki denklemler ile hesaplanmıştır.

$$A_s = \pi (dt - t) = 121694 \text{ m}^2 \quad (4.50)$$

$$A_c = \pi \left(\frac{h^4}{4} \right) = 311725 \text{ m}^2 \quad (4.51)$$

$$P_A = A_sF_y + 0.95f_{ck}A_c = 55056 \text{ kN} \quad (4.52)$$

$$M_A = 0 \text{ kNm} \quad (4.53)$$

E noktasına ait dayanım değerleri aşağıdaki denklemler ile hesaplanmıştır.

$$h_n = \frac{h_n}{2} + \frac{h}{4} = 176.72 \text{ mm} \quad (4.54)$$

$$h_E = \frac{h}{2} \sin \left(\frac{\pi - \theta}{2} \right) < \frac{h}{2} = 38.45 \text{ mm} \quad (4.55)$$

$$\theta_2 = \pi - 2\arcsin \left(\frac{2h_E}{h} \right) = 1.95 \text{ rad} \quad (4.56)$$

$$W_{cE} = \frac{h^3}{6} \sin^3 \left(\frac{\theta_2}{2} \right) = 23639630 \text{ mm}^3 \quad (4.57)$$

$$W_{sE} = \frac{d^3 - h^3}{6} \sin \left(\frac{\theta_2}{2} \right) = 23706427 \text{ mm}^3 \quad (4.58)$$

$$M_E = W_{sB} F_y + \frac{1}{2} W_{cB} (0.95 f_{ck}) = 10671 \text{ kNm} \quad (4.59)$$

$$P_E = P_A - \frac{1}{4} \left[F_y (d^2 - h^2) + \frac{0.95 f_{ck}}{2} h^2 \right] (\theta_2 - \sin \theta_2) = 35628 \text{ kN} \quad (4.60)$$

C noktasına ait dayanım değerleri aşağıdaki denklemler ile hesaplanmıştır.

$$P_C = 0.95 f_{ck} A_c = 55056 \text{ kN} \quad (4.61)$$

$$M_C = M_B = 10671 \text{ kNm} \quad (4.62)$$

D noktasına ait dayanım değerleri aşağıdaki denklemler ile hesaplanmıştır.

$$W_{cD} = \frac{h^3}{6} = 41674500 \text{ mm}^3 \quad (4.63)$$

$$W_{sD} = \left(\frac{d^3}{6} \right) - W_{cD} = 28638000 \text{ m}^2 \quad (4.64)$$

$$P_D = \frac{0.95 f_{ck} A_c}{2} = 4442 \text{ kN} \quad (4.65)$$

$$M_D = W_{sD} F_y + \frac{1}{2} W_{cB} (0.95 f_{ck}) = 10760 \text{ kNm} \quad (4.66)$$

Narinliğin dikkate alınmasından dolayı aksenal basınca ait dayanım değerleri λ katsayısı ile küçültülecektir. λ katsayısı denklem 4.67 ile hesaplanmıştır.

$$\lambda = \frac{P_n}{P_{no}} = 0.98 \quad (4.67)$$

λ katsayısı ile azaltılan aksenal kuvvet dayanımları aşağıdaki formüllerde verilmiştir.

$$P_{A'} = \lambda P_A = 51053 \text{ kN} \quad (4.68)$$

$$P_{E'} = \lambda P_E = 34922 \text{ kN} \quad (4.69)$$

$$P_{C'} = \lambda P_C = 8708 \text{ kN} \quad (4.70)$$

$$P_{D'} = \lambda P_D = 4354 \text{ kN} \quad (4.71)$$

$$P_{B'} = \lambda P_B = 0 \text{ kN} \quad (4.72)$$

Dayanım azaltma katsayıları ile ($\phi_c = 0.75$ ve $\phi_b = 0.90$) elde edilen aksenal kuvvet dayanımları aşağıdaki formüllerde verilmiştir.

$$P_{A''} = \phi_c P_{A'} = 38290 \text{ kN} \quad M_{A''} = \phi_b M_{A'} = 0 \text{ kNm} \quad (4.73)$$

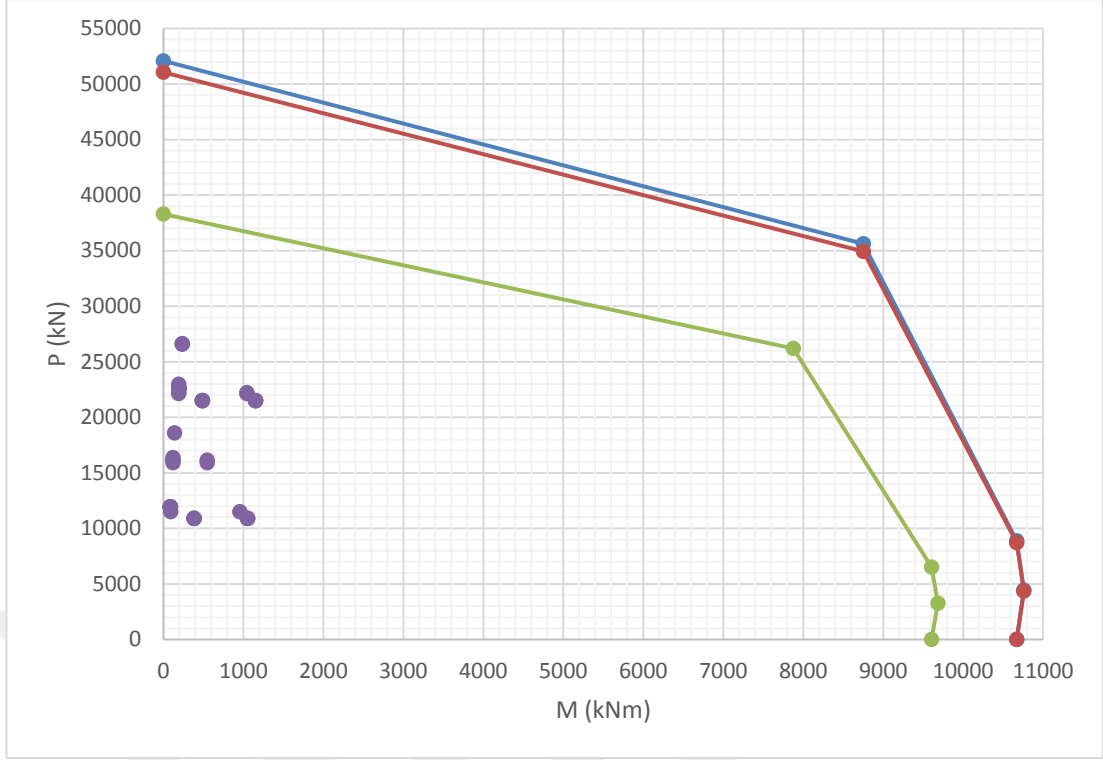
$$P_{E''} = \phi_c P_{E'} = 26191 \text{ kN} \quad M_{E''} = \phi_b M_{E'} = 7877 \text{ kNm} \quad (4.74)$$

$$P_{C''} = \phi_c P_{C'} = 6531 \text{ kN} \quad M_{C''} = \phi_b M_{C'} = 9604 \text{ kNm} \quad (4.75)$$

$$P_{D''} = \phi_c P_{D'} = 3265 \text{ kN} \quad M_{D''} = \phi_b M_{D'} = 9684 \text{ kNm} \quad (4.76)$$

$$P_{B''} = \phi_c P_{B'} = 0 \text{ kN} \quad M_{B''} = \phi_b M_{B'} = 9604 \text{ kNm} \quad (4.77)$$

Hesaplanan bu kolona ait dayanım değerleri, aksenal kuvvetler ve momentler Şekil 4.8'deki aksenal kuvvet moment etkileşim diyagramında gösterilmiştir.



Şekil 4.8 : Kompozit eleman karşılıklı etki diyagramı.

Kompozit enkesitli kolonlara ait tasarım dayanımı aşağıda denklemler ile kontrol edilmiştir.

$$P_r > P_c \quad P_r = P_u \quad P_c = P_{c''} \quad (4.78)$$

$$P_u = 26643 \text{ kN} \geq P_{c''} = 6531 \text{ kN} \quad (4.79)$$

$$\frac{P_r - P_{c''}}{P_A - P_{c''}} + \frac{M_{rx}}{M_{c''x}} + \frac{M_{ry}}{M_{c''y}} = 0.87 < 1.00 \quad (4.80)$$

Kompozit enkesitli kolonların kesme kuvvetinin kontrolü sadece çelik boru kısım dikkate alınarak yapılacaktır. Kesme kuvveti etkisinde burkulma sınır durumu için kritik gerilme olan F_{cr} denklem 4.81 ve denklem 4.82'den elde edilen değerlerin büyük olanı alınır.

$$F_{cr} = \frac{1.6 E}{\sqrt{\frac{L_y}{D}} \left(\frac{D}{t}\right)^{5/4}} \leq 0.6 F_y = 213 \text{ N/mm}^2 \quad (4.81)$$

$$F_{cr} = \frac{0.78 E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{3/2}} \leq 0.6 F_y = 213 \text{ N/mm}^2 \quad (4.82)$$

Kompozit enkesitli kolonların karakteristik ve tasarım kesme kuvveti V_n denklem 4.83 ile hesaplanmıştır.

$$V_d = V_n = \frac{F_{cr} A_g}{2} = 1150,2 \text{ kN} \quad (4.83)$$

Kesme kuvveti dayanımı kontrolü denklem 4.84 ile hesaplanmıştır.

$$\frac{V_{maks}}{V_d} = \frac{437.93}{12960.40} = 0.03 \quad (4.84)$$

4.7.3 Diagrid eğik kolonların boyutlandırılması

Diagrid eğik kolonlar yapı üzerine gelen yatay ve düşey yüklerden kaynaklı kesme ve eğilme etkilerini basınç ve çekme kuvvetleri ile karşılarlar. Diagrid eğik kolonların düğüm noktalarında zayıf yönde eğilme serbestliği vardır. Güçlü yönde ise moment aktaran bağlantı vardır. Bu yüzden diagrid kolonlarda kesme kuvveti ve momentler çok küçük seviyededir. Fakat hesaplarda güçlü yönde eğilme etkileri dikkate alınacaktır. Bu elemanlarda büyük oranda basınç ve çekme kuvvetleri oluşur. Bu elemanlar üzerinde oluşan çekme ve basınç kuvvetleri aşağıda görülmektedir (Çizelge 4.9).

1-3 katlar da bulunan diagrid eğik kolonlara ait maksimum oluşan kuvvetlere göre tasarım yapılacaktır.

Çizelge 4.9 : Cephe diagrid eğik kolon, maksimum basınç ve çekme yükleri.

Modül	Kat	Cephe Kolon	P_{maks} (kN)	T_{maks} (kN)	M_{3maks} (kNm)
1A	1-3	CHS457x35	8175	1306	167
1B	4-6	CHS406x30	7275	1192	163
2A	7-9	CHS355x30	5570	548	105
2B	10-12	CHS355x25	4836	610	129
3A	13-15	CHS323x22	3486	223	85
3B	16-18	CHS323x20	2686	234	109
4A	19-21	CHS273x20	1730	273	69
4B	22-24	CHS273x18	957	186	79

TBDY 2018'e göre boru enkesitli eleman için narinlik kontrolü denklem 4.89 ile yapılacaktır.

$$\lambda_{cr} = \frac{D}{t_{ds}} = 16.38 \text{ mm} < \lambda_{hd} = 0.038 \frac{E}{F_y} = 21.41 \text{ mm} \quad (4.89)$$

Enkesit TBDY 2018' göre narin değildir. ÇYTHYE 2018'e göre enkesit narinliği denklem 4.90 ile kontrol edilmiştir.

$$\lambda_{cr} = \frac{D}{t_{ds}} = 16.38 \text{ mm} < \lambda_r = 0.11 \frac{E}{F_y} = 61.97 \text{ mm} \quad (4.90)$$

Eğilmeli burkulma sınır durumu için narinlik oranı TBDY 2018 ve ÇYTHYE 2018'e göre denklem 4.91 ile hesaplanmıştır.

$$\lambda = \frac{L_{cr}}{i_c} = 39.78 \text{ mm} < 200 \quad (4.91)$$

Elastik burkulma gerilmesi denklem 4.92 ile hesaplanmıştır.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = 1248 \text{ N/mm}^2 \quad (4.92)$$

ÇYTHYE 2018'e göre elastik ve inelastik burkulma için narinlik sınır kontrolü denklem 4.93 ile hesaplanmıştır.

$$\lambda_p = 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 111.79 > \lambda = 39.78 \quad (4.93)$$

Olduğu için burkulma plastik bölgede oluşacaktır. Kritik burkulma gerilmesi denklem 4.94 ile hesaplanmıştır.

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y = 315.137 \text{ N/mm}^2 \quad (4.94)$$

Karakteristik basınç kuvveti dayanımı denklem 4.95 ile hesaplanmıştır.

$$P_n = A_g F_{cr} = 12682 \text{ kN} \quad (4.95)$$

Tasarım basınç kuvveti dayanımı YDKT'ye göre $\phi_c = 0.90$ katsayısı kullanılarak denklem 4.96 ile hesaplanmıştır.

$$P_d = P_n \Phi_c = 11414 \text{ kN} \quad (4.96)$$

Basınç kuvveti altında etki – kapasite oranı denklem 4.97 ile hesaplanmıştır.

$$\frac{P_{maks}}{P_d} = \frac{8175}{11414} = 0.72 \quad (4.97)$$

Çekme kuvveti oluşan elemanlarda akma durumu sınır kontrolü yapılacaktır. Karakteristik çekme kuvveti dayanımı denklem 4.98 ile hesaplanmıştır.

$$T_{ny} = F_y A_g = 14286.55 \text{ kN} \quad (4.98)$$

Tasarım çekme kuvveti tasarımı YDKT'ye göre $\phi_c = 0.90$ katsayısı kullanılarak denklem 4.99 ile hesaplanmıştır.

$$T_{dy} = T_{ny} \Phi_c = 12857.89 \text{ kN} \quad (4.99)$$

Çekme kuvveti altında etki – kapasite oranı denklem 4.100 ile hesaplanmıştır.

$$\frac{T_{maks}}{T_{dy}} = \frac{1306}{12857.89} = 0.10 \quad (4.100)$$

Yukarıda bahsedildiği gibi diagrid eleman üzerinde düğüm noktası detayından dolayı güçlü eksen yönünde oluşan eğilme momenti dikkate alınacaktır. ÇYTHYE 2018'e göre kompaktlık sınır durumu denklem 4.101 ile değerlendirilmiştir.

$$\lambda = \frac{D}{t} = 15.23 \text{ mm} < \lambda_r = 0.07 \frac{E}{F_y} = 39.44 \text{ mm} \quad (4.101)$$

Diagrid eğik kolon kesiti kompaktır. Kesitin boyu $L_b = 4272 \text{ mm}$ dir. Akma sınır durumu boyu L_p ve karakteristik eğilme momenti M_p 'nin hesabı sırasıyla denklem 4.102 ve denklem 4.103 ile hesaplanmıştır.

$$L_p = 1,76 i_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 6322 \text{ mm} > L_b = 4272 \text{ mm} \quad (4.102)$$

$$M_n = M_p = 1945 \text{ kNm} \quad (4.103)$$

Diagrid Eğik kolona ait tasarım eğilme momenti YDKT'ye göre $\phi_c = 0.90$ katsayısı kullanılarak denklem 4.104 ile hesaplanmıştır.

$$M_d = M_n \Phi_b = 1751 \text{ kNm} \quad (4.104)$$

Diagrid eğik kolona ait etki kapasite oranı denklem 4.105 ile hesaplanmıştır.

$$\frac{M_{maks}}{M_d} = \frac{167}{1751} = 0.10 \quad (4.105)$$

Diagrid eleman için eğilme momenti aksenal kuvvet altında denklem 4.106 ile değerlendirilmiştir.

$$\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2 \quad \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) = 0.80 \leq 1.00 \quad (4.106)$$

Diğer katlar içinde yukarıda ki hesaplar sırasıyla yapılmış olup kesitlerin güvenli olduğu görülmüştür.

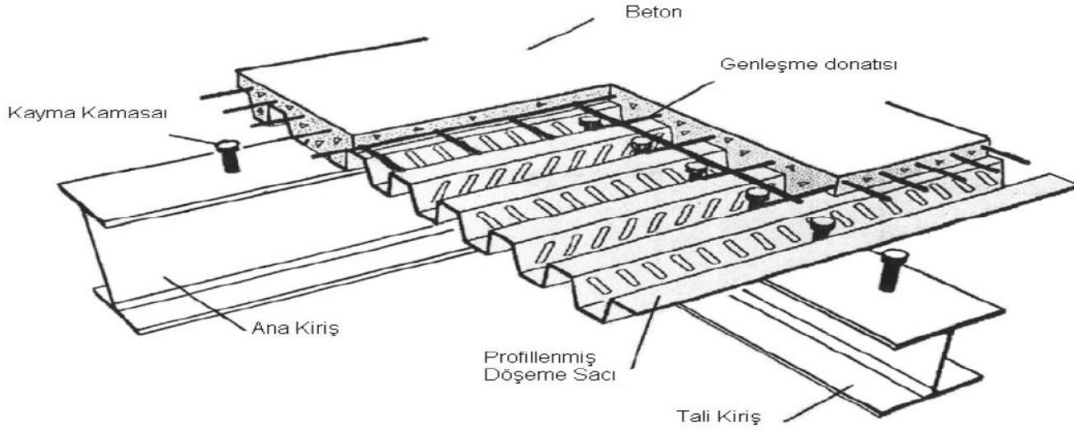
4.7.4 Kompozit ana kirişlerin boyutlandırılması

Yapıda çekirdek dışında bulunan ve döşemeyi taşıyan ana kirişler, kompozit kiriş olarak tasarlanmıştır. Bu kirişler ÇYTHYE 2018 Bölüm 12'ye göre tasarlanacaktır.

Hesaplarda kullanılan kiriş kesiti HEB400 dür. Kesite ait kesit ve malzeme özellikleri aşağıda verilmiştir.

Akma gerilmesi	$F_y = 355 \text{ N/mm}^2$
Kopma gerilmesi	$F_u = 510 \text{ N/mm}^2$
Elastisite modülü	$E = 200000 \text{ N/mm}^2$

$A_g = 19780 \text{ mm}^2$	$G = 155 \text{ kg/m}$	$I_x = 57680 \text{ cm}^4$	$W_{ex} = 2884 \text{ cm}^3$
$d = 400 \text{ mm}$	$t_w = 13.5 \text{ mm}$	$I_y = 10820 \text{ cm}^4$	$W_{px} = 3232 \text{ cm}^3$
$b = 300 \text{ mm}$	$t_f = 24.0 \text{ mm}$	$i_x = 170.8 \text{ mm}$	$W_{ey} = 721.3 \text{ cm}^3$
$h = 298 \text{ mm}$		$i_y = 74 \text{ mm}$	$W_{py} = 1104 \text{ cm}^3$



Şekil 4.9 : Kompozit Döşeme Tip Kesit.

Maksimum kesit tesirleri,

$$V_{\text{maks}} = 293.798 \text{ kN}$$

$$M_{\text{maks}} = 717.885 \text{ kNm}$$

Beton mekanik özellikleri,

$$C30 \quad f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$$

Kayma çivisi mekanik özellikleri,

$$KÇ19x100 \quad F_u = 450 \text{ N/mm}^2$$

Trapez döşeme sacı mekanik özellikleri,

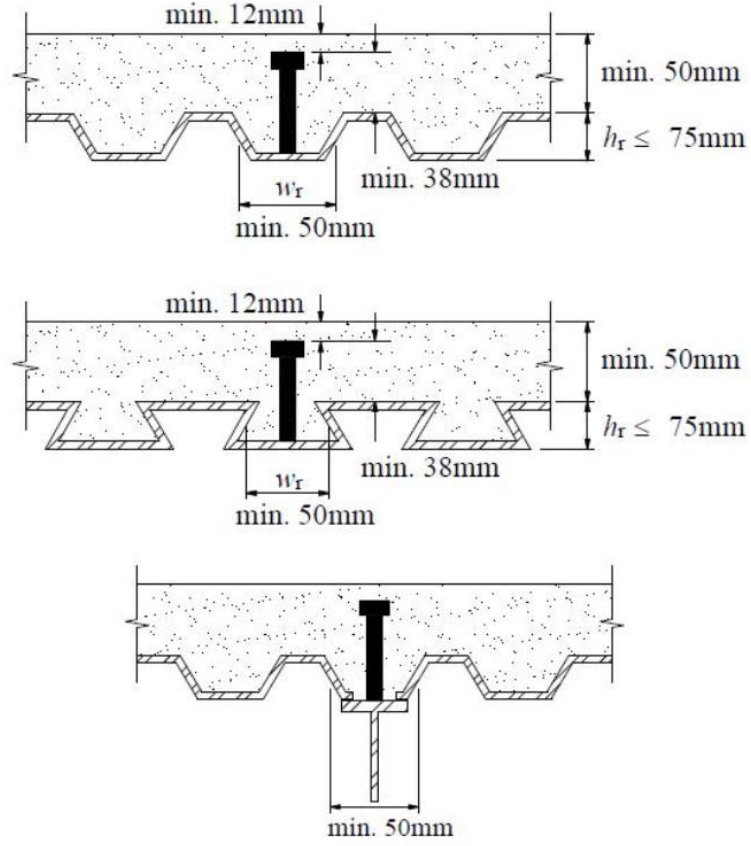
$$h_r = 50 \text{ mm} \quad w_r = 165 \text{ mm} \quad t_{tr-sac} = 1.00 \text{ mm}$$

Kompozit kiriş beton sınıfı ve trapez sacı kontrolü ÇYTHYE 2018'e göre kontrol edilmiştir.

$$20 \text{ N/mm}^2 < f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2 < 70 \text{ N/mm}^2$$

$$F_y = 355 \text{ N/mm}^2 < 460 \text{ N/mm}^2$$

Şekil verilmiş çelik döşeme sacı ve kayma çivisi (stud) ÇYTHYE 2018'e göre kontrol edilmiştir.



Şekil 4.10 : Kompozit döşeme sacı detay tip kesit.

$$h_r = 50 \text{ mm} < 75 \text{ mm}$$

$$w_r = 165 \text{ mm} > 50 \text{ mm}$$

$$h_{sa} - t_{sac} - h_r = 100 - 1 - 50 \text{ mm} = 49 \text{ mm} > 38 \text{ mm}$$

$$h_c - t_{sac} - h_{sa} = 150 - 1 - 100 \text{ mm} = 49 \text{ mm} > 12 \text{ mm}$$

$$h_c - t_r = 150 - 50 \text{ mm} = 100 \text{ mm} > 50 \text{ mm}$$

$$d_{sa} = 19 \text{ mm} < 19 \text{ mm}$$

Ayrıca, profilin başlığına iki sıra stud çivisi kaynaklandığından

$$d_{sa} = 19 \text{ mm} < 2.5t_f = 2.5 (24) = 60 \text{ mm}$$

$$h_{sa} = 100 \text{ mm} > 4d_{sa} = 4 (19) = 76 \text{ mm} \text{ olacaktır.}$$

Kompozit kirişin gövde narinliği denklem 4.107 ile değerlendirilecektir.

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 22.07 \text{ mm} < \lambda_r = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 89.25 \text{ mm} \quad (4.107)$$

Kesit kompaktır. Kompozit kiriş kesitinde hem kiriş üzerindeki betonun hem de çeliğin beraber dikkate alındığı plastik gerilme dağılımı yöntemi ile akma sınır durumu için karakteristik eğilme momenti dayanımı belirlenecektir.

Kompozit kiriş üzerindeki beton kiriş kesitinde dikkate alınacaktır. Bu beton döşeme genişliği denklem 4.108 ile hesaplanacak olup bulunan sonuçlardan minimum olanı dikkate alınacaktır.

$$b'_1 = \frac{L}{8} = 1.125 \text{ m}$$
$$b'_2 = \frac{L_a}{2} = 4.50 \text{ m} \quad (4.108)$$

$$b = 2 (1.125) = 2.50 \text{ m}$$

Trapez sac çelik kirişlerin eksenine paralel yerleştirildiğinden, trapez sacın üst kotunun altında kalan betonun katkısı tasarım hesaplarında dikkate alınabilir. Kesitte hesaba katılan beton alanları güvenli tarafta kalınarak denklem 4.109 ile hesaplanacaktır.

$$A_c = (2250 \cdot 100) + (0.5 \cdot 2250 \cdot 50) = 0.28125 \text{ m}^2 \quad (4.109)$$

Kompozit döşemenin tasarımında göz önüne alınacak basınç kuvveti denklem 4.110'de hesaplanan değerlerden minimum olanı dikkate alınacaktır.

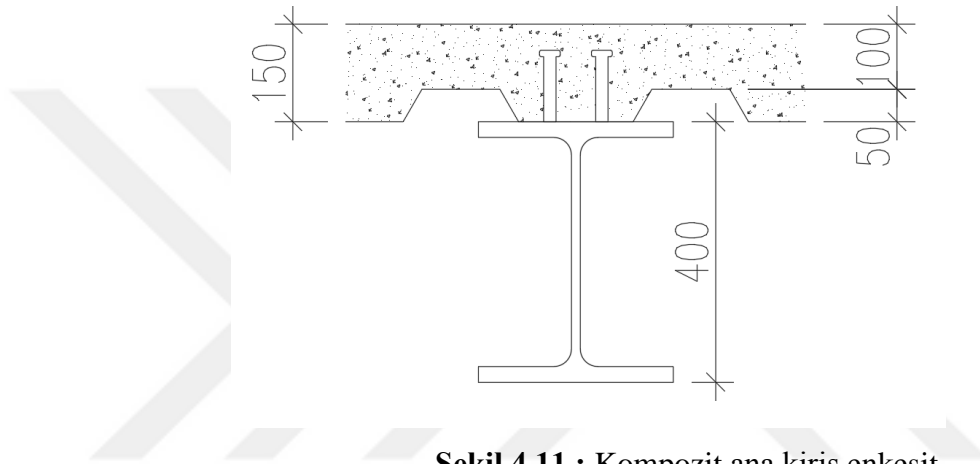
$$C_S = P_{yt} = F_y A_g = 7021.90 \text{ kN}$$
$$C_C = 0.85 f_{ck} A_c = 7171.90 \text{ kN} \quad (4.110)$$
$$C_S < C_C = 7021.90 \text{ kN}$$

$C_s < C_c$ dir. Bu yüzden plastik tarafsız eksen betonarme döşeme içinde kalmaktadır.

Bu durumda, kompozit kiriş kesitindeki betonun basınca çalışan mesafesi denklem 4.111 ile hesaplanmıştır.

$$a = \frac{C}{0.85 f_{ck} b} = 122.39 \text{ mm} \quad (4.111)$$

Kompozit kirişe ait moment kolu ve karakteristik eğilme momenti sırasıyla denklem 4.112 ve denklem 4.113 ile hesaplanmıştır.



Şekil 4.11 : Kompozit ana kiriş enkesit.

$$y = \frac{d}{2} + h_c - \frac{a}{2} = 288.11 \text{ mm} \quad (4.112)$$

$$M_n = C y = 2027.97 \text{ kNm} \quad (4.113)$$

Kompozit kirişe ait tasarım eğilme momenti YDKT'ye göre $\phi_c = 0.90$ katsayısı kullanılarak denklem 4.114 ile hesaplanmıştır.

$$M_d = M_n \phi_b = 1825.180 \text{ kNm} \quad (4.114)$$

Kompozit kirişe ait etki kapasite oranı denklem 4.115 ile hesaplanmıştır.

$$\frac{M_{maks}}{M_d} = \frac{717.885}{1825.180} = 0.39 \quad (4.115)$$

Kayma çivilerinin sayısı ve yerleşimi aşağıda belirtilen adımlar izlenerek tahkik edilecektir. Beton Elastisite modülü denklem 4.116 ile hesaplanmıştır.

$$E_c = 0.043 w_c^{1.5} \sqrt{f_{ck}} = 27690 \text{ N/mm}^2 \quad (4.116)$$

1 adet kayma çivisi kesit alanı denklem 4.117 ile hesaplanmıştır.

$$A_{sa} = \frac{\pi d_{sa}^2}{4} = 283.53 \text{ mm}^2 \quad (4.117)$$

Betonu taşıyan trapez sac kiriş eksenine paraleldir. Kayma çivilerinin çelik döşeme sacı üzerinden kaynaklanması durumunda R_g ve R_p aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

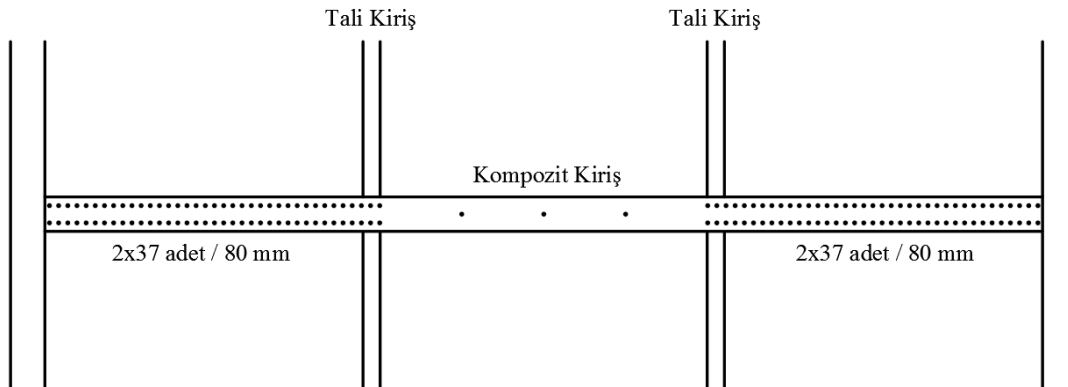
$$\frac{w_r}{h_r} = 5.0 \geq 1.5 \text{ olduğundan } R_g = 1.0 \text{ ve } R_p = 0.75$$

Kayma çivilerinin karakteristik çekme dayanımı denklem 4.118 hesaplanacaktır.

$$Q_n = 0.5 A_{sa} \sqrt{f_{ck} E_c} \leq R_g R_p A_{sa} F_u = 95.691 \text{ kN} \quad (4.118)$$

Kayma çivileri ile aktarılabak kesme kuvveti $V' = 7021.900 \text{ kN}$ dur. Kiriş üzerinde momentin sıfır olduğu iki tali kiriş arasında kullanılacak kayma çivisi sayısı denklem 4.119 ile hesaplanacaktır.

$$N_{ankraj} = \frac{V'}{Q_n} = 73.381 \cong 74 \text{ adet} \quad (4.119)$$



Şekil 4.12 : Kompozit kiriş kayma çivisi yerleşimi.

Bu durumda kiriş başlığında yan yana 2 adet kayma çivisi $e = 80$ mm ara ile kullanıldığında, kayma çivileri, Şekil 4.13’de görüldüğü gibi yerleştirilecektir.

Şekil 4.12’ de görüldüğü üzere momentin maksimum olduğu iki tali kiriş aralarına 80 mm arayla 2 adet yan yana kayma çivisi yerleştirilmiştir. Momentin neredeyse sıfır olduğu iki tali kiriş arasına ise 3 adet kayma çivisi yerleştirilmiştir.

Kayma çivilerinin merkezinin, kirişin başlangıcına ve bitişine mesafesi minimum 200 mm uzakta olacak şekilde yerleştirilmiştir.

Kayma çivilerinin merkezlerinin birbirlerine olan minimum mesafesi her iki doğrultuda da aşağıdaki denklemler ile kontrol edilmiştir.

$$80 \text{ mm} \geq 4 d_{sa} = 76 \text{ mm}$$

$$150 \text{ mm} \geq 4 d_{sa} = 76 \text{ mm}$$

Kayma çivilerinin merkezlerinin birbirlerine olan maksimum mesafesi her iki doğrultuda da aşağıdaki denklemler ile kontrol edilmiştir.

$$150 \text{ mm} \geq 8 h_c = 1200 \text{ mm veya } 900 \text{ mm}$$

Kompozit kiriş tasarım kesme kuvveti denklem 4.120 ile hesaplanacaktır.

$$V_d = 0.6 F_y A_w C_{v1} \Phi_v = 1428.145 \text{ kN} \quad (4.120)$$

Kompozit kirişte oluşan maksimum kesme kuvveti denklem 4.121 ile hesaplanacaktır.

$$\frac{V_{maks}}{V_d} = \frac{293.798}{1428.145} = 0.21 \quad (4.121)$$

4.7.5 Kompozit tali kirişlerin boyutlandırılması

Çekirdek dışında bulunan kompozit tali kirişlerdir. Bu kirişler bağlantı noktalarında moment serbestliği vardır.

Hesaplarda kullanılan kiriş kesiti IPE300 dür. Kesite ait kesit ve malzeme özellikleri aşağıda verilmiştir.

Akma gerilmesi	$F_y = 355 \text{ N/mm}^2$		
Kopma gerilmesi	$F_u = 510 \text{ N/mm}^2$		
Elastisite modülü	$E = 200000 \text{ N/mm}^2$		
$A_g = 5381 \text{ mm}^2$	$G = 42.2 \text{ kg/m}$	$I_x = 8356 \text{ cm}^4$	$W_{ex} = 557.1 \text{ cm}^3$
$d = 300 \text{ mm}$	$t_w = 7.1 \text{ mm}$	$I_y = 603.8 \text{ cm}^4$	$W_{px} = 628.4 \text{ cm}^3$
$b = 150 \text{ mm}$	$t_f = 10.7 \text{ mm}$	$i_x = 124.6 \text{ mm}$	$W_{ey} = 80.50 \text{ cm}^3$
$h = 248.6 \text{ mm}$		$i_y = 33.5 \text{ mm}$	$W_{py} = 125.2 \text{ cm}^3$

Maksimum kesitleri tesirleri,

$$V_{\text{maks}} = 146.278 \text{ kN}$$

$$M_{\text{maks}} = 329.62 \text{ kNm}$$

Beton mekanik özellikleri,

$$\text{C30} \quad f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$$

Kayma çivisi mekanik özellikleri,

$$\text{KÇ19x100} \quad F_u = 450 \text{ N/mm}^2$$

Trapez döşeme sacı mekanik özellikleri,

$$h_r = 50 \text{ mm} \quad w_r = 165 \text{ mm} \quad t_{\text{tr-sac}} = 1 \text{ mm}$$

Kompozit kiriş beton sınıfı ve trapez sacı kontrolü ÇYTHYE 2018'e göre kontrol edilmiştir.

$$20 \text{ N/mm}^2 < f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2 < 70 \text{ N/mm}^2$$

$$F_y = 355 \text{ N/mm}^2 < 460 \text{ N/mm}^2$$

Şekil verilmiş çelik döşeme sacı ve kayma çivisi ÇYTHYE 2018'e göre kontrol edilmiştir.

$$h_r = 50 \text{ mm} < 75 \text{ mm}$$

$$w_r = 165 \text{ mm} > 50 \text{ mm}$$

$$h_{sa} - t_{sac} - h_r = 100 - 1 - 50 \text{ mm} = 49 \text{ mm} > 38 \text{ mm}$$

$$h_c - t_{sac} - h_{sa} = 150 - 1 - 100 \text{ mm} = 49 \text{ mm} > 12 \text{ mm}$$

$$h_c - t_r = 150 - 50 \text{ mm} = 100 \text{ mm} > 50 \text{ mm}$$

$$d_{sa} = 19 \text{ mm} < 19 \text{ mm}$$

Ayrıca, profilin başlığına gövde hizası üzerinden kaynaklandığından, iki kayma çivisi arası minimum uzunluk,

$$h_{sa} = 360 \text{ mm} > 4d_{sa} = 4(19) = 76 \text{ mm}$$

Kompozit kirişin gövde narinliği denklem 4.122 ile değerlendirilecektir.

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 35.01 \text{ mm} < \lambda_r = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 89.25 \text{ mm} \quad (4.122)$$

Kesit kompaktır. Kompozit kiriş kesitinde, hem kiriş üzerindeki betonun hem de çeliğin beraber dikkate alındığı plastik gerilme dağılımı yöntemi ile akma sınır durumu için karakteristik eğilme momenti dayanımı belirlenecektir.

Kompozit kiriş üzerindeki betonda, kiriş kesitinde dikkate alınacaktır. Dikkate alınacak beton döşeme genişliği denklem 4.123 ile hesaplanacak olup bulunan sonuçlardan minimum olanı dikkate alınacaktır.

$$b'_1 = \frac{L}{8} = 1.125 \text{ m}$$

$$b'_2 = \frac{L_a}{2} = 1,500 \text{ m} \quad (4.123)$$

$$b = 2 * 1,125 = 2.25 \text{ m}$$

Trapez sac, çelik kirişlerin eksenine dik yerleştirildiğinden, trapez sacın üst kotunun altında kalan betonun katkısı tasarım hesaplarında ihmal edilecektir. Kesitte hesaba katılan beton alanları güvenli tarafta kalınarak denklem 4.124 ile hesaplanacaktır.

$$A_c = (2250 \times 100) = 0.225 \text{ m}^2 \quad (4.124)$$

Kompozit döşemenin tasarımında göz önüne alınacak basınç kuvveti denklem 4.125'de hesaplanan değerlerden minimum olanı dikkate alınacaktır.

$$C_s = P_{yt} = F_y A_g = 1910.26 \text{ kN}$$

$$C_c = 0.85 f_{ck} A_c = 5737.50 \text{ kN} \quad (4.125)$$

$$C_s < C_c = 1910.26 \text{ kN}$$

$C_s < C_c$ dir. Bu yüzden plastik tarafsız eksen betonarme döşeme içinde kalmaktadır.

Bu durumda, kompozit kiriş kesitindeki betonun basınca çalışan mesafesi denklem 4.126 ile hesaplanmıştır.

$$a = \frac{C}{0.85 f_{ck} b} = 33.30 \text{ mm} \quad (4.126)$$

Kompozit kirişe ait moment kolu ve karakteristik eğilme momenti sırasıyla denklem 4.127 ve denklem 4.128 ile hesaplanmıştır.

$$y = \frac{d}{2} + h_c - \frac{a}{2} = 283.35 \text{ mm} \quad (4.127)$$

$$M_n = C y = 541.27 \text{ kNm} \quad (4.128)$$

Kompozit kirişe ait tasarım eğilme momenti YDKT'ye göre $\phi_c = 0.90$ katsayısı kullanılarak denklem 4.129 ile hesaplanmıştır.

$$M_d = M_n \Phi_b = 541 \text{ kNm} \quad (4.129)$$

Kompozit kirişe ait etki kapasite oranı denklem 4.130 ile hesaplanmıştır.

$$\frac{M_{maks}}{M_d} = \frac{329.62}{541.27} = 0.61 \quad (4.130)$$

Kayma çivilerinin sayısı ve yerleşimi aşağıda belirtilen adımlar izlenerek tahkik edilecektir. Beton elastisite modülü denklem 4.131 ile hesaplanmıştır.

$$E_c = 0.043 w_c^{1.5} \sqrt{f_{ck}} = 27690 \text{ N/mm}^2 \quad (4.131)$$

1 adet kayma çivisi kesit alanı denklem 4.132 ile hesaplanmıştır.

$$A_{sa} = \frac{\pi d_{sa}^2}{4} = 283.53 \text{ mm}^2 \quad (4.132)$$

Betonu taşıyan trapez kiriş eksenine diktir. Kayma çivilerinin çelik döşeme sacı üzerinden kaynaklanması durumunda R_g ve R_p aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$e_{og} = 50 \text{ olduğundan } R_g = 1.00 \text{ ve } R_p = 0.60$$

Kayma çivilerinin karakteristik çekme dayanımı denklem 4.133 hesaplanacaktır.

$$Q_n = 0.5 A_{sa} \sqrt{f_{ck} E_c} \leq R_g R_p A_{sa} F_u = 76.55 \text{ kN} \quad (4.133)$$

Kayma çivileri ile aktarılacak kesme kuvveti $V' = 1910.26 \text{ kN}$ dur. Tekil yük ile eğilme momentinin sıfır olduğu en yakın nokta arasında kullanılacak kayma çivisi sayısı denklem 4.134 ile hesaplanacaktır.

$$N_{ankraj} = \frac{V'}{Q_n} = 24.95 \cong 25 \text{ adet} \quad (4.134)$$

Bu durumda kiriş başlığında kullanılması gereken kayma çivisi tek sıra olmak üzere 25 adet kayma çivisi kullanılacaktır.

Kompozit kiriş karakteristik kesme kuvveti denklem 4.135 ile hesaplanacaktır.

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_{v1} = 453,690 \text{ kN} \quad (4.135)$$

Kompozit kirişte oluşan tasarım kesme kuvveti denklem 4.136 ile hesaplanacaktır.

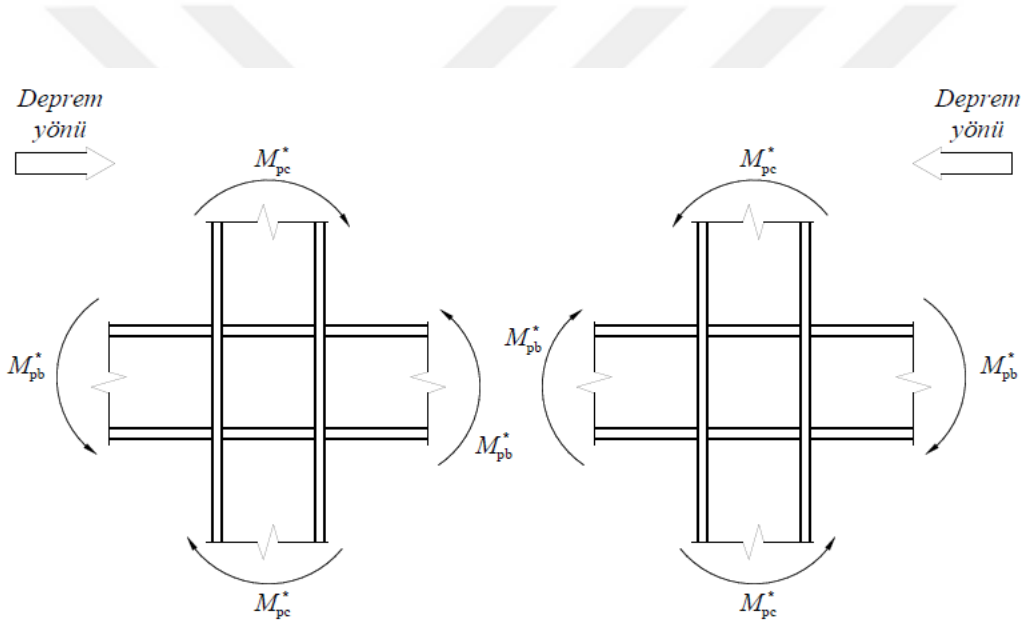
$$V_d = V_n \Phi_v = 453.690 \text{ kN} \quad (4.136)$$

Kompozit kirişte oluşan kesme kuvveti etki kapasite oranı denklem 4.137 ile hesaplanacaktır.

$$\frac{V_{maks}}{V_d} = \frac{146.278}{453.690} = 0.322 \quad (4.137)$$

4.7.6 Çekirdek moment aktaran çerçeve kolon kiriş birleşiminin kontrolü

Kolon kiriş bölgelerinde güçlü kolon zayıf kiriş ilkesi TBDY 2018 Bölüm 9'a göre aşağıdaki adımlar izlenerek yapılacaktır.



Şekil 4.13 : Mekanizma durumu kolon ve kiriş uç momentleri [24].

$$\frac{\Sigma M_{pc}^*}{\Sigma M_{pb}^*} = 4.78 > 1.0 \quad (4.138)$$

Düğüm noktasında kolonda oluşan moment denklem 4.139 ile kirişte oluşan moment ise denklem 4.140 hesaplanmıştır.

$$\Sigma M_{pc}^* = \Sigma W_{pc} \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right) = 6349 \text{ kNm} \quad (4.139)$$

$$\Sigma M_{pb}^* = \Sigma (1.1 R_y F_{yb} W_{pb} + M_{uv}) = 1329 \text{ kNm} \quad (4.140)$$

Kolondaki moment hesabı yapılırken deprem yönünün de dikkate alındığı ve momenti küçükten basınç kuvveti göz önüne alınacaktır.

4.7.7 Çekirdek moment aktaran çerçeve kolon kiriş birleşiminin tasarımı

TBDY 2018'e göre aşağıda yazılı 3 maddenin karşılanması gereklidir.

“Dikkate alınan birleşim tipi en az 0.04 radyan görelî kat ötelemesi açısını (görelî kat ötelemesi/kat yüksekliği) sağlamalıdır. Bunun için, deneysel ve analitik yöntemlerle geçerliliği kanıtlanmış olan detaylar kullanılacaktır. Geçerliliği kanıtlanmış olan farklı tiplerdeki bulonlu ve kaynaklı birleşim detayı örnekleri ve bunların uygulama sınırları TBDY 2018 Ek 9B’de verilmiştir” [24].

“Birleşimin kolon yüzündeki M_{uc} gerekli eğilme momenti dayanımı, Ek 9B’de tanımlanan detaylarda, düğüm noktasına birleşen kirişin olası plastik eğilme momenti, M_{pr} ile kiriş ucundaki olası plastik mafsalın yeri dikkate alınarak, denklem 4.141 ile hesaplanacak eğilme momenti dayanımından daha az olmayacaktır” [24].

$$M_{uc} = M_{pr} + V_{uc} l_h \quad (4.141)$$

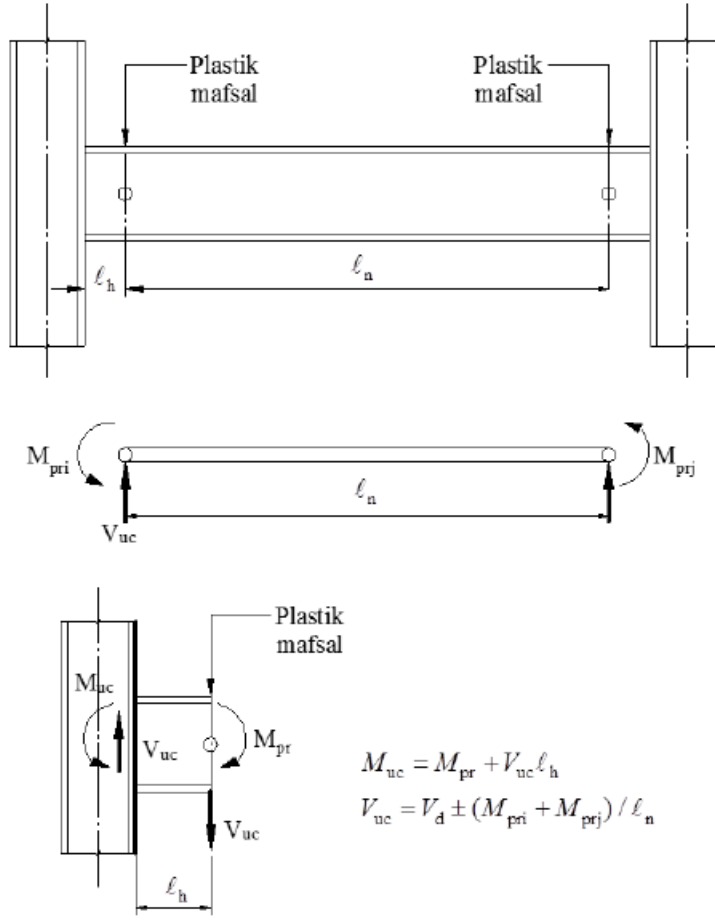
“Birleşimin boyutlandırılmasında kullanılacak V_{uc} kesme kuvveti, akma (mekanizma) durumu esas alınarak belirlenen kesme kuvveti ile kiriş ucundaki plastik mafsal noktalarında $(1.2G + 0.5Q + 0.2S)$ yük birleşimi altında hesaplanacak kesme kuvveti toplanarak denklem 4.142 ile elde edilecektir. Gerekli kesme kuvveti dayanımının belirlenmesinde, kirişin plastik mafsal ve kolon yüzü arasındaki bölümü için, düşey yüklerden gelen ilave kesme kuvvetinin katkısı da dikkate alınabilir” [24].

$$V_{uc} = V_d \pm \frac{(M_{pri} + M_{prj})}{l_n} \quad (4.142)$$

Kolonlar dairesel kesitli beton dolgulu kompozit kesit olduğu için kiriş kolon birleşim bölgesinde kayma bölgesinin kontrolüne gerek yoktur.

Düğüm noktası hesabı YDKT’ ye göre yapılacaktır.

Sünek göçme sınır durumu için $\phi_d=1.0$



Şekil 4.14 : Plastik mafsal kesit tesirleri [24].

Düğüm noktası tipine göre momentten kaynaklı plastik mafsalın düğüm noktasına mesafesi hesaplanacaktır.

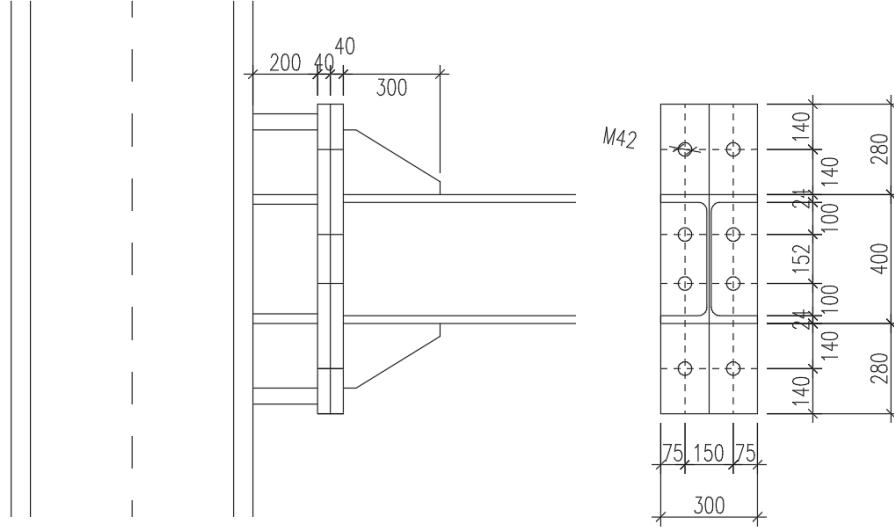
Plastik mafsalda gerçekleşmesi muhtemel en büyük moment denklem 4.143 ile hesaplanacaktır.

$$M_{pr} = C_{pr} F_y R_y W_p = 1721,00 \text{ kNm} \quad (4.143)$$

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} < 1.20 = 1.20 \quad (4.144)$$

Hesaplanan bu değerlerler kullanılarak kolonun kirişe birleştiği yerde oluşan moment ve kesme kuvveti sırasıyla denklem 4.141 ve denklem 4.142 ile hesaplanmıştır.

Kolon kiriş birleşiminde 4 bulonlu alın levhalı moment aktaran birleşim detayı uygulanacaktır.



Şekil 4.15 : Kolon kiriş birleşim detayı.

Bu birleşimin kullanılması TBDY 2018’de belirtilen özel koşullara bağlıdır. Bunlar, “Kiriş başlığının, kolon başlığı yüzü ile kolon yüzünden itibaren kiriş yüksekliğinin 1.5 katı uzaklığı arasında kalan bölümde kayma bağlantıları kullanılmayacaktır” [24]. 2Döşeme betonu, kolon başlıklarının yüzünden en az 25 mm uzakta bitirilmiş olacaktır. Kolon yüzü ile döşeme betonu kenarı arasında kalan boşluğun, sıkışabilir bir malzeme yerleştirilerek doldurulması sağlanacaktır” [24].

“Her iki başlık aynı geometrik özelliklere sahip olacaktır” [24].

“Başlık levhalarının kolon başlığına kaynağı tam penetrasyonlu küt kaynak olacaktır. Altlık levhası kullanıldığında bu levha yerinde bırakılmayacaktır” [24].

“Gövde kayma levhası kolon başlığına kaynakla birleştirilmelidir. Kolon başlığı-gövde levhası birleşimi, tam penetrasyonlu küt kaynak veya iki taraflı köşe kaynakla sağlanacaktır” [24].

“Başlık levhasında kullanılacak bulon grubunun uzunluğu kiriş yüksekliğini geçemez” [24].

“Kiriş başlığında standart delik çapı kullanılacaktır. Başlık levhasında ise, standart veya büyük dairesel delik çapı kullanılmasına izin verilir. Bulon deliklerinin zımbalama yöntemi ile açılmasına izin verilmez” [24].

Bu kolon kiriş birleşim detayına ait uygulama sınırları çizelge 4.10’da kontrol edilmiştir. Bu çalışmada ki detayda 4 bulonlu rijitlik levhalı birleşim uygulandığı için Çizelge 4.10’da sadece 4 bulonlu rijitlik levhalı birleşime ait bilgiler verilmiştir.

Çizelge 4.10 : Kiriş kolon birleşimi uygulama sınırları [24].

Birleşim Detayı Değişkenleri	Uygulama Sınırı
Plastik mafsalsın kolon yüzünden uzaklığı, l_h	$\min (d_b / 2, 3b_f) = 200 \text{ mm}$
Kiriş açıklığı / enkesit yüksekliği oranı	$9000 \text{ mm} / 400 \text{ mm} = 22.5 > 7$
Alın levhası kalınlığı, t_p	$12 \text{ mm} \leq t_p = 40 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm}$
Alın levhası genişliği, b_p	$160 \text{ mm} \leq b_p = 300 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm}$
Bulonlar arası yatay uzaklık, g	$70 \text{ mm} \leq t_p = 150 \text{ mm} \leq 155 \text{ mm}$
P_f (p_{fi} ve p_{fo})	$45 \text{ mm} \leq p_f = 140 \text{ mm} \leq 140 \text{ mm}$
Kiriş enkesit yüksekliği, d_b	$270 \text{ mm} \leq b_p = 400 \text{ mm} \leq 610 \text{ mm}$
Kiriş başlık kalınlığı, t_{bf}	$10 \text{ mm} \leq t_{bf} = 24 \text{ mm} \leq 25 \text{ mm}$
Kolon enkesit yüksekliği	$750 \text{ mm} \leq 910 \text{ mm}$
Bulon sınıfı	10.9
Bulon önçekme koşulu	Tam önçekme
Alın levhası malzeme sınıfı	S355
Başlık levhası kaynağı	Tam penetrasyonlu küt kaynak

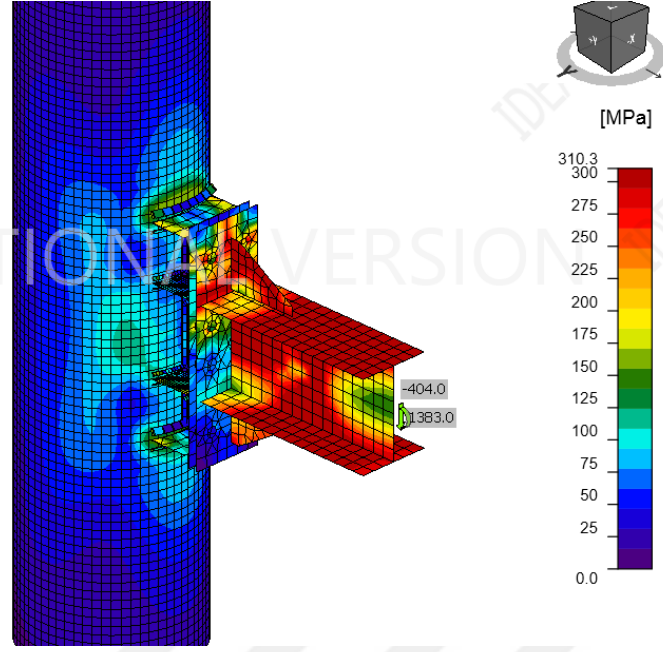
Çizelge 4.11’de düğüm noktası hesabında kullanılan plastik mafsala ait moment ve kesme kuvveti değerleri verilmiştir.

Çizelge 4.11 : Kiriş kolon birleşimi kesit tesirleri.

Kesit Tesiri	Değer
V_d	239 kN
M_{pr}	1262 kNm
l_n	7650 mm
l_p	300 mm
V_{uc1}	404 kN
V_{uc2}	74 kN
M_{uc1}	1383 kNm
M_{uc2}	1284 kNm

“Kiriş başlığı ve başlık levhası arasında gerektiğinde besleme levhası kullanılabilir; ancak besleme levhasının kalınlığı 6mm’yi aşamaz. Süneklik düzeyi yüksek ve süneklik düzeyi sınırlı moment aktaran çelik çerçevesel sistemlerde, kapasitesi korunan bölgeler arasındaki açıklık boyunca kiriş başlığı, merkezleri arasındaki uzaklık 300 mm’yi aşmayan başlıklı çelik ankrajlar ile betonarme döşemeye bağlanıyorsa, plastik mafsals bölgelerinde kirişin üst ve alt başlıklarında özel stabilite bağlantıları kullanılmasına gerek yoktur” [24].

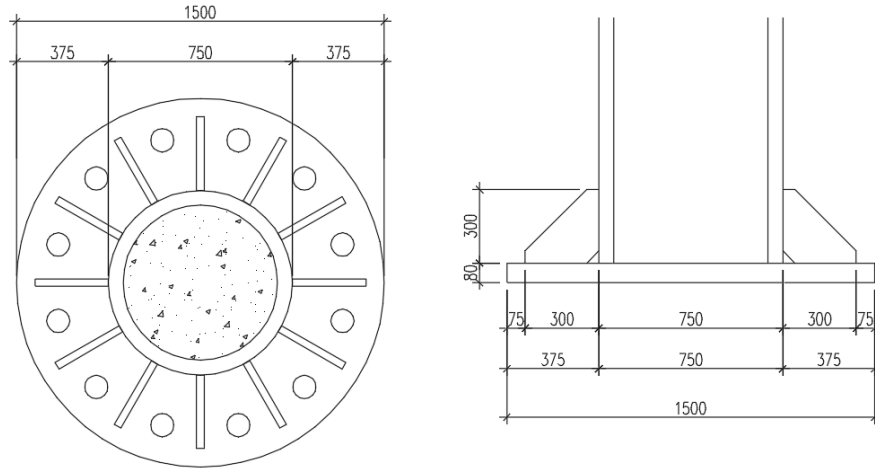
Şekil 4.15’de gerilme sonuçları verilmiştir.



Şekil 4.16 : Kolon kiriş birleşim analiz sonucu.

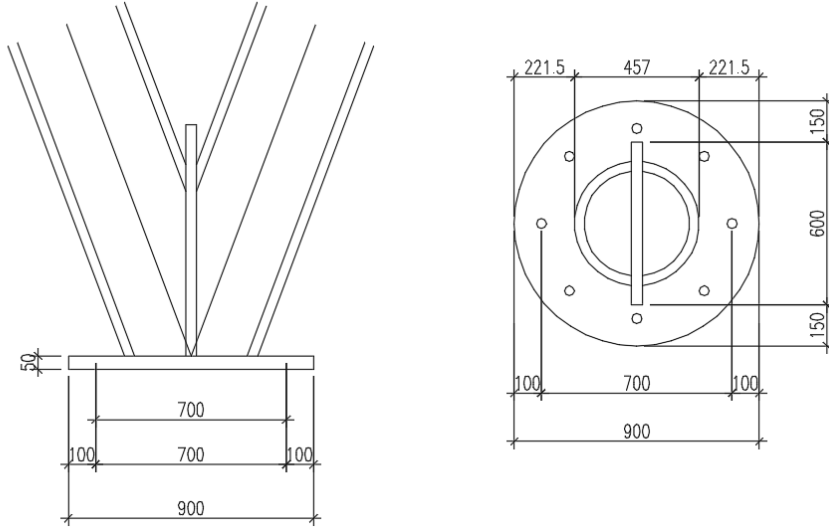
4.7.8 Kolon taban plakası ve ankrajların tasarımı

Bu çalışmada çekirdek içindeki kolonlar ve cephede bulunan eğik kolonlar olmak üzere iki tip taban plakası detayı vardır. Bu taban plakaları ile üstyapıdan gelen yükler güvenli bir şekilde temele aktarılacaktır. Çekirdek kolonundaki taban plakası kalınlığı 80 mm, diagrid eğik kolon taban plakası kalınlığı ise 50 mm olarak seçilmiştir.



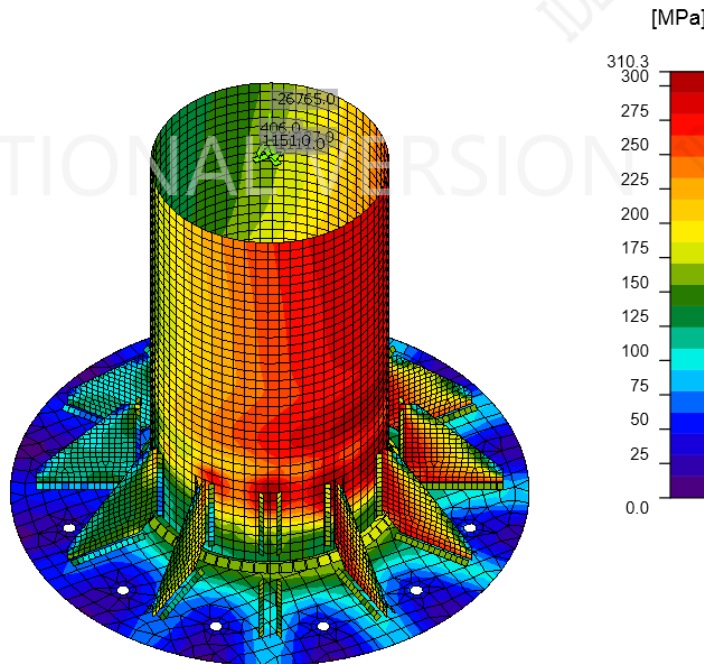
Şekil 4.17 : Çekirdek kolon taban plakası detayı.

Çekirdek kolon taban plakası ile kolon arasına 30mm kalınlığında 12 adet rijitlik plakası koyulmuştur.

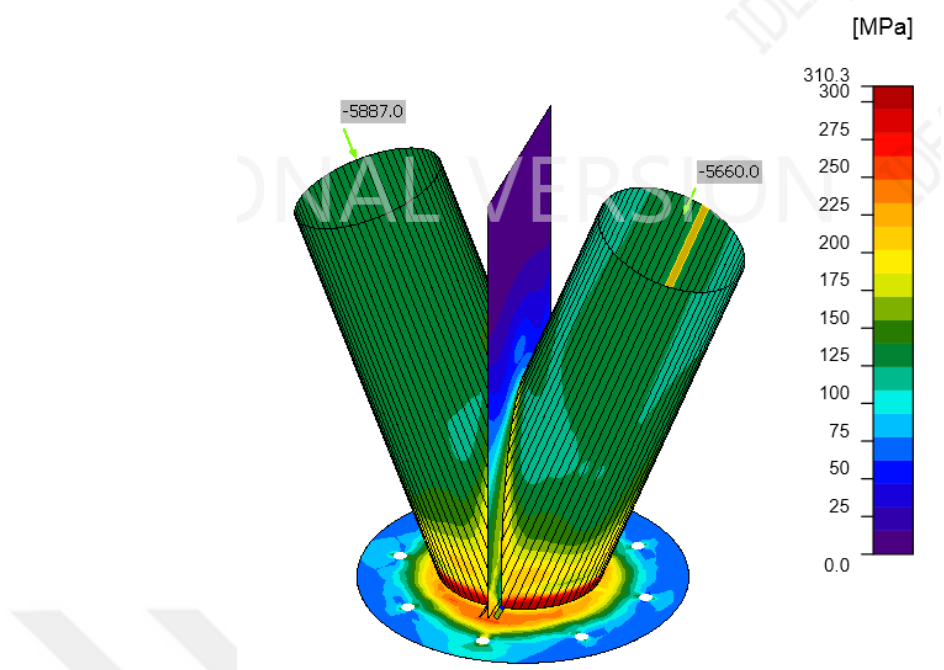


Şekil 4.18 : Diagrid kolon taban plakası detayı.

Her iki taban plakası detayı sırasıyla Şekil 4.16 ve Şekil 4.17’de verilmiştir. Çekirdek kolanlarda 12 adet gömülme derinliği 1200 mm olan M64 ankraj kullanılmıştır. Diagrid kolonlarda ise 8 adet 800 mm gömülme derinliği olan M36 ankraj kullanılmıştır.



Şekil 4.19 : Çekirdek kolon taban plakası analiz sonucu.



Şekil 4.20 : Diagrid kolon taban plakası analiz sonucu.

Analiz sonrası her iki tip taban plakası için 3 boyutlu sonlu elemanlar analiz sonucu Şekil 4.18 ve Şekil 4.19’da verilmiştir.

Çizelge 4.12 : Çekirdek kolon ve diagrid eğik kolon, taban yükleri.

Modül	N (kN)	V _x (kN)	V _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
Çekirdek kolon	26766	438	406	1111	1151
Diagrid kolon-01	5890	0	0	0	0
Diagrid kolon-02	5812	0	0	0	0

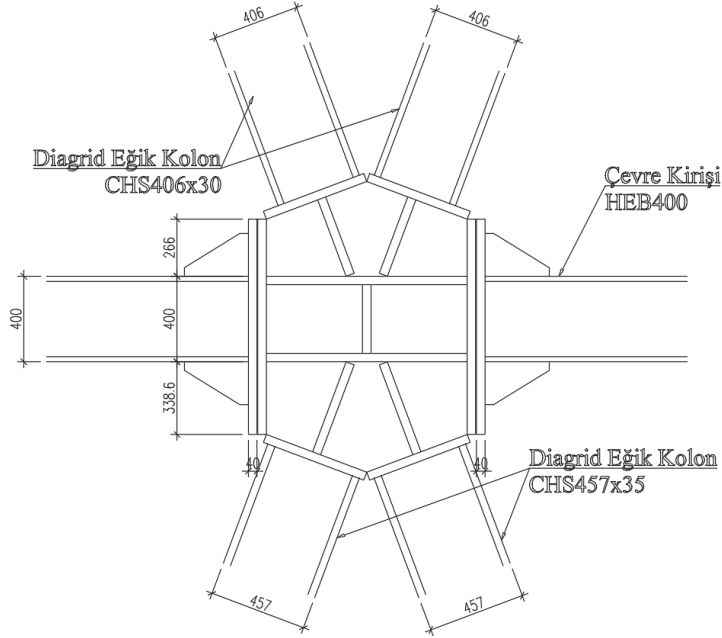
Taban plakalarında kullanılan maksimum kesit tesirleri Çizelge 4.12’de verilmiştir.

4.7.9 Cephe diagrid kolon düğüm noktası tasarımı

Cephede bulunan diagrid eğik kolonların birleştiği en olumsuz durumdaki düğüm noktası alınarak 3 boyutlu sonlu elemanlar gerilme analizi yapılmıştır. Düğüm noktasında alttan 2 adet CHS457x35, üstten 2 adet CHS406x30 kesitli diagrid eğik kolon sağ ve soldan ise HEB400 çerçeve kirişi bağlanmaktadır.

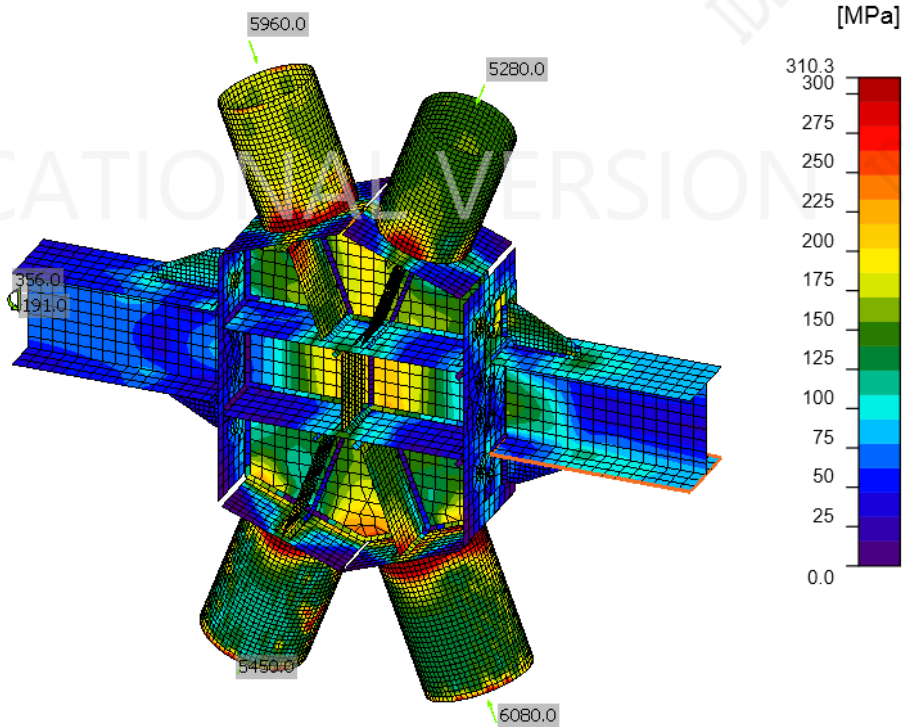
Bu hesapta kullanılan detay Şekil 4.20’de verilmiştir. Diagrid eğik kolonlar 40 mm kalınlığında ki alın levhasına tam penetrasyonlu küt kaynak ile bağlanmıştır. Düğüm

noktası içindeki 40 mm kalınlığında plakalar birbirine köşe kaynaklar ile bağlıdır. Çevre kirişleri düğüm noktasına 4 cıvatalı rijitlik plakalı bağlantı ile bağlanmıştır. Cıvatalar M36 çapındadır.



Şekil 4.21 : Diagrid eğik kolon düğüm noktası.

Analiz sonucu oluşan 3 boyutlu sonlu elemanlar gerilme analizi sonucu Şekil 4.21’de verilmiştir.



Şekil 4.22 : Diagrid eğik kolon düğüm noktası.

Diagrid kolonlara ait düğüm noktası tasarımında dikkate alınan yükler Çizelge 4.13’de gösterilmiştir.

Çizelge 4.13 : Cephe diagrid eğik kolon, düğüm noktası yükler.

Modül	N (kN)	V _x (kN)	V _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
HEB400 Sağ	0	191	0	356	0
HEB400 Sol	0	189	0	350	0
CHS457x35 Sağ	5450	12	52	131	38
CHS457x35 Sol	6080	12	51	125	38
CHS406x30 Sağ	5280	27	9	73	21
CHS406x30 Sol	5960	29	9	45	21

4.8 İkinci Adım Tasarım Hesabı (Ön Tasarım)

Birinci adımda ön tasarımı yapılan binanın ikinci adımda da ön tasarım ve boyutlandırması DD-4 deprem düzeyine DGT ile tasarım yapılacaktır.

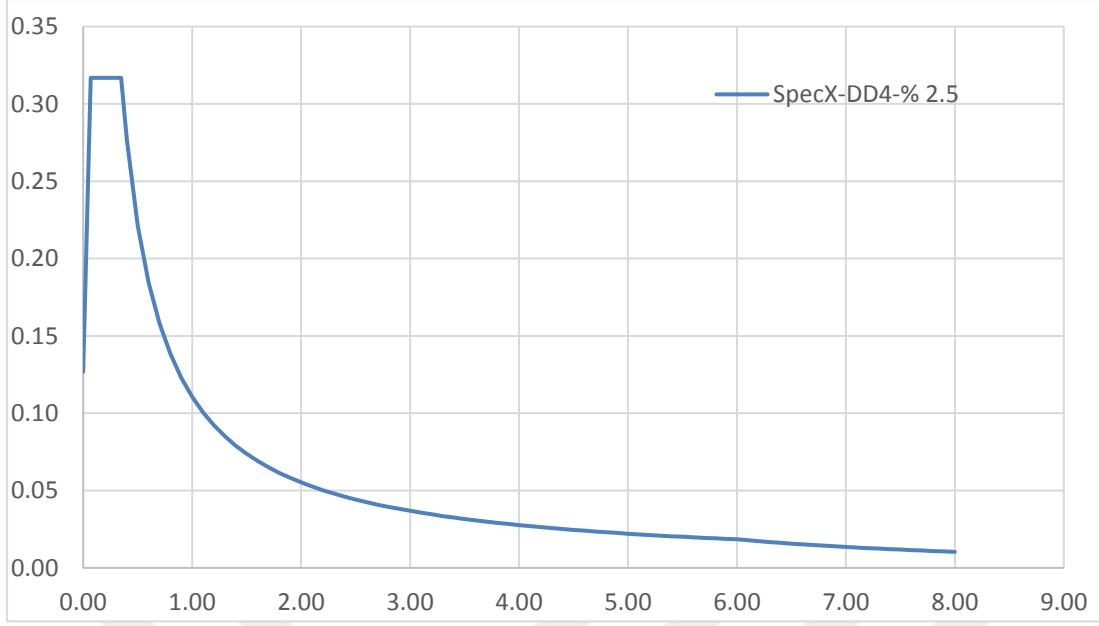
Bu aşamada kullanılacak yük birleşimleri bir önceki bölümde kullanılan yük bileşimleri ile aynıdır.

Binanın içsel sönüm oranı %2.5 olarak alınmıştır. Deprem hesabında modal hesap yöntemleri kullanıldığı için iç kuvvetlerin hesabında $R/I = 1$ ve $D = 1$ alınmıştır. I. aşamada kullanılan minimum taban kesme kuvveti koşulu uygulanmamıştır.

Deprem hesabında mod birleştirme yöntemi kullanılmıştır. Yatay elastik tasarım ivme spektrumu %2.5 sönüm değeri için hesaplanacaktır. Bunun için hesaplanan %5 sönümlü yatay elastik tasarım ivme spektrumundaki ivme değerleri 1.25 ile çarpılmıştır. Mod katkıları bir önceki bölümde olduğu gibi tam karesel birleştirme kuralına göre birleştirilmiştir.

İkinci adım deprem hesabında yatay elastik tasarım ivme spektrumunda herhangi bir azaltma yapılmamıştır. Yani R/I değeri 1 olarak alınmıştır.

İkinci adım deprem hesabında sünek davranış gösteren yapısal elemanlar için etki kapasite oranı 1.5 değerinden fazla olmayacaktır. Sünek davranışa sahip olmayan yapısal elemanlarda ise bu oran 0.7 değerinin geçmeyecektir.



Şekil 4.23 : DD-4'ye göre azaltılmamış yatay elastik tasarım ivme spektrumu.

DD-4 deprem yer hareketi için elde edilen azaltılmamış elastik tasarım ivme spektrum değerleri ile DD-2 deprem yer hareketi için elde edilen azaltılmış elastik tasarım ivme spektrum değerleri birbirine benzemektedir. Dolayısıyla analiz ve boyutlandırma sonuçları da birbirine çok yakın olup yukarıdaki şartları sağlamaktadır. Tasarım hesap adımları bir önceki adım ile aynı olduğu için tekrardan bu çalışmaya dahil edilmemiştir.

5. TBDY 2018 BÖLÜM 13'E GÖRE KESİN DEPREM HESABI

Bu adımda yapılan deprem hesabında aşağıda belirtilen kurallara göre

“III. Aşama’da, ön tasarımı – boyutlandırması I. Aşama’da tamamlanan ve II. Aşama’da Kesintisiz Kullanım (KK) performans hedefini sağladığı gösterilen yüksek bina taşıyıcı sisteminin, göz önüne alınan en büyük deprem olarak nitelenen ve 50 yılda aşılma olasılığı %2 (tekrarlanma periyodu 2475 yıl) olan DD-1 deprem yer hareketi altında Göçmenin Önlenmesi (GÖ) performans hedefini sağladığı gösterilecektir” [24].

“Yüksek bina taşıyıcı sistemin III. Aşama deprem hesabı, DD-1 deprem yer hareketi etkisi altında zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yöntemi ile yapılacaktır” [24].

“Rayleigh orantılı sönüm matrisinin oluşturulması için göz önüne alınacak modlarda sönüm oranı % 2.5 olarak alınacaktır” [24].

“I. Aşama hesapta binanın herhangi bir i’inci katında tanımlanan A1 türü düzensizliğin bulunması ve burulma düzensizliği katsayısının $\eta_{bi} > 1.5$ olması durumunda, ek dış merkezlik etkisi, III. Aşama deprem hesabında dikkate alınacaktır. Bu çalışmada böyle bir durum söz konusu olmadığı için ek dış merkezlik etkisi dikkate alınmayacaktır” [24].

5.1 Zaman Tanım Alanında Deprem Kayıtlarının Tanımlanması

Bu çalışmada üç boyutlu deprem hesabı yapılacaktır. Bunun için deprem yönetmeliğinde belirlenen kurallar çerçevesinde deprem yer kayıtları tanımlanacaktır. Bu kayıtlarının seçimi ve basit ölçeklendirme yöntemi ile ölçeklendirilmesi yapılacaktır.

5.1.1 Deprem kayıtlarının seçilmesi

Bu çalışmada zaman tanım alanında deprem hesabında kullanılacak olan deprem kayıtlarının seçilmesinde binanın bulunduğu konum, bu konumdaki deprem düzeyi dikkate alınarak daha önce oluşan depremler, fay hattına olan uzaklığı, kaynak mekanizması ve ilgili konumdaki zeminin durumu gibi çeşitli kriterler göz önüne alınacaktır. Eğer binanın bulunduğu konumda hesap ve tasarım için baz alınan deprem düzeyi ile uyumlu daha önce gerçekleşen depremlere ait kayıtlar varsa öncelikli olarak elde edilen bu kayıtlar kullanılacaktır. Bu çalışmada yukarıda belirtilen kriterler dikkate alındığında Çizelge 5.1’ de görülen 11 deprem kaydı kullanılacaktır. Bu çalışmada kullanılan deprem kayıtları PEER veri tabanından alınmıştır.

Çizelge 5.1 : Hesapta kullanılan deprem kayıtları.

Sıra No	Deprem Adı	Yıl	Kayıt İstasyonu	Büyüklik
1	Imperial Valley-06	1979	Cerro Prieto	6.53
2	Imperial Valley-06	1979	Parachute Test Site	6.53
3	N. Palm Springs	1986	Morongo Valley Fire Station	6.06
4	N. Palm Springs	1986	North Palm Springs	6.06
5	Loma Prieta	1989	SF - Diamond Heights	6.93
6	Landers	1992	Arcadia - Arcadia Av	7.28
7	Landers	1992	Barstow	7.28
8	Landers	1992	Desert Hot Springs	7.28
9	Northridge-01	1994	Castaic - Old Ridge Route	6.69
10	Northridge-01	1994	Lake Hughes #1	6.69
11	Duzce_ Turkey	1999	Lamont 1058	7.14

Deprem hesabında üç boyutlu analiz yapılması durumunda en az 11 adet deprem kaydı kullanılmalıdır. Bu kayıtlar içinde aynı depremden en fazla üç adet kayıt kullanılabilir.

Bu çalışmada her deprem için kuzey – güney, doğu – batı yönlerinde 2 adet deprem kaydı olmak üzere toplam 22 adet deprem kaydı kullanılmıştır. Yapı her iki yönde de simetrik olduğu için kayıtların yönleri değiştirilmemiştir.

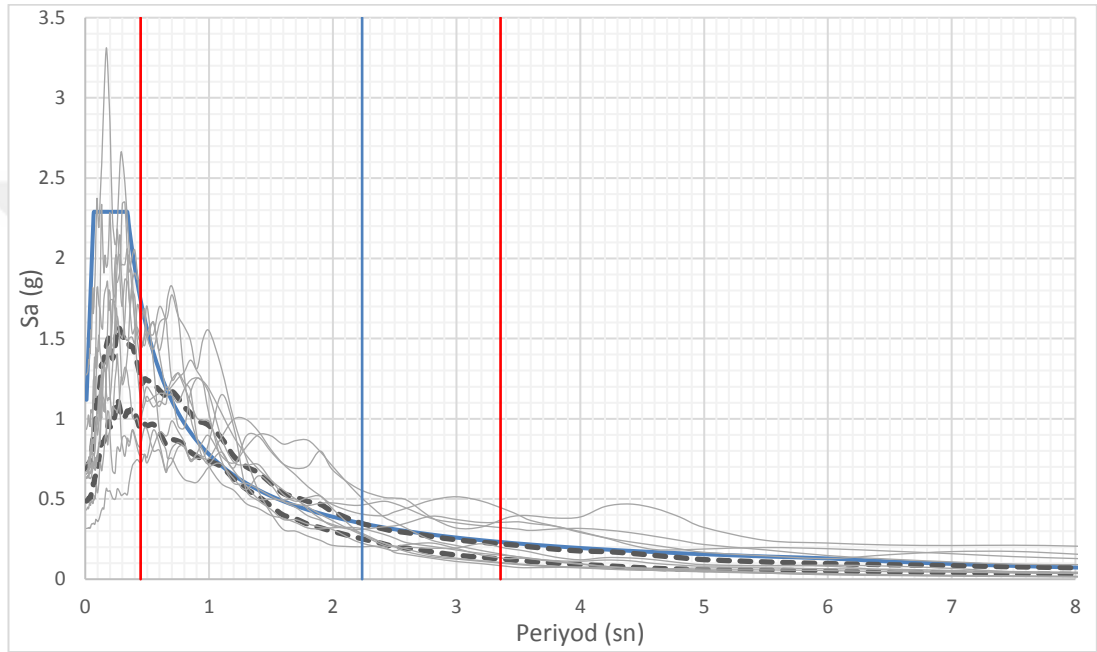
5.1.2 Deprem kayıtlarının ölçeklendirilmesi

Yapının hem kuzey-güney hem de doğu batı aksında hâkim periyodu $T_1 = 2.237$ sn dir. Buna göre $0.2 T = 0,447$ sn ve $1.5 T = 3.356$ sn dir.

Bu bölümde dikkate alınan DD-1 deprem düzeyi için yatay elastik tasarım ivme spektrumu hesaplanmış ve Çizelge 5.1’ de gösterilmiştir. Seçilen 11 adet deprem

kaydına ait ivme spektrum değerleri de hesaplanmıştır. Her bir deprem kaydına ait spektrumların toplamının karekökü alınarak bileşke ivme spektrumu elde edilmiştir. Bunlara ait ortalama bileşke ivme spektrumu oluşturulmuştur. Seçilen tüm kayıtlara ait bileşke ivme spektrumların ortalamasının $0.2 T_p$ ve $1.5 T_p$ periyodları arasındaki değerler, hesaplanan tasarım ivme spektrumunun aynı periyod aralığındaki değerlerinin oranı 1.3' den daha küçük olmaması kuralına göre, ölçeklendirilecektir.

Her iki yatay bileşenin ölçeklendirilmesi aynı ölçek katsayısı ile yapılacaktır.



Şekil 5.1 : DD-1'e göre yatay elastik tasarım ivme spektrumu ve deprem kayıtları

5.2 Zaman Tanım Alanında Hesap için Kütle Orantılı Sönümlenme

Yüksek binalar için doğrusal olmayan zaman tanım alanı analizinde, enerji dağıtımı; plastik yayılımı, hasar dağıtımı, sönümlenme dağıtımı vb. içerir. Genel olarak, bir sistemin sönümlenmesinin kaynağını ölçmek zordur ve sönümlenmenin değerini doğru bir şekilde belirlemek daha da zordur. Binaların sismik tasarımına ilişkin yönetmeliklerde, beton ve çeliğin kritik sönüm oranları verilmiştir. Malzeme sönümlenmesine dayanan Modal sönümlenme yöntemi ve Rayleigh sönümlenme yöntemi, tüm sistemin sönüm dağılımını simüle etmek için yaygın olarak kullanılmaktadır.

Modal sönümlenme, her modu geniş bir frekans aralığında doğru bir şekilde simüle etme avantajına sahiptir, bu nedenle mühendislikte özellikle elastik analiz için yaygın

olarak kullanılır. Kuvvetli deprem altında elastik-plastik analiz için, malzeme rijitliğinin değişmesi nedeniyle frekanslar sabit değerler değildir ve bu durumda modal sönümleme yöntemi hala elastik analizdeki kadar doğru değildir.

Modal sönümleme yöntemiyle karşılaştırıldığında, Rayleigh sönümlenmesi, dinamik analizin doğrudan entegrasyon yöntemine kolayca formüle edilebilir.

Rayleigh sönümleme yönteminde, kütle orantılı sönümleme α ve rijitlik orantılı sönümleme β , temel frekans ve önemli bir yüksek frekans ile iki denklemden çözülebilir. Bu iki parametre aracılığıyla, bu seçilmiş iki frekans içindeki bölge için düşük seviyede bir sönümlenmenin uygulanacağı ölçülebilir, ancak diğer frekanslar için, bu modelin kesinliği hala belirlenemez. Bu yüksek frekanslar, küçük rijitlik orantılı sönümleme ile bile etkili bir şekilde sönümlenebilir, yer değiştirme açısı ve taban kesme kuvveti olarak toplam tepki üzerindeki etkisi genellikle ihmal edilebilir düzeydedir, bu nedenle birçok mühendis yalnızca kütle orantılı sönümlenmeyi hesaba katmayı tercih etmektedir.

Bu yaygın olarak kullanılan sönümleme modeli, T_1 ile ilgili doğrusal bir fonksiyondur ve sönümleme, frekansın artmasıyla azalacaktır, ancak aslında, bu yüksek frekanslar, bu düşük frekanslardan daha hızlı sönümlenmelidir, bu nedenle bu bir paradokstur. Aslında, yalnızca temel frekansı doğru bir şekilde simüle edebilir ve bu yüksek frekansların sönümlenmesini hafife alabilir, bu nedenle yalnızca temel frekansın baskın olduğu yapılar için uygundur. Yukarıda bahsedilen nedenlerden dolayı, kütle orantılı sönümleme yöntemi mod katılım katsayısını dikkate almaktadır. Mod katılım katsayısını ağırlık katsayısı olarak alarak, yeni α formu denklem 5.1 de yazılmıştır;

$$\alpha = 4\pi\xi \left(\frac{c_1}{T_1} + \frac{c_1}{T_1} + \frac{c_1}{T_1} \right) = 0.18 \quad (5.1)$$

5.3 Çelik elemanlara ait plastik mafsallık şekil değiştirme sınırları

Tüm çevre kirişleri HEB400 kesitlidir. Çelik kirişlere ait akma dönmesi denklem 5.2 ile hesaplanacaktır. Çelik kirişlere ait akma dönmesi sınırları farklı performans sınırları için Çizelge 5.2’de gösterilmiştir.

$$\theta_y = \frac{W_p F_{ye} l_b}{6EI_b} = 0.015 \text{ rad} \quad (5.2)$$

$$\theta_y = \frac{W_p F_{ye} l_k}{6EI_k} \left[1 - \frac{P}{P_{ye}} \right] \quad (5.3)$$

Çizelge 5.2 : Çelik kirişlerde plastik dönme sınırları [24].

Kiriş (Eğilme)	Şekil değiştirme Sınırları (rad)		
	SH	KH	GÖ
Süneklik Düzeyi Yüksek	10 _y (0.015)	60 _y (0.090)	90 _y (0.134)
Süneklik Düzeyi Sınırlı	0.250 _y (0.004)	30 _y (0.045)	40 _y (0.060)

Çelik kolonlara ait akma dönmesi denklem 5.3 ile hesaplanacaktır. Kolonların aksenal kuvvet etki kapasite oranına göre farklı performans düzeyleri için plastik mafsal dönme miktarları denklem 5.3 ile hesaplanacaktır. Bu çalışmada kolonlar deprem boyunca elastik kalacağı için kolonlar ile ilgili herhangi bir hesap yapılmamıştır. Her bir çelik kolona ait plastik şekil değiştirme sınırı Çizelge 5.4’te verilmiştir. Hiçbir kolon kesitinde plastik mafsal oluşmamıştır.

Merkezi çaprazlı çelik çerçevesel sistemlerde çelik çaprazlar için şekil değiştirme sınırları aksenal plastik şekil değiştirmeler cinsinden Çizelge 5.5’te verilmiştir. Çapraz elemanların aksenal basınç kuvveti altında akma şekil değiştirmesi denklem 5.4 ile aksenal çekme kuvveti altında akma şekil değiştirmesi ise denklem 5.5 ile hesaplanacaktır.

$$\Delta_c = \frac{P_c l_c}{EA_c} \quad (5.4)$$

$$\Delta_T = \frac{P_{ye} l_c}{EA_c} \quad (5.5)$$

Çizelge 5.3’ de farklı çelik yapısal elemanlar için plastik mafsal şekil değiştirme limitlerine ait formüller verilmiştir. Diagrid eğik kolonlara ait aksenal plastik şekil değiştirme limitleri hesaplanıp Çizelge 5.4’te verilmiştir. Diagrid eğik kolonlara ait aksenal basınç kuvveti altında akma şekil değiştirmesi denklem 5.4 ile aksenal çekme kuvveti altında akma şekil değiştirmesi ise denklem 5.5 ile hesaplanacaktır.

Çizelge 5.3 : Merkezi çaprazlı çelik çerçevelerin şekil değiştirme sınırları [24].

Eleman Tipi	Plastik Dönme Sınırları		
	SH	KH	GÖ
Basınç Altında Çapraz elemanlar (Dışmerkez Çaprazlar Hariç)			
Narin Kesitler $\frac{Kl}{r} \geq 4.2 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$			
W, I, 2L, 2C kesitler: düzlem içi burkulma	0.5Δ _c	7Δ _c	10Δ _c
2L, 2C kesitler: düzlem dışı burkulma	0.5Δ _c	6Δ _c	9Δ _c
HSS, boru, kutu kesitler	0.5Δ _c	6Δ _c	9Δ _c
L kesitler	0.5Δ _c	9Δ _c	12Δ _c
Tok Kesitler $\frac{Kl}{r} \leq 2.1 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$			
HD I, 2L, 2C kesitler: düzlem içi burkulma	0.5Δ _c	6Δ _c	8Δ _c
2L, 2C kesitler: düzlem dışı burkulma	0.5Δ _c	5Δ _c	7Δ _c
HSS, boru, kutu kesitler	0.5Δ _c	5Δ _c	7Δ _c
Çekme Altında Çapraz elemanlar (Dışmerkez Çaprazlar Hariç)			
W kesit	0.5Δ _T	10Δ _T	13Δ _T
2L kesit	0.5Δ _T	9Δ _T	12Δ _T
HSS kesit	0.5Δ _T	8Δ _T	11Δ _T
Boru kesit	0.5Δ _T	7Δ _T	9Δ _T
L kesit	0.5Δ _T	8Δ _T	10Δ _T
Çekme altında kiriş ve kolonlar	0.5Δ _T	6Δ _T	7Δ _T
Burkulması engellenmiş çelik çaprazlar	0.5Δ _y	10Δ _y	13.3Δ _y

Çizelge 5.4 : Diagrid eğik kolonlar için basınç altında aksenal şekil değiştirme sınırları.

Katlar	Kesitler	Δ _c (mm)	SH (mm)	KH (mm)	GÖ (mm)
1 – 3 katlar	CHS273X17	8.516	4.258	42.579	59.610
4 – 6 katlar	CHS273X20	8.250	4.125	41.251	57.751
7 – 9 katlar	CHS323X20	7.836	3.918	39.180	54.852
10 – 12 katlar	CHS323X25	7.880	3.940	39.401	55.161
13 – 15 katlar	CHS355X25	7.535	3.768	37.675	52.745
16 – 18 katlar	CHS355X30	7.591	3.795	37.953	53.135
19 – 21 katlar	CHS406X30	6.853	3.427	34.267	47.974
22 – 24 katlar	CHS457X35	6.904	3.452	34.518	48.325

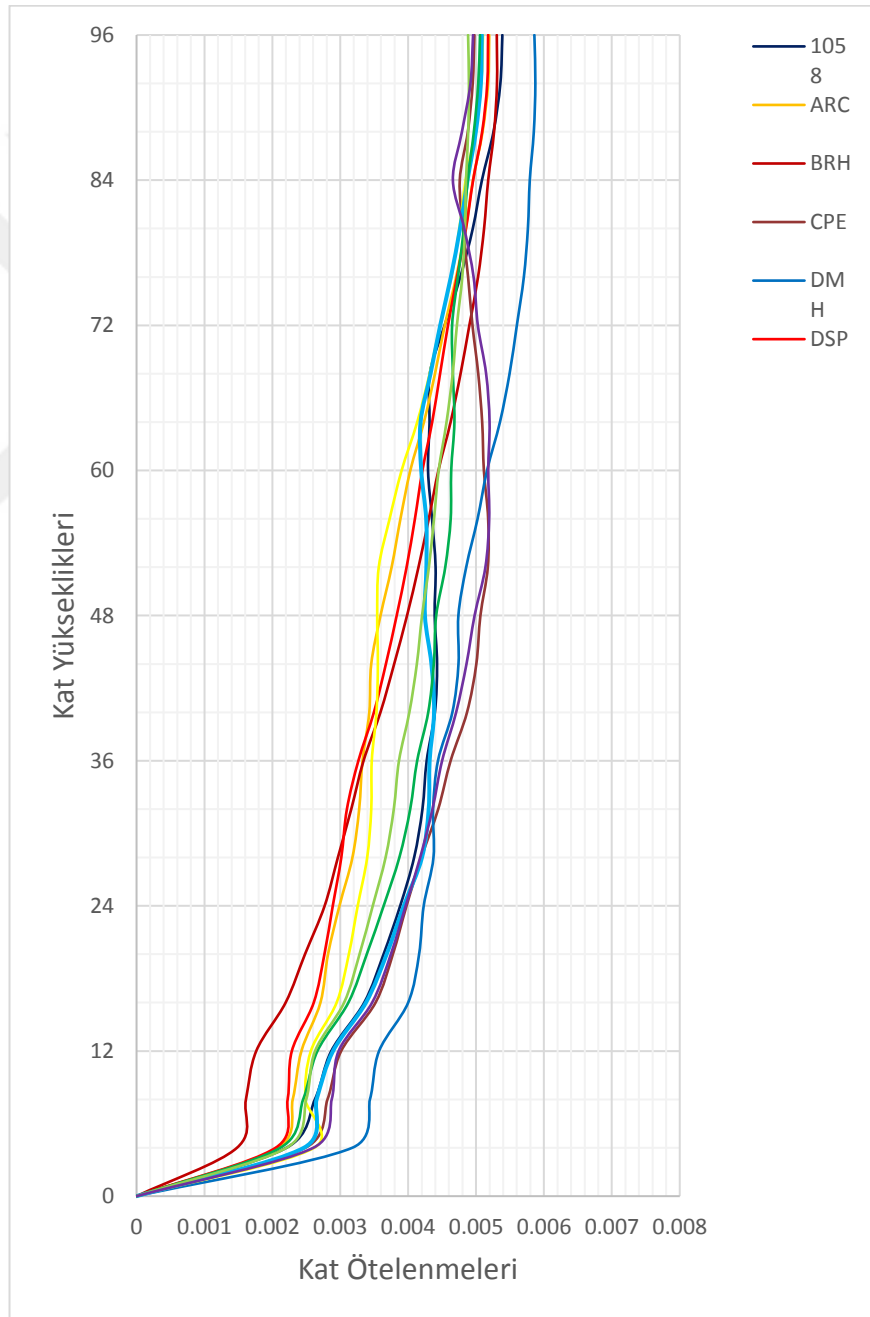
Çizelge 5.5 : Diagrid eğik kolonlar için çekme altında aksenal şekil değiştirme sınırları.

Katlar	Kesitler	Δ _T (mm)	SH (mm)	KH (mm)	GÖ (mm)
1 – 3 katlar	CHS273X17	9.618	4.809	67.328	86.564
4 – 6 katlar	CHS273X25	9.618	4.809	67.328	86.564
7 – 9 katlar	CHS323X20	9.618	4.809	67.328	86.564
10 – 12 katlar	CHS323X25	9.618	4.809	67.328	86.564
13 – 15 katlar	CHS355X25	9.618	4.809	67.328	86.564
16 – 18 katlar	CHS355X30	9.618	4.809	67.328	86.564
19 – 21 katlar	CHS406X30	9.618	4.809	67.328	86.564
22 – 24 katlar	CHS457X35	9.618	4.809	67.328	86.564

Diagrid eğik kolonlara ait aksenal basınç kuvveti altında akma şekil değiştirmesi sınırları ile aksenal çekme kuvveti altında akma şekil değiştirmesi sınırları cephede bulunan modüller bazında ayrı ayrı hesaplanmış sırasıyla Çizelge 5.4 ve Çizelge 5.5’de verilmiştir.

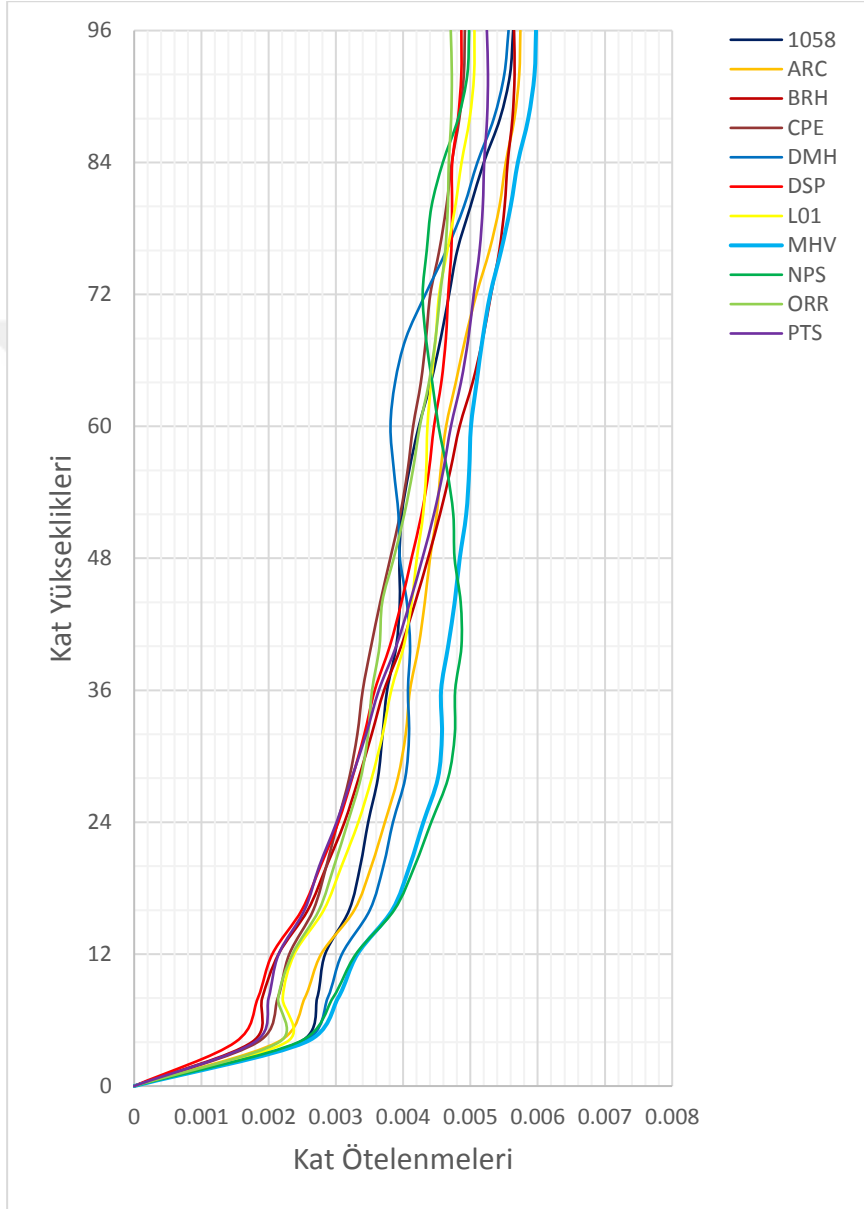
5.4 Kat Ötelenmelerinin Kontrolü

III. Aşama analiz sonucunda X-X ve Y-Y yönünde bina kat ötelenmeleri sırasıyla Şekil 5.2 ve Şekil 5.3’de gösterilmiştir.



Şekil 5.2 : III. Aşama deprem hesabı X-X yönü kat ötelenmeleri.

TBDY 2018 de üçüncü adım hesapta DD-1 deprem düzeyi altında yüksek bina taşıyıcı sistemi için yapılan doğrusal olmayan hesap sonucunda her bir katta göz önüne tüm deprem kayıtlarından bulunan ortalama görelî kat ötelenmesi oranı 0.03'ü, tek bir deprem kaydından bulunan en büyük görelî kat ötelenmesi oranı ise 0.045'i geçmeyecektir. Bu kontroller her iki deprem doğrultusunda kontrol edilecektir.



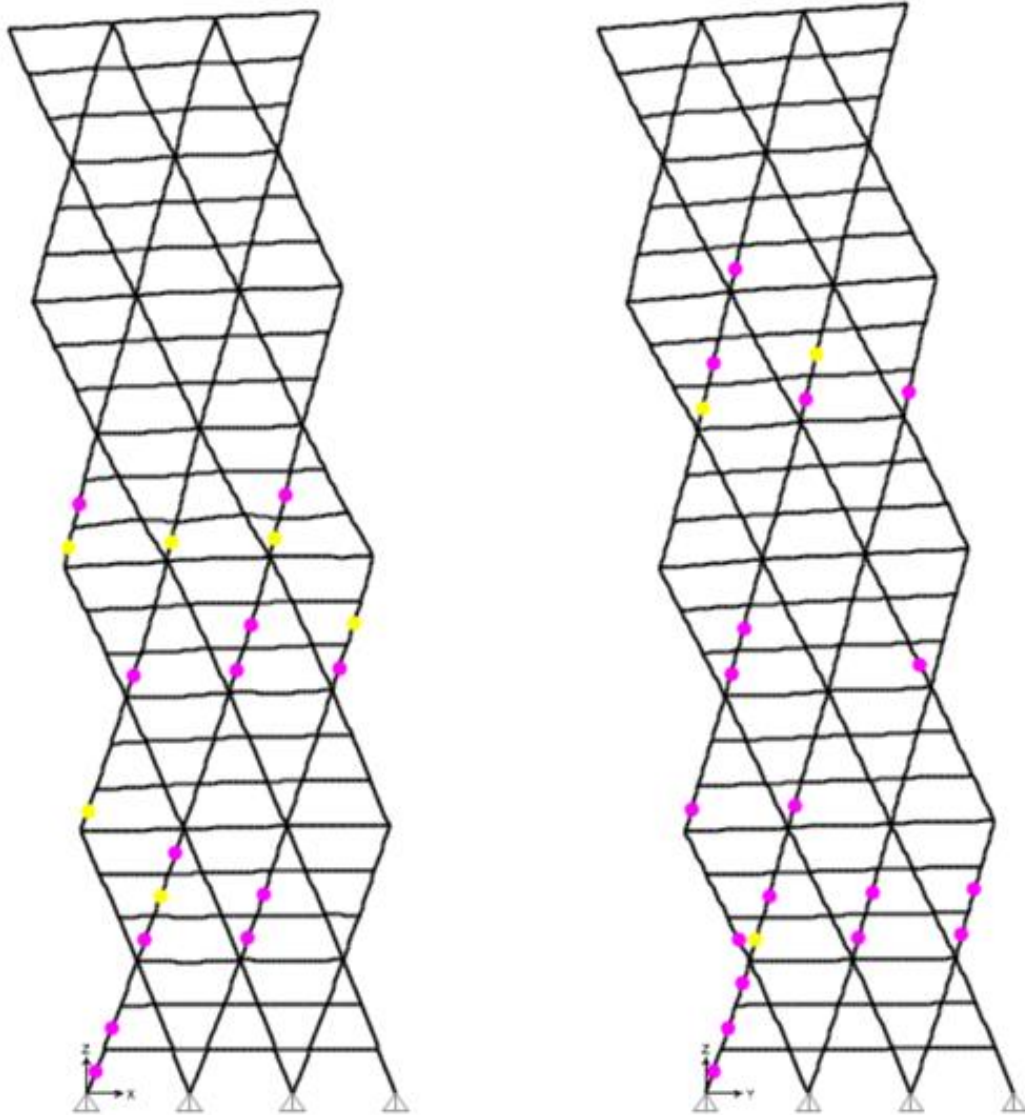
Şekil 5.3 : III. Aşama deprem hesabı X-X yönü kat ötelenmeleri.

Katlarda rijit diyafram ve yapının dışında diagrid eğik kolonlar olması sebebiyle kat ötelenmeleri bina yüksekliği boyunca dengeli bir şekilde dağılmıştır.

5.5 Bina Performans Hedefinin Kontrolü

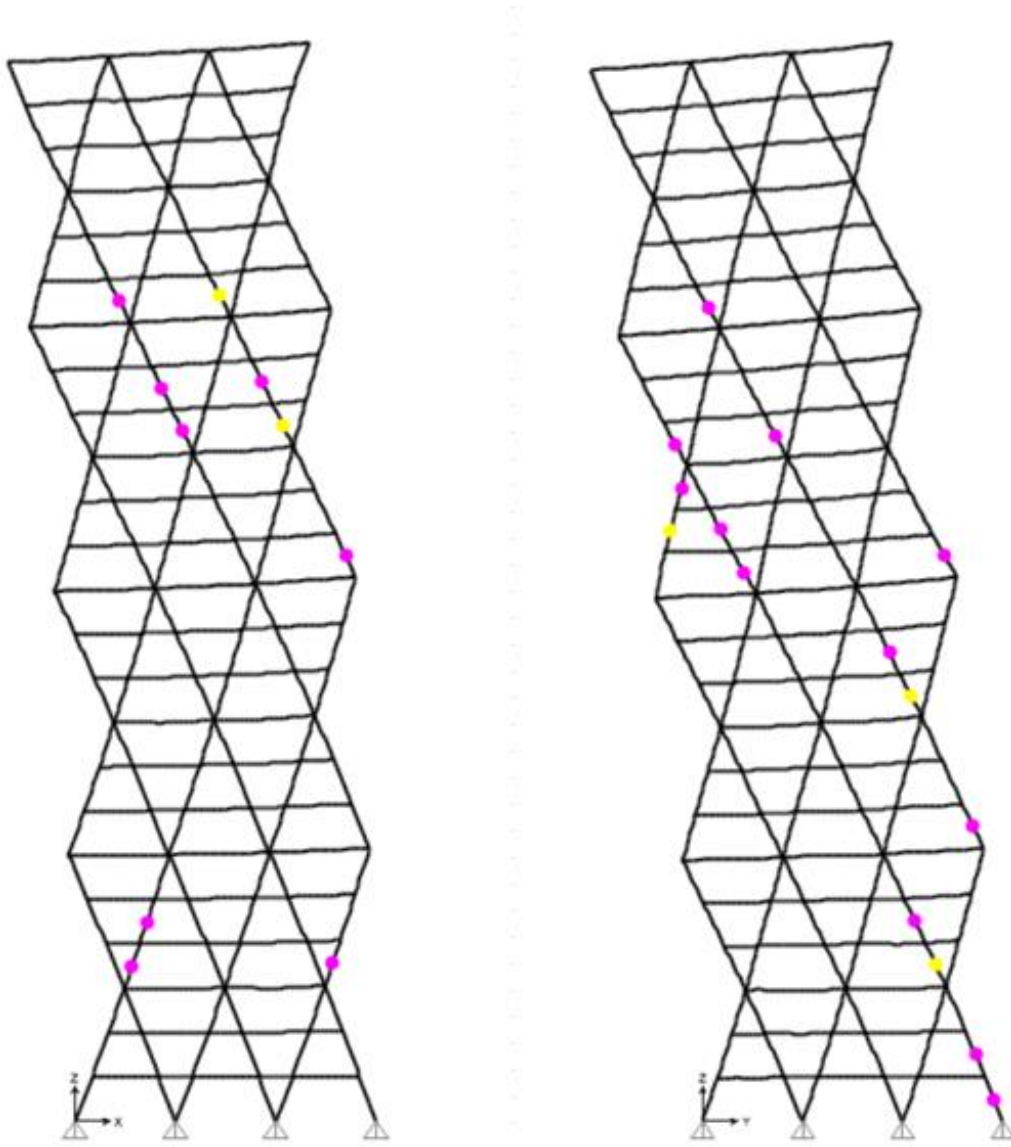
Bu çalışmada DD-1 deprem düzeyinde yapılan hesap sonucunda yapıda oluşan plastik mafsalların limiti GÖ performans düzeyini sağlaması hedeflenmiştir.

Sünek davranışa sahip çelik elemanlarda hesaplanan şekil değiştirme değerleri bir önceki bölümde hesaplanan şekil değiştirme sınır değerlerini aşmayacaktır. Bu yapıda kolonlar, merkezi çaprazlar, çevre kirişleri ve diagrid eğik kolonlar sünek davranışla sahiptir. Yapıda tüm deprem analizleri için kolonlar ve çevre kirişlerinde plastikleşme oluşmamıştır. Çok sayıda diagrid eğik kolonda plastik mafsallar oluşmuş ve hedeflenen performans hedeflerinin sağlamıştır.



Şekil 5.4 : X = 0 ve Y = 0 m diagrid eğik kolon plastik mafsallar.

Sünek davranışa sahip olmayan elemanlarda zaman tanım alanında lineer olmayan analiz sonucu hesaplanan iç kuvvetlerin elemanları dayanımından küçük olduğu görülmüştür. İç kuvvet kapasitelerinin hesabında karakteristik malzeme dayanımları yerine TBDY 2018 Tablo 5.1’de verilen ortalama (beklenen) malzeme dayanımları esas alınmıştır.

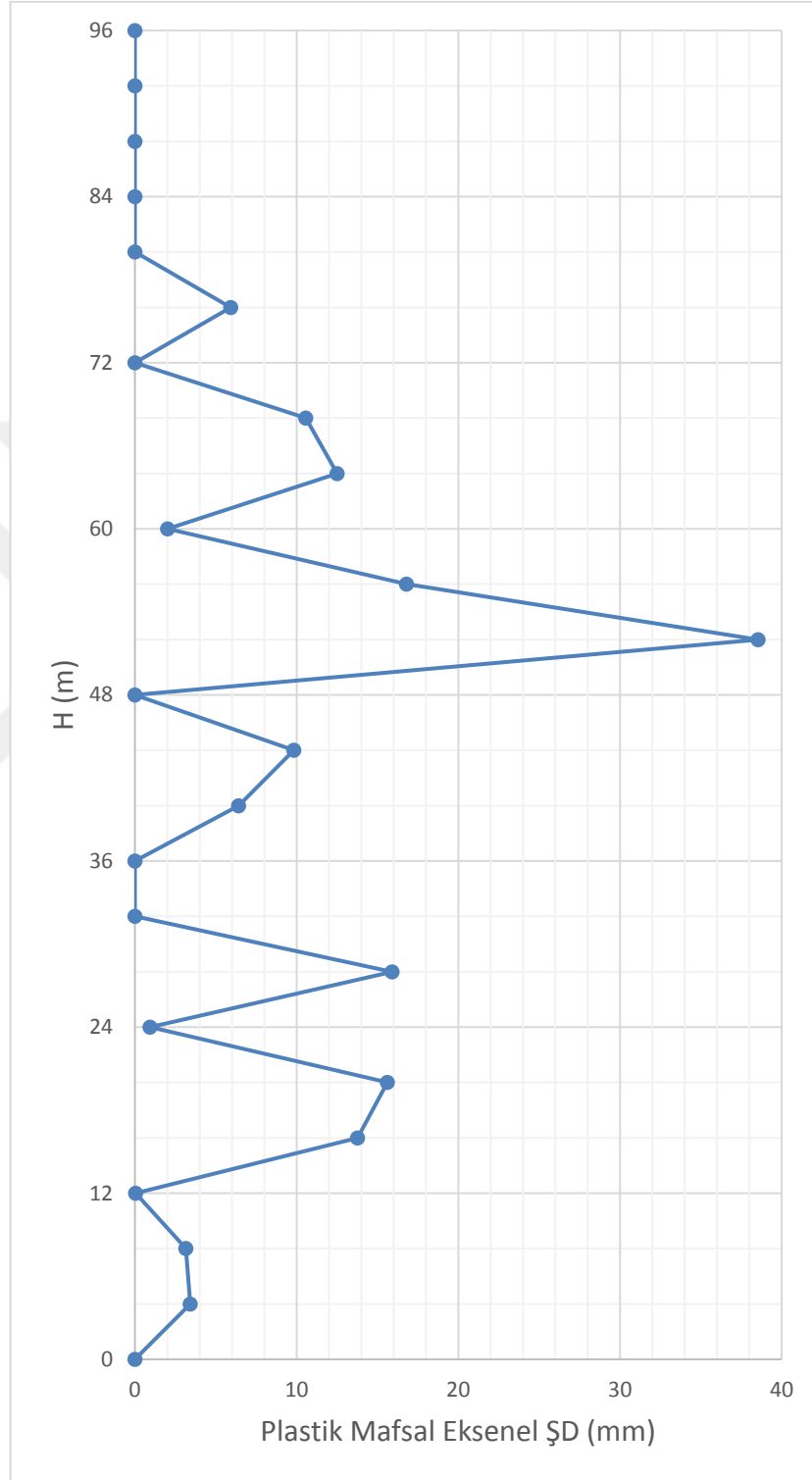


Şekil 5.5 : X = 27 m ve Y = 27 m diagrid eğik kolon plastik mafsallar.

MHV deprem kaydı analizi sonuçlarından elde edilen diagrid eğik kolonlarda oluşan plastik mafsallar sırasıyla Şekil 5.4 ve Şekil 5.5’te görülmektedir. Bu deprem kaydında oluşan plastik mafsallar KH performans hedefine ulaşmıştır.

Bu deprem kaydında diagrid eğik kolonlara oluşan plastik mafsallara ait şekil değiştirme miktarları hesaplanmıştır. Her kattaki plastik mafsalların maksimum şekil

değiştirme miktarları Çizelge 5.6'da gösterilmiştir. Bu çizelgeden görüldüğü üzere diagrid eğik kolonlarda genel olarak 1. kat ile 20. kat arasında plastik mafsallar oluşmuştur.



Şekil 5.6 : Diagrid eleman plastik mafsal eksenel şekil değiştirmeleri.

Bu değerler ayrıca Şekil 5.6'da grafik halinde sunulmuştur.

Çizelge 5.6 : Diagrid eğik kolonlar için çekme altında aksenal şekil değiştirme sınırları.

Katlar	ŞD (mm)
24	0.000
23	0.000
22	0.000
21	0.000
20	0.000
19	5.929
18	0.000
17	10.569
16	12.517
15	2.019
14	16.81
13	38.557
12	0.000
11	9.824
10	6.418
9	0.000
8	0.000
7	15.917
6	0.94
5	15.612
4	13.770
3	0.049
2	3.148
1	3.425
0	0.000

6. SONUÇ VE ÖNERİLER

6.1 Sonuçlar

Bu çalışmada 24 katlı yüksek katlı diagrid çelik yapı TBDY 2018 Bölüm 13'e göre 3 aşamalı deprem hesabı yapılmış ve sonuçlar incelenmiştir ve şu sonuçlar elde edilmiştir.

- Deprem etkilerinden oluşan taban kesme kuvveti rüzgar etkilerinden oluşan taban kesme kuvvetinden daha büyüktür. Vortex etkileri İYBDY'e göre hesaplanmış ve dikkate alınması gerekli görülmemiştir.
- Birinci ve ikinci adım deprem hesabında ÇYTHYE ve TBDY'de belirtilen dayanım kriterleri sağlanmıştır.
- TBDY'ye göre yatay kat ötelenme miktarları verilen limitler içinde kalmaktadır.
- Bu çalışmada AISC 7-16'ya göre belirlenen R ve D katsayıları bu yapı için uygundur.
- Üçüncü adım deprem hesabında sadece diagrid eğik kolonlarda plastikleşme oluşmuş, çevre kirişlerinde ve çekirdek kirişlerinde bulunan muhtemel plastik mafsallarda plastik mafsallarda gözlenmemiştir.
- Diagrid elemanlarda oluşan plastik mafsallara ait şekil değiştirmeler GÖ performans hedefini karşıladığı görülmüştür. Ayrıca lineer olmayan analiz sonucunda oluşan yapı görelî kat ötelenmeleri kontrol edilmiş olup güvenli bölgede kaldığı görülmüştür.
- Diagrid sistemler yüksek süneklik göstermemektedir. Ancak seçilebilecek farklı bir çekirdek sistemi altında, bu çalışmada kabul edilen süneklik düzeyinden bir miktar daha fazla süneklik gösterebileceği düşünülmektedir.

6.2 Öneriler

Diagrid sistem yüksek yapılar diğer yüksek katlı çelik yapı sistemlerine göre gelen yatay yükleri cephe bulunan eğik kolonlarda oluşan normal yükler ile karşılamaktadır. Bu yüzden başarılı bir deprem performansı göstermektedir. Aynı ölçü ve yükseklikteki diğer sistemlerle tasarlanan çelik yapılara göre yapı ağırlığı daha azdır. Diğer sistemlere nazaran diagrid sistem yapıların periyodu ve deplasman değerleri daha düşüktür.

Diagrid sistem yapıların sismik performans değerleri ve yapısal davranışı TBDY 2018'de olmadığı gibi diğer ulusal yönetmeliklerde de bulunmamaktadır. Bu yüzden bu sistemle oluşturulan yüksek yapılarda ileri analiz yöntemleri uygulanmaktadır. Bu yapı sistemleri için de diğer yapısal çelik sistemler için oluşturulan pratik çözüm yöntemleri geliştirilmelidir.

Diagrid eğik kolonların açıları bu tip yapılar için anahtar rol oynamaktadır. Optimum diagrid açının ve kesitlerinin belirlenmesinde en-boy oranı, yapı plan tipi, yapı yüksekliği gibi temel etmenler göz önüne alınarak basit ön tasarım yöntemleri geliştirilmelidir.

Diagrid elemanların mafsallı veya rijit düğüm noktaları için standart tipler ve çözüm yöntemleri geliştirilmeli bunlar üzerinde deneysel çalışmalar yapılmalıdır.

Diagrid sistem yapıya ait süneklik değeri diğer yapı sistemlerine göre daha düşüktür. Diagrid sistem yapılarda sünekliği arttırmak için aşağıdaki maddelerde sıralanan konular doğrultusunda araştırmalar ilerletilmelidir.

- Diagrid elemanların düğüm noktalarına dışmerkez çelik çaprazlı sisteme benzer şekilde link eleman eklenmesi,
- Diagrid elemanların arasına metalik sönümleyiciler veya elastomer sönümleyiciler eklenmesi,
- Diagrid elemanların bazılarının BÖÇ veya Viskoz sönümleyiciler ile değiştirilmesi,
- Yapının çekirdek kısmına sünekliği daha yüksek yapısal sistemler eklemektir.

KAYNAKLAR

- [1] **AISC** (2016). *ANSI/AISC 360-16, Specification of Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction. Chicago, Illionis, USA.
- [2] **AISC** (2010). *ANSI/AISC 358-10, Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frame for Seismic Applications*, American Institute of Steel Construction. Chicago, Illionis, USA.
- [3] **AISC** (2016). *Design Guide-1 Base Plate and Anchor Rod Design*, American Institute of Steel Construction. Chicago, Illionis, USA.
- [4] **AISC** (2016). *Design Guide-4 Extended End-Plate Moment Conections*, American Institute of Steel Construction. Chicago, Illionis, USA.
- [5] **AISC** (2016). *Design Guide-28 Stability of Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction, Chicago. Illionis, USA.
- [6] **Asadi E., Adeli H.** (2018). Seismic Performance factors for Low-to Mid-rise Steel Diagrid Structural Systems. *Structural Design Tall Spec Build.* 2018;27:e1505. From Wiley Online Library <http://doi.org/10.1002/tal.1505>.
- [7] **ASCE** (2016). *ASCE/SEI 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA.
- [8] **Çağlayan B. Ö.** (2019) *Sünek Çelik Yapı Sistemlerinin Tasarımı Ders Notları*. İTÜ, İstanbul.
- [9] **ÇŞB** (2017). *Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapım Esaslarına Dair Yönetmelik Hakkında Uygulama Kılavuzu*. Ankara.
- [10] **ÇYTHYE** (2018). *Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapımına Dair Esaslar*. Ankara.
- [11] **Heshmati M., Khatami A., Shskib H.** (2020). Seismic Performance Assessment of Tubular Diagrid Structures with Varying Angles in Tall Buildings. *Structures* from Wiley Online Library. <http://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.02.030>
- [12] **Idea Statica v21** (2021). Idea Statica, Brno Çekya.
- [13] **TMMOB İMO** (2018). *Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY-2018) Eğitim Elkitabı Açıklamalar ve Uygulama Örnekleri Kısım-I: Genel Konular*. Ankara
- [14] **İYBRY** (2009). *İstanbul Yüksek Binalar Rüzgâr Yönetmeliği*. BÜ Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü Deprem Mühendisliği Anabilim Dalı, İstanbul.

- [15] **Lee J., Kong J., Kim J.** (2018). Seismic Performance Evaluation of Steel Diagrid Buildings. *International Journal of Steel Structures* 18(3):10356-1047 from Springer <http://doi.org/10.1002/tal.643>
- [16] **Kim J., Lee Y.** (2012). Seismic Performance Evaluation of Diagrid System Buildings. *Structural Design of Tall Special Buildings* 21, 736-749. from Wiley Online Library <http://doi.org/10.1002/tal.1445>
- [17] **Liu C., Li Q., Lu Z., Wu H.** (2017). A review of the Diagrid Structural System for Tall Buildings, *Structural Design of Tall Special Buildings* 2018;27:e1445. From Wiley Online Library <http://doi.org/10.1002/tal.1445>
- [18] **Mele E., Torenno, M., Brandonisio G., De Luca A.** (2014). Diagrid Structures for Tall Buildings: Case Studies and Design Consideration, *The Structural Design of Tall Special Buildings* 23,124-145 (2014) 2018;27:e1505. From Wiley Online Library <http://doi.org/10.1002/tal.1505>.
- [19] **Mir M. Ali, Moon K.** (2007). Structural Developments in Tall Buildings: Current Trends and Future Prospects. *Architectural Science Review*. Volume 50.3, pp 205-223 (2007). from University of Sydney. www.arch.usyd.edu.au/asr.
- [20] **Moon K., Connor J. J., Fernandez J.E.** (2007). Diagrid Structural Systems for Tall Buildings: Characteristics and Methodology for Preliminary Design. *The Structural Design of Tall Special Buildings* 16,205-230 (2007) . from Wiley Interscience <http://doi.org/10.1002/tal.311>.
- [21] **PEER** (2021). *Pacific Earthquake Engineering Research Centre, Ground Motion Database*. California, from <https://peer.berkeley.edu/peer-strong-ground-motion-databases>.
- [22] **SAP2000 v20** (2018). Structural Analysis Program, CSI, Berkeley ABD.
- [23] **TBDY** (2018). *Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, Deprem Etkisi Altında Binaların Tasarımı için Esaslar*. Ankara.
- [24] **TDTH** (2018). *Türkiye Deprem Tehlikesi Haritaları*. AFAD-2018 <https://tdth.afad.gov.tr>
- [25] **TS EN 1991-1-3** (2007). *Yapılar Üzerindeki Etkiler – Bölüm 1-3: Genel Etkiler – Kar Yükleri (Eurocode 1)*. Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- [26] **TS EN 1991-1-4** (2007). *Yapılar Üzerindeki Etkiler – Bölüm 1-4: Genel Etkiler – Rüzgâr Yükleri (Eurocode 1)*. Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- [27] **TS 498** (1987). *Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri*. Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- [28] **TS 500** (2000). *Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü*. Ankara.
- [29] **Xiaoming C., Jin, D., Yungui L.** (2015). Mass Proportional Damping in Nonlinear Time History Analysis. *3rd International Conference on Material, Mechanical and Manufacturing Engineering (IC3ME 2015)*. China State Construction Technical Centre, Beijing, China.

[30] **Wikipedia** (2021). https://en.wikipedia.org/wiki/Park_Row_Building

[31] **Wikipedia** (2021). https://tr.wikipedia.org/wiki/Empire_State_Binas%C4%B1





ÖZGEÇMİŞ

Ad-Soyad : Ceyhun YAVUZ

ÖĞRENİM DURUMU:

- **Lisans** : 2009, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü