

T.C.
GEBZE TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
LİSANSÜSTÜ EĞİTİM ENSTİTÜSÜ

PERDE-ÇERÇEVE TAŞIYICI SİSTEMLERİ SAHİP ÇOK KATLI BETONARME
BİR YAPININ PERFORMANSININ İRDELENMESİNDE DEPREM YER
HAREKETİ KAYITLARININ ÖLÇEKLENDİRİLMESİ

ONUR KARAALİOĞLU

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI
DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ PROGRAMI

DANIŞMAN: DR. ÖĞR. ÜYESİ ÜLGEN MERT TUĞSAL

ŞUBAT 2024

T.C.
GEBZE TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
LİSANSÜSTÜ EĞİTİM ENSTİTÜSÜ

**PERDE-ÇERÇEVE TAŞIYICI SİSTEMLERİ SAHİP ÇOK KATLI BETONARME
BİR YAPININ PERFORMANSININ İRDELENMESİNDE DEPREM YER
HAREKETİ KAYITLARININ ÖLÇEKLENDİRİLMESİ**

ONUR KARAALIOĞLU

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI
DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ PROGRAMI

DANIŞMAN: DR. ÖĞR. ÜYESİ ÜLGEN MERT TUĞSAL

ŞUBAT 2024

T.R.
GEBZE TECHNICAL UNIVERSITY
GRADUATE SCHOOL

**SCALING OF EARTHQUAKE GROUND MOTION RECORDS IN
PERFORMANCE EVALUATION OF A MULTI-STOREY REINFORCED
CONCRETE BUILDING WITH SHEAR WALL-FRAME SYSTEM**

ONUR KARAALIOĞLU

**A THESIS OF MASTER OF SCIENCE
DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
EARTHQUAKE AND STRUCTURAL ENGINEERING
PROGRAM**

ADVISOR: DR. ÖĞR. ÜYESİ ÜLGEN MERT TUĞSAL

FEBRUARY 2024



YÜKSEK LİSANS JÜRİ ONAY FORMU

GTÜ Lisansüstü Eğitim Enstitüsü Yönetim Kurulunun 12/02/2024 tarih ve 2024/13 sayılı kararıyla oluşturulan jüri tarafından 28/02/2024 tarihinde tez savunma sınavı yapılan Onur KARAALİOĞLU'nun tez çalışması İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Deprem ve Yapı Mühendisliği Programında YÜKSEK LİSANS tezi olarak kabul edilmiştir.

JÜRİ

ÜYE

(TEZ DANIŞMANI) : Dr. Öğr. Üyesi Ülgen MERT TUĞSAL

ÜYE

: Prof. Dr. Bülent AKBAŞ

ÜYE

: Prof. Dr. Bilge DORAN

ONAY

Gebze Teknik Üniversitesi Lisansüstü Eğitim Enstitüsü Yönetim Kurulunun

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

İMZA/MÜHÜR



*6 Şubat depremlerinde
aramızdan ayrılanların
anısına*

ÖZET

Türkiye bulunduğu coğrafi koşullar neticesinde tarih boyunca önemli depremlere tanıklık etmiştir. Meydana gelen bu depremlerde birçok can kaybı, yaralanma ve ekonomik kayıplar gerçekleşmiştir. Ülkemizin bu derece yüksek deprem tehlikesi altında olması ve yaşanan yıkıcı depremler neticesinde depreme dayanıklı yapı tasarımı kavramının önemi açığa çıkmıştır.

Bu çalışmada; plan bazında düzensizliği bulunan, perde-çerçeve taşıyıcı sisteme sahip 20 katlı betonarme bir yapının TBDY-2018 kapsamında doğrusal analiz yöntemleri ile tasarımı gerçekleştirilmiştir. Çalışmanın ilk aşamasında tasarlanan yapının, daha sonrasında doğrusal olmayan analiz modeli oluşturularak deprem etkisi altındaki performansı irdelenmiştir.

Çalışmanın ilk bölümünde, deprem kuşakları ve levha tektoniğinin tarihçesi hakkında bilgiler verilerek Türkiye'nin bulunduğu bölgenin depremselliği ve ülkemizde yaşanan yıkıcı depremler hakkında bazı detaylar sunulmuştur. Türkiye'de deprem yönetmeliklerinin tarihçesi ve depreme dayanıklı yapı tasarımı kavramının gerekliliği açıklanmıştır. Çalışmanın ikinci bölümünde, Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY-2018) kapsamında betonarme yapıların doğrusal ve doğrusal olmayan tasarım yaklaşımlarından bahsedilmiştir. Çalışmanın üçüncü bölümünde, TBDY-2018'e göre yapının dayanıma göre tasarım aşaması gerçekleştirilmiştir. Yapının düzensizlik kontrolleri ve TBDY-2018'de yer alan diğer analiz ve tasarım aşamaları bu bölümde detaylarıyla verilmiştir. Bu aşamada kolon elemanların tasarımı için bir Python uygulaması geliştirilmiştir. Diğer taşıyıcı sistem elemanlarının da yönetmelikte yer alan yükler etkisi altında doğrusal tasarımı yapılarak detaylı hesaplarıyla birlikte bu bölümde sunulmuştur. Çalışmanın dördüncü bölümünde, gerçekleştirilen tasarım doğrultusunda yapının doğrusal olmayan modeli oluşturularak Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz yöntemi ile 11 çift deprem kaydı kullanılarak analizler yapılmış ve yapının performans seviyesi belirlenmiştir. Deprem performansının belirlenme aşamasında kullanılan deprem kayıtlarının ölçeklenme işlemleri için bir Python uygulaması geliştirilmiştir. Çalışmanın son bölümünde ise, yapılan çalışmanın sonuçları detaylı şekilde açıklanmıştır.

Anahtar Kelimeler: Performansa Dayalı Tasarım, Betonarme Yapılar, Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz

ABSTRACT

Due to its geographical conditions, Turkey witnessed significant earthquakes throughout its history. These earthquakes resulted in numerous casualties, injuries, and economic losses. The high seismic risk in the country and the devastating earthquakes that occurred highlight the importance of earthquake-resistant structural design.

In this study, the design of a 20-story reinforced concrete structure with plan irregularities and a shear-wall frame structural system was carried out using linear analysis methods within the scope of the Turkish Building Seismic Code - 2018 (TBSC-2018). In the initial stage of the study, the performance of the designed structure under earthquake effects was examined by a nonlinear analysis model later.

The first part of the study provides information about the history of earthquake belts and plate tectonics, presenting details about the seismicity of the region where Turkey is located and some specifics about destructive earthquakes in the country. The history of earthquake regulations in Turkey and the necessity of earthquake-resistant structural design are explained. In the second part of the study, the linear and nonlinear design approaches for reinforced concrete structures under the Turkish Building Seismic Code 2018 (TBSC-2018) are discussed.

The third part of the study involves the design stage of the structure according to TBSC-2018 based on strength demands. Irregularity controls of the structure and other analysis and design stages in TBDY-2018 were given in detail in this section. At this stage, a Python application was developed for the design of column elements. Other structure elements were also linearly designed under the impact of the loads specified in the regulation and presented with detailed calculations in this section. The fourth part of the study involves creating the nonlinear model of the structure and performing analyses using the Nonlinear Time History Analysis method with 11 pairs of earthquake records to determine the performance level of the structure. A Python application for scaling earthquake records was developed at the stage of determining earthquake performance.

In the final part of the study, the results of the conducted study were explained in detail.

Keywords: Performance Based Design, Reinforced Concrete Structures, Nonlinear Time History Analysis

TEŞEKKÜR

Yüksek lisans eğitimim boyunca desteğini hiçbir zaman esirgemeyen, akademik bilgi ve birikiminden faydalandığım ve insani olarak bana fazlasıyla katkıda bulunan değerli danışmanım Sayın Dr. Öğr. Üyesi Ülgen MERT TUĞSAL'a; bana sağladıkları imkanlar ve manevi desteklerinden dolayı sevgili aileme; yüksek lisans eğitimim sırasında 2210-A Genel Yurt İçi Yüksek Lisans Burs Programı kapsamında beni maddi olarak destekleyen ve bursiyeri olmaktan gurur duyduğum TÜBİTAK'a; desteğini her zaman hissettiğim sevgili arkadaşım İnş. Müh. Emircan DEMİR'e; ve son olarak yüksek lisans eğitimim boyunca hiçbir konuda yardımlarını esirgemeyen değerli arkadaşım İnş. Yük. Müh. Hatice Ümran ŞENOĞLU'na teşekkürü borç bilirim.



İÇİNDEKİLER

	Sayfa
ÖZET	vi
ABSTRACT	vii
TEŞEKKÜR	viii
İÇİNDEKİLER	ix
SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ	xii
ŞEKİLLER DİZİNİ	xv
TABLolar DİZİNİ	xviii
1. GİRİŞ	1
1.1. Konu	1
1.2. Çalışmanın Amacı ve Kapsamı	5
1.3. Konu ile İlgili Yapılan Çalışmalar	5
2. TBDY-2018'E GÖRE BETONARME YAPILARIN DOĞRUSAL VE DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZ YAKLAŞIMLARI	8
2.1. Deprem Yer Hareketi Düzeyleri	8
2.2. Deprem Yer Hareketi Spektrumları	9
2.3. Betonarme Binalarda Performans Hedefleri ve Tasarım Yaklaşımları	12
2.4. Binalarda Düzensizlik Durumları	15
2.4.1 – Planda Düzensizlik Durumları	15
2.4.1.1. A1 – Burulma Düzensizliği	16
2.4.1.2. A2 – Döşeme Süreksizlikleri	16
2.4.1.3. A3 – Planda Çıkıntılar Bulunması	17
2.4.2 – Düşeyde Düzensizlik Durumları	18
2.4.2.1. B1 – Komşu Katlar Arası Dayanım Düzensizliği (Zayıf Kat)	18
2.4.2.2. B2 – Komşu Katlar Arası Rijitlik Düzensizliği (Yumuşak Kat)	18
2.4.2.3. B3 – Taşıyıcı Sistemin Düşey Elemanlarının Süreksizliği	19
2.5. Dayanıma Göre Tasarım Yaklaşımı	20
2.5.1. Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı	20
2.5.2. Betonarme Elemanların Etkin Kesit Rijitlikleri	21
2.5.3. Doğrusal Hesap Yönteminin Seçilmesi	22
2.6. Şekil Değiştirmeye Göre Değerlendirme ve Tasarım Yaklaşımı	23
2.6.1. Doğrusal Olmayan Malzeme Modelleri	23
2.6.1.1. Beton Malzeme Modeli	24
2.6.1.2. Donatı Çeliği Malzeme Modeli	25
2.6.2. İkinci Mertebe (P-Δ) Etkileri	26
2.6.3. Doğrusal Olmayan Davranış Modelleri	27
2.6.3.1. Yıgılı Plastik (Plastik Mafsal) Davranış Modeli	27
2.6.3.2. Yayılı Plastik Davranış Modeli	28
2.6.4. Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemleri	28
2.6.4.1. İtme Yöntemleri	29
2.6.4.2. Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz Yöntemi	30
2.6.4.3. Deprem Kayıtlarının Seçimi ve Ölçeklenmesi	30
3. 20 KATLI BETONARME YAPININ TASARIM AŞAMASI	32
3.1. Yapı Hakkında Genel Bilgiler	32
3.2. Yapıya Etkiyen Düşey Yükler	35

3.2.1. Sabit (Zati) Yükler	35
3.2.2. Hareketli Yükler	37
3.3. Döşeme Kalınlık Tahkikleri	37
3.3.1. Tek Doğrultuda Çalışan Döşemeler	37
3.3.2. İki Doğrultuda Çalışan Döşemeler	38
3.4. Kiriş Ön boyutlandırma	39
3.5. Yapının ETABS ile Modellenmesi	41
3.5.1. Yapı Akslarının Oluşturulması	41
3.5.2. Malzeme Modellerinin Tanımlanması	42
3.5.3. Elemanların Modellenmesi	43
3.5.3.1. Kirişlerin Modellenmesi	43
3.5.3.2. Kolonların Modellenmesi	47
3.5.3.3. Perdelerin Modellenmesi	48
3.5.3.4. Döşemelerin Modellenmesi	49
3.5.3.5. Mesnetler ve Döşeme Diyafram Tanımlamaları	51
3.5.4. Düşey Yüklerin Tanımlanması ve Atanması	52
3.5.5. Modal Analiz ve Modal Parametreler	53
3.5.6. Sismik Parametrelerin Belirlenmesi	56
3.5.7. Deprem Yükleri ve Kombinasyonların Oluşturulması	57
3.6. Doğrusal Analiz Sonucunda Yapılan Tahkikler	63
3.6.1. Planda Düzensizlik Kontrolleri	63
3.6.1.1. A1 – Burulma Düzensizliği Kontrolü	64
3.6.1.2. A2 – Döşeme Süreksizlikleri Kontrolü	65
3.6.1.3. A3 – Planda Çıkıntılar Bulunması Kontrolü	65
3.6.2. Düşeyde Düzensizlik Kontrolleri	66
3.6.2.1. B1 – Komşu Katlar Arası Dayanım Düzensizliği (Zayıf Kat) Kontrolü	66
3.6.2.2. B2 – Komşu Katlar Arası Rijitlik Düzensizliği (Yumuşak Kat) Kontrolü	67
3.6.2.3. B3 – Taşıyıcı Sistemin Düşey Elemanlarının Süreksizliği Kontrolü	68
3.6.3. Göreli Kat Ötelemesi Kontrolleri	71
3.6.4. İkinci Mertebe Etkileri Kontrolü	74
3.6.5. Deprem Derzleri	76
3.6.6. Mod Birleştirme Yöntemi İçin Büyütme Katsayısı	77
3.6.7. Perde Boyutları ve Boşluklu Perde Kontrolü	78
3.6.8. Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı R Kontrolü	81
3.6.9. Elemanların Eksenel Yük Kontrolleri	83
3.7. Tasarım Hesapları	85
3.7.1. Kiriş Tasarımı	85
3.7.2. Kolon Tasarımı	92
3.7.3. Kolon-Kiriş Birleşim Bölgesi	101
3.7.4. Betonarme Perde Tasarımı	103
3.7.4.1. Boşluksuz Perde Tasarımı	103
3.7.4.2. Boşluklu (Bağ Kirişli) Perde Tasarımı	111
4. 20 KATLI BETONARME YAPININ DEPREM PERFORMANSININ İRDELENMESİ	116
4.1. Doğrusal Olmayan Yapı Modelinin Oluşturulması	117
4.1.1. Malzeme Modelleri	117
4.1.2. Kolon Elemanların Modellenmesi	119

4.1.3. Kiriş Elemanların Modellenmesi	124
4.1.4. Etkin Kesit Rijitliklerinin Hesaplanması	126
4.1.5. Plastik Mafsalların Elemanlara Atanması	129
4.1.6. Perdelerin Doğrusal Olmayan Modellemesi	131
4.2. Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi ile Deprem Hesabı	133
4.2.1. Deprem Kayıtlarının Seçilmesi	133
4.2.2. Deprem Kayıtlarının Tasarım Spektrumu ile Ölçeklenmesi	136
4.2.3. Zaman Tanım Alanında Fonksiyonların Tanımlanması	138
4.2.4. Rayleigh Sönüm Değerleri	139
4.2.5. Zaman Tanım Alanında Yükleme Durumlarının Tanımlanması	140
4.3. Analiz Sonuçlarının Değerlendirilmesi	143
5. SONUÇLAR	148
KAYNAKLAR	152
ÖZGEÇMİŞ	155
EKLER	156

SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ

$(V_s)_{30}$	: Üst 30 metredeki ortalama kayma dalgası hızı (m/s)
S_s	: Kısa periyot harita spektral ivme katsayısı
S_1	: 1,0 saniye periyot için harita spektral ivme katsayısı
F_s	: Kısa periyot bölgesi için yerel zemin etki katsayısı
F_1	: 1,0 saniye periyot için yerel zemin etki katsayısı
S_{DS}	: Kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı
S_{D1}	: 1,0 saniye periyot için tasarım spektral ivme katsayısı
$S_{ae}(T)$	: Yatay elastik tasarım spektral ivmesi (g)
T_A	: Yatay elastik tasarım ivme spektrumu köşe periyodu (s)
T_B	: Yatay elastik tasarım ivme spektrumu köşe periyodu (s)
T_L	: Yatay elastik tasarım spektrumu sabit yer değiştirme bölgesine geçiş periyodu (s)
$S_{aeD}(T)$	: Düşey elastik tasarım spektral ivmesi (g)
T_{AD}	: Düşey elastik tasarım ivme spektrumu köşe periyodu (s)
T_{BD}	: Düşey elastik tasarım ivme spektrumu köşe periyodu (s)
T_{LD}	: Düşey elastik tasarım spektrumu sabit yer değiştirme bölgesine geçiş periyodu (s)
I	: Bina Önem Katsayısı
H_N	: Bina toplam yüksekliği (m)
η_{bi}	: Burulma Düzensizliği Katsayısı
η_{ci}	: Dayanım Düzensizliği Katsayısı
η_{ki}	: Rijitlik Düzensizliği Katsayısı
R	: Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı
D	: Dayanım Fazlalığı Katsayısı
$R_a(T)$	: Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı
$S_{aR}(T)$	: Azaltılmış tasarım spektral ivmesi (g)
f_c	: Sargılı beton basınç gerilmesi
ε_c	: Beton basınç birim şekil değiştirmesi
f_{co}	: Sargısız beton basınç dayanımı
f_{cc}	: Sargılı beton dayanımı
f_e	: Etkili sargılama basıncı
E_c	: Betonun elastisite modülü
f_{yw}	: Enine donatı akma dayanımı
f_s	: Donatı çeliği gerilmesi
ε_s	: Donatı çeliği birim şekil değiştirmesi
f_{su}	: Donatı çeliği kopma dayanımı
ε_{su}	: Donatı çeliği kopma birim şekil değiştirmesi
f_{sy}	: Donatı çeliği akma dayanımı
ε_{sy}	: Donatı çeliği akma birim şekil değiştirmesi
ε_{sh}	: Donatı çeliği pekleşme başlangıcındaki birim şekil değiştirmesi
E_s	: Donatı çeliği elastisite modülü
L_p	: Plastik mafsallık boyu (m)
T_p	: Bina hakim doğal titreşim periyodu (s)
T_{pA}	: Ampirik olarak hesaplanan hakim doğal titreşim periyodu (s)
h_f	: Döşeme kalınlığı (m)
L_u	: Döşeme uzun kenar uzunluğu (m)

L_k	: Döşeme kısa kenar uzunluğu (m)
L_{kn}	: Döşeme kısa kenar serbest açıklık uzunluğu (m)
h_k	: Kiriş yüksekliği (m)
b_w	: Kiriş genişliği (m)
n	: Hareketli yük katılım katsayısı
ΔF_{NE}	: Ek eşdeğer deprem yükü (kN)
V_{tE}	: Eşdeğer deprem yükü taban kesme kuvveti (kN)
V_t	: Modal hesap yöntemi taban kesme kuvveti (kN)
$E_d^{(Z)}$	: Düşey doğrultu tasarıma esas deprem etkisi
$E_d^{(H)}$	: Yatay doğrultu tasarıma esas deprem etkisi
Δ_i	: Azatılmış görelî kat ötelemesi (m)
u_i	: Azaltılmış yer değiştirme (m)
δ_i	: Etkin görelî kat ötelemesi (m)
β_{tE}	: Eşdeğer taban kesme kuvveti büyütme katsayısı
$\theta_{II,i}$	: İkinci mertebe gösterge değeri
H_w	: Perde yüksekliği (m)
ℓ_w	: Perdenin plandaki boyu (m)
N_v	: Boşluklu perde eksenel yükü (kN)
Ω	: Bağ derecesi katsayısı
M_{DEV}	: Perde tabanı devrilme momenti
M_o	: Deprem etkisinde bina toplam taban devrilme momenti
N_{dm}	: Eksenel basınç kuvvetlerinin en büyüğü
A_c	: Kolon veya perde uç bölgesinin enkesit alanı
f_{ck}	: Beton karakteristik silindirik basınç dayanımı
f_{cd}	: Beton tasarım basınç dayanımı
f_{yk}	: Boyuna donatı karakteristik akma dayanımı
f_{yd}	: Boyuna donatı tasarım akma dayanımı
f_{ctk}	: Beton karakteristik çekme dayanımı
f_{ctd}	: Beton tasarım çekme dayanımı
M_d	: Tasarım momenti değeri
M_{tt}	: Kiriş tabla bölgesinin taşıyabileceği moment
ρ	: Boyuna donatı oranı
A_s	: Boyuna donatı alanı
s_k	: Sarılma bölgesi enine donatı aralığı
s_o	: Orta bölge enine donatı aralığı
V_e	: Enine donatı hesabında esas alınan kesme kuvveti
V_{dy}	: Düşey yüklerden meydana gelen kiriş kesme kuvveti
M_r	: Taşıma gücü momenti
V_c	: Betonun kesme kuvveti dayanımına katkısı
V_w	: Enine donatı kesme kuvveti taşıma kapasitesi
A_{sw}	: Enine donatı alanı
f_{ywd}	: Enine donatı karakteristik akma dayanımı
f_{ywd}	: Enine donatı tasarım akma dayanımı
e_{min}	: Minimum eksantriklik değeri
l_n	: Kolon ve kiriş serbest açıklığı
β_v	: Kesme kuvveti dinamik büyütme katsayısı
$\sum A_g$	: Deprem doğrultusuna paralel perdelerin toplam enkesit alanı
$\sum A_p$	: Bina tüm katlarının plan alanları toplamı

M_y	: Etkin akma momenti (kNm)
M_u	: Kopma momenti (kNm)
ϕ_y	: Akma eğriliği (1/m)
ϕ_u	: Kopma eğriliği (1/m)
θ_p	: Plastik dönme değeri (rad)
L_s	: Kesme açıklığı (m)
EI	: Eğilme Rijitliği
$(EI)_e$	: Etkin kesit rijitliği
d_b	: Boyuna donatı çapı (m)
ω_{we}	: Etkin sargı donatısının mekanik donatı oranı
BKS	: Bina Kullanım Sınıfı
BYS	: Bina Yükseklik Sınıfı
DAF	: Doğu Anadolu Fayı
DGT	: Dayanıma Göre Tasarım
DTS	: Deprem Tasarım Sınıfı
KAF	: Kuzey Anadolu Fayı
SDY	: Süneklik Düzeyi Yüksek
ŞGDT	: Şekil değiştirme Göre Değerlendirme ve Tasarım
TBDY	: Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği
TDTH	: Türkiye Deprem Tehlike Haritaları
ZTADOA	: Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz

ŞEKİLLER DİZİNİ

	<u>Sayfa</u>
Şekil 1.1: Türkiye ve çevresinde bulunan etkin fay hatları.	1
Şekil 1.2: 1900-2023 yılları arasında Türkiye’de gerçekleşen depremler.	2
Şekil 1.3: Türkiye Deprem Tehlike Haritaları’nın tarihçesi.	4
Şekil 2.1: Yatay elastik tasarım ivme spektrumu.	11
Şekil 2.2: Düşey elastik tasarım ivme spektrumu.	12
Şekil 2.3: Bina Performans Düzeyleri.	14
Şekil 2.4: A1 - Burulma düzensizliği için temsili gösterim.	16
Şekil 2.5: A2 – Döşeme Süreksizlikleri düzensizliği için örnekler.	17
Şekil 2.6: A3 – Planda Çıkıntılar Bulunması düzensizliği örnekleri.	17
Şekil 2.7: Düşey elemanların süreksizliği durumu ile ilgili örnekler.	19
Şekil 2.8: Süneklik ve dayanım talebi ilişkisi.	21
Şekil 2.9: Malzeme davranış modelleri.	23
Şekil 2.10: Sargılı ve sargısız beton malzeme modeli.	24
Şekil 2.11: Donatı çeliği malzeme modeli.	26
Şekil 2.12: P-Δ etkilerinin konsol kolon üzerinde temsili gösterimi.	26
Şekil 2.13: Elemanların doğrusal olmayan davranış yaklaşımları.	27
Şekil 2.14: Eğilme momenti – eğrilik ilişkisi örneği.	27
Şekil 2.15: Yayılı plastik davranış modeli için oluşturulan lif elemanlar.	28
Şekil 2.16: İtme Eğrisi ve Kapasite Eğrisi örneği.	29
Şekil 3.1: 1-5. katlara ait kat planları.	33
Şekil 3.2: 6-10. katlara ait kat planları.	34
Şekil 3.3: 11-15. katlara ait kat planları.	34
Şekil 3.4: 16-20. Katlara ait kat planları.	35
Şekil 3.5: Yapı ait aksların tanımlanması.	41
Şekil 3.6: Beton malzeme özellikleri.	42
Şekil 3.7: Çelik malzeme özellikleri.	42
Şekil 3.8: Simetrik ve simetrik olmayan tablalı kiriş kesiti örnekleri.	43
Şekil 3.9: Tablalı kesitte beton basınç bölgesi gösterimi.	44
Şekil 3.10: Kiriş tipleri.	45
Şekil 3.11: B3 kiriş kesitinin özellikleri.	46
Şekil 3.12: B3 kiriş kesitine ait etkin kesit rijitlikleri ve kütle oranı.	46
Şekil 3.13: Zemin kat dış aks kolon kesiti ve özellikleri.	47
Şekil 3.14: Kolonlara ait etkin kesit rijitlikleri.	47
Şekil 3.15: Perde duvarların özellikleri.	48
Şekil 3.16: Perde duvarların etkin kesit rijitlikleri.	48
Şekil 3.17: Perdeler için sonlu eleman ağı oluşturulması.	49
Şekil 3.18: Döşeme özellikleri.	50
Şekil 3.19: Döşeme etkin kesit rijitlikleri.	50
Şekil 3.20: Mesnetlerin tanımlanması.	51
Şekil 3.21: Döşemelerde yarı rijit diyafram atanması.	51
Şekil 3.22: Döşemeye ait yüklemeler.	52
Şekil 3.23: Kiriş üzerindeki duvar yüklemesi.	52
Şekil 3.24: Modal analiz için yüklemeler.	53

Şekil 3.25: ETABS programında yapının üç boyutlu görseli ve kat planı.	53
Şekil 3.26: X ve Y yönlerindeki hakim mod şekilleri.	54
Şekil 3.27: Yatay elastik tasarım spektrumu.	57
Şekil 3.28: Kat kuvvetlerinin ETABS programında tanımlanması.	60
Şekil 3.29: Yatay elastik tasarım spektrumunun tanımlanması.	62
Şekil 3.30: Mod Birleştirme Yöntemine ait veriler.	62
Şekil 3.31: Yük kombinasyonlarının ETABS programında tanımlanması.	63
Şekil 3.32: C19-C20-C23-C24 Kolonları eksenel yük oranı.	83
Şekil 3.33: P2-P3-P4-P5 perdeleri eksenel yük oranı.	84
Şekil 3.34: Kiriş açıklığı beton basınç bloğu	86
Şekil 3.35: Kiriş mesneti beton basınç bloğu.	87
Şekil 3.36: Kiriş kesme kuvveti belirlenmesi için moment kapasiteleri	89
Şekil 3.37: Python programının özet diyagramı.	92
Şekil 3.38: 15-20. katlardaki 500x500 iç aks kolon enkesiti.	93
Şekil 3.39: 500x500 kolon elemanların PM etkileşim diyagramı ve kuvvetlerin gösterimi.	94
Şekil 3.40: Kolonların kirişlerden güçlü olma koşulu için taşıma gücü gösterimi.	97
Şekil 3.41: Güçlü kolon ilkesinin sağlandığı düğüm noktalarında moment eşitliğinin gösterimi.	99
Şekil 3.42: Kolon-kiriş birleşim bölgesi.	101
Şekil 3.43: Kolon-kiriş birleşim bölgesi kesme kuvveti hesabı.	102
Şekil 3.44: Boşluksuz perde donatı düzenlemesine ait özet gösterim.	104
Şekil 3.45: X yönünde yerleştirilen boşluksuz perdelerin enkesiti.	105
Şekil 3.46: P1-P6 perdeleri için dayanım zarfı diyagramı.	106
Şekil 3.47: Y yönünde yerleştirilen boşluksuz perdelerin enkesiti.	109
Şekil 3.48: P2-P3-P4-P5 perdeleri için dayanım zarfı diyagramı.	109
Şekil 3.49: Merkezde yer alan U tipli bağ kirişli perdelerin enkesiti.	112
Şekil 3.50: U perde kesitine ait eksenel kuvvet – moment etkileşim diyagramı.	113
Şekil 4.1: Deprem kayıtlarının dönüşümlü olarak etkitilmesi.	116
Şekil 4.2: Doğrusal olmayan beton malzeme modelinin tanımlanması.	117
Şekil 4.3: Sargısız beton malzeme modeli.	118
Şekil 4.4: Doğrusal olmayan çelik malzeme modelinin tanımlanması.	118
Şekil 4.5: Donatı çeliği malzeme modeli.	119
Şekil 4.6: 500x500 kolon kesitinin tanımlanması.	119
Şekil 4.7: Kolon elemanlara ait Eğilme momenti – Eğrilik ilişkileri.	120
Şekil 4.8: Kolon plastik mafsallık tipi seçimi.	121
Şekil 4.9: Kolon plastik mafsallık özelliklerinin tanımlanması.	121
Şekil 4.10: Kolon plastik mafsallık için eksenel yük ve açı tanımlanması.	122
Şekil 4.11: Kolon plastik mafsallık moment-eğrilik ilişkisinin tanımlanması.	123
Şekil 4.12: Kolon dayanım zarfı tanımlaması.	123
Şekil 4.13: Plastik mafsallık atamasında kolon dayanım zarfı değerleri.	123
Şekil 4.14: XTRACT kiriş enkesiti.	124

Şekil 4.15: B2 kirişine ait eğilme momenti – eğrilik ilişkisi.	124
Şekil 4.16: Kiriş plastik mafsallık tipi seçimi.	125
Şekil 4.17: Kiriş plastik mafsallık moment-eğrilik ilişkisinin tanımlanması.	125
Şekil 4.18: Eğilme momenti ve eğilme rijitliği ilişkisi.	126
Şekil 4.19: Kolon etkin kesitlik rijitliği çarpanının tanımlanması.	128
Şekil 4.20: Kiriş etkin kesitlik rijitliği çarpanının tanımlanması.	128
Şekil 4.21: Kolon elemanlar için plastik mafsallık tanımlaması.	130
Şekil 4.22: Kiriş elemanlar için plastik mafsallık tanımlaması.	130
Şekil 4.23: Perde uç bölgesi için sargılı beton modeli.	131
Şekil 4.24: Perde elemanın yayılı plastik davranışının tanımlanması.	132
Şekil 4.25: Perde elemanın doğrusal olmayan özelliklerinin tanımlanması.	132
Şekil 4.26: PEER veri tabanında deprem kayıtlarının aranması.	133
Şekil 4.27: Deprem kayıtlarının indirilmesi.	134
Şekil 4.28: Ölçekleme katsayısını hesaplamak için Python fonksiyonu.	136
Şekil 4.29: Ölçekleme katsayısı için oluşturulan algoritma.	137
Şekil 4.30: Tepki spektrumlarının hedef spektrum ile ölçeklendirilmesi.	137
Şekil 4.31: Basamak fonksiyonunun tanımlanması.	138
Şekil 4.32: Zaman tanım alanında deprem kayıtlarının tanımlanması.	138
Şekil 4.33: İvme kaydının zaman - ivme fonksiyonuna çevrilmesi.	139
Şekil 4.34: Rayleigh sönüm değerlerinin hesaplanması.	140
Şekil 4.35: Düşey yüklerin doğrusal olmayan şekilde tanımlanması.	141
Şekil 4.36: İvme kayıtlarının zaman tanım alanında doğrusal olmayan yükleme durumu.	141
Şekil 4.37: Newmark Ortalama İvme Kabulü metodunun tanımlanması.	142
Şekil 4.38: Rayleigh sönüm modelinin programda tanımlanması.	142
Şekil 4.39: X yönünde elde edilen maksimum yer değiştirme ve göreceli kat ötelemesi değerleri.	144
Şekil 4.40: Y yönünde elde edilen maksimum yer değiştirme ve göreceli kat ötelemesi değerleri.	145

TABLolar DİZİNİ

	Sayfa
Tablo 1.1: Türkiye’de gerçekleşen bazı yıkıcı depremler.	3
Tablo 2.1: Deprem yer hareketi düzeyleri.	8
Tablo 2.2: Yerel zemin sınıfları.	9
Tablo 2.3: Kısa periyot bölgesi için yerel zemin etki katsayıları.	10
Tablo 2.4: 1 saniye periyot için yerel zemin etki katsayıları.	10
Tablo 2.5: Bina Kullanım Sınıfları ve Bina Önem Katsayıları.	12
Tablo 2.6: Deprem Tasarım Sınıfları (DTS).	13
Tablo 2.7: Bina Yükseklik Sınıfları (BYS).	13
Tablo 2.8: Yeni yapılacak yerinde dökme $BYS \geq 2$ betonarme binalar için performans hedefleri.	15
Tablo 2.9: Taşıyıcı sistem davranış katsayıları ve dayanım fazlalığı katsayıları.	21
Tablo 2.10: Betonarme elemanları için etkin kesit rijitliği çarpanları.	22
Tablo 2.11: Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi’nin kullanılabileceği binalar.	22
Tablo 2.12: Donatı çelikleri için gerilme-şekil değiştirme değerleri.	26
Tablo 3.1: Yapıya ait bilgiler.	32
Tablo 3.2: Döşemelerde sehim hesabı gerektirmeyen (Kalınlık/Açıklık) oranları.	37
Tablo 3.3: Tek doğrultuda çalışan döşemeler için (Kalınlık/Serbest açıklık) oranları.	38
Tablo 3.4: Denklem (3.1)’e göre iki doğrultuda çalışan döşemelerin minimum kalınlık tahkiki.	39
Tablo 3.5: İki doğrultuda çalışan döşemeler için sehim hesabı gerektirmeyen kalınlık tahkiki.	39
Tablo 3.6: Kirişlerde sehim hesabı gerektirmeyen (Yükseklik/Açıklık) oranları.	40
Tablo 3.7: Kirişlerde moment sıfır noktaları arasındaki mesafeler.	44
Tablo 3.8: Kiriş etkili tabla genişlikleri ve etkili alanları.	45
Tablo 3.9: Yapı periyot değerleri ve modal kütle katılım oranları.	55
Tablo 3.10: Yapıya ait sismik parametreler.	56
Tablo 3.11: Eşdeğer deprem yükü yöntemi ile katlara etkileyen kuvvetler.	60
Tablo 3.12: X yönünde burulma düzensizliği katsayıları.	64
Tablo 3.13: Y yönünde burulma düzensizliği katsayıları.	64
Tablo 3.14: X yönünde dayanım düzensizliği katsayısı hesabı.	66
Tablo 3.15: Y yönünde dayanım düzensizliği katsayısı hesabı.	67
Tablo 3.16: Yapı düzensizlik durumunun özeti.	68
Tablo 3.17: X yönünde rijitlik düzensizliği katsayısı hesabı.	69
Tablo 3.18: Y yönünde rijitlik düzensizliği katsayısı hesabı.	70
Tablo 3.19: X yönünde görel kat ötelemesi kontrolleri.	72
Tablo 3.20: Y yönünde görel kat ötelemesi kontrolleri.	73
Tablo 3.21: X yönünde ikinci mertebe gösterge değeri hesabı.	74
Tablo 3.22: Y yönünde ikinci mertebe gösterge değeri hesabı.	75
Tablo 3.23: X ve Y yönlerindeki perdeler için $M_o/3$ kontrolü.	82

Tablo 3.24: X ve Y yönleri kenar akslardaki perdeler için $M_o/6$ kontrolü.	82
Tablo 4.1: Doğrusal olmayan analiz için etkin kesit rijitliği çarpanları.	127
Tablo 4.2: Plastik mafsalların relatif konumlarının belirlenmesi.	129
Tablo 4.3: Seçilen deprem kayıtlarının özellikleri.	134
Tablo 4.4: Seçilen deprem kayıtları ve 0,05g eşik değeri için zarf süreleri.	135
Tablo 4.5: X yönünde elde edilen maksimum taban kesme kuvvetleri.	143
Tablo 4.6: Y yönünde elde edilen maksimum taban kesme kuvvetleri.	143
Tablo A.1: İvme kayıtları ve 0,05g eşik değeri için Arias Yoğunlukları.	156
Tablo A.2: Seçilen kayıtların ivme davranış spektrumları.	161



1. GİRİŞ

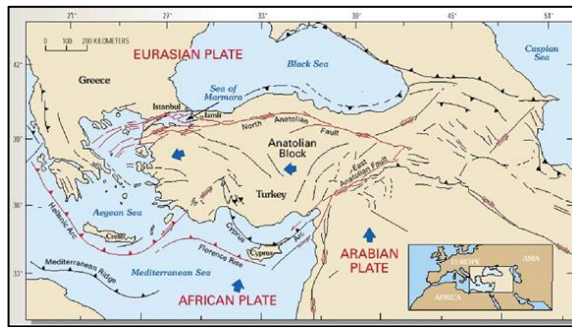
1.1. Konu

Günümüzden yaklaşık 350 milyon yıl önce bir araya geldiği düşünülen ve süperkita olarak adlandırılan Pangea, yaklaşık 200 milyon yıl önce bölünmeye başlamıştır. Bu bölünme ile başlayan ve günümüze kadar olan süreçte yerküre üzerindeki hareketler 1910'lu yıllarda Alfred Lothar Wegener tarafından ortaya konulan Kıta Kayması Teorisi'ne dayandırılmaktadır. 1960'lı yıllara gelindiğinde bu teorinin geliştirilmesi ile birlikte Levha Tektoniği Teorisi yer bilimciler tarafından genel olarak kabul görmeye başlamıştır. Levha hareketlerinin meydana gelmesinde manto tabakasında taşınan ısının sebep olduğu konveksiyonel akımların etkili olduğu bilinmektedir. Deprem hareketlerinin olduğu bölgelere deprem kuşağı adı verilmektedir [TDK, 2024]. Dünyamızda yoğun şekilde deprem meydana gelen üç deprem kuşağı bulunmaktadır, bunlar:

- Pasifik Deprem Kuşağı
- Atlantik Deprem Kuşağı
- Alp-Himalaya Deprem Kuşağı

olarak adlandırılmaktadır.

Türkiye, Alp-Himalaya deprem kuşağında yer almakta ve üç büyük plakanın (Avrasya, Afrika ve Arap plakaları) etkisi altındadır. Türkiye'nin büyük bir bölümü Anadolu levhası üzerinde bulunmakla birlikte Arap ve Avrasya levhalarının çarpışması sonucunda Anadolu levhası her yıl yaklaşık 2,5 cm batı yönünde hareket etmektedir.



Şekil 1.1: Türkiye ve çevresinde bulunan etkin fay hatları [USGS, 2000].

6 Şubat 2023 tarihinde meydana gelen bu depremlerde T.C. İçişleri Bakanlığı Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı'nın (AFAD) yayımladığı raporda, 50 bin 783 vatandaşın hayatını kaybettiği ve 37 bin 984 binanın yıkıldığı bildirilmiştir [AFAD, 2023]. Ülkemizde sık sık kendisini hatırlatan deprem gerçeğinin niteliksiz yapı stoğu ile birleşmesi sonucunda ciddi kayıplar ve acı senaryolar ortaya çıkmaktadır. 1900'lü yıllardan günümüze kadar olan süreçte ülkemizde meydana gelen yıkıcı depremlerden bazıları **Tablo 1.1**'de sunulmuştur.

Tablo 1.1: Türkiye'de gerçekleşen bazı yıkıcı depremler [AFAD].

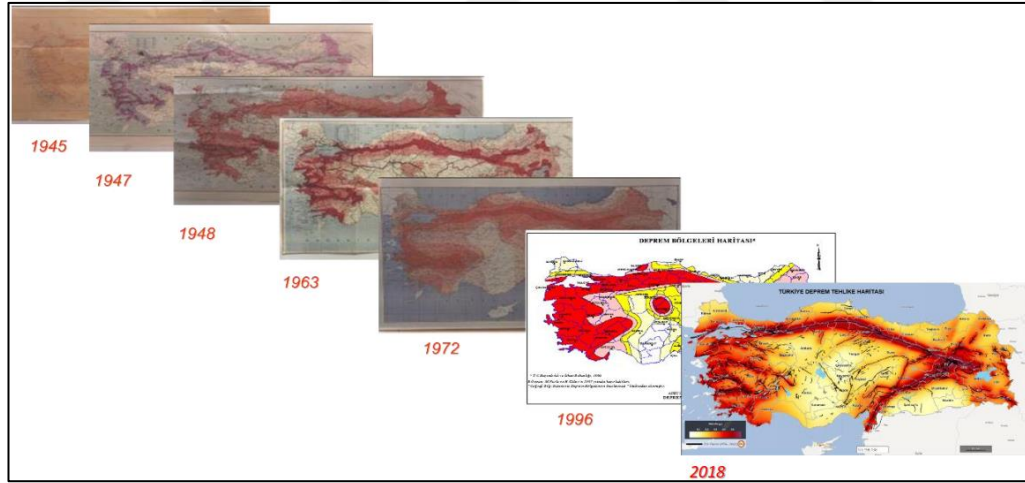
Deprem	Tarih	Enlem / Boylam	Büyüklik	Can kayıpları
Muş - Malazgirt	28.04.1903	39,14 / 42,65	7	2803
Tekirdağ - Şarköy	09.08.1912	40,75 / 27,2	7,3	2836
Burdur	03.10.1914	37,82 / 30,27	7	2344
Erzincan	26.12.1939	39,77 / 39,53	7,9	32962
Tokat – Niksar	20.12.1942	40,87 / 36,47	7	3000
Samsun - Tosya	26.11.1943	41,05 / 33,72	7,4	2824
Bolu - Gerede	01.02.1944	40,8 / 32,2	7,2	3959
Muş - Varto	19.08.1966	39,17 / 41,56	7,2	2394
Kütahya - Gediz	28.03.1970	39,2 / 29,5	7,2	1086
Diyarbakır - Lice	06.09.1975	38,5 / 40,7	6,9	2385
Van - Çaldıran	24.11.1976	39,12 / 44,03	7,2	3840
Erzurum - Horasan	30.10.1983	40,33 / 42,19	6,9	1155
İzmit - Gölçük	17.08.1999	40,77 / 30	7,4	17480
Van	23.10.2011	38,76 / 43,36	7	644
Sisam	30.10.2020	37,90 / 26,79	6,6	119
Pazarcık Elbistan	06.02.2023	37,11 / 37,12 38,07 / 41,16	7,4 7,1	50783

Ülkemizin bu derece yüksek deprem tehlikesi altında olması ve yaşanan yıkıcı depremler neticesinde depreme dayanıklı yapı tasarımı kavramının önemi açığa çıkmıştır. 1939 Erzincan depreminin ardından İtalyan deprem yönetmeliğine benzer olarak 1940 yılında Türkiye'nin ilk deprem yönetmeliği yürürlüğe girmiştir. Yapı mühendisliğinde meydana gelen gelişmeler ve deprem tehlike haritalarının iyileştirilmesi sonucunda deprem yönetmelikleri sürekli olarak güncellenerek günümüzde yürürlükte olan Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY-2018) haline evrilmiştir [TBDY, 2018]. Aşağıda Türkiye Cumhuriyeti tarihi boyunca kullanılan deprem yönetmeliklerinin listesi kronolojik olarak sunulmuştur [Cansız, 2022];

- Zelzele Mintikalarında Yapılacak İnşaata Ait İtalyan Yapı Talimatnamesi (1940)

- Zelzele Mıntıkları Muvakkat Yapı Talimatnamesi (1944)
- Türkiye Yersarsıntısı Bölgeleri Yapı Yönetmeliği (1949)
- Yersarsıntısı Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (1953)
- Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (ABYYHY-1962)
- Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (ABYYHY-1968)
- Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (ABYYHY-1975)
- Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (ABYYHY-1998)
- Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (DBYBHY-2007)
- Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY-2018)

Deprem mühendisliğinde çözümlerlerin gelişmesinin yanı sıra deprem yönetmeliklerinin güncellenmesinde, sismik araştırmaların artması ve bu sayede deprem tehlike haritalarının iyileştirilmesi de büyük ölçüde etkili olmuştur. Geçmişten günümüze ülkemizde kullanılan deprem tehlike haritaları **Şekil 1.3**'teki görselde görülmektedir [AFAD, 2024].



Şekil 1.3: Türkiye Deprem Tehlike Haritaları'nın tarihçesi [AFAD, 2024].

1996 yılında yayınlanan Deprem Bölgeleri Haritası uzun yıllar boyunca yürürlükte kalarak ülkemizin yapı stoğunun önemli bir kısmının tasarımında rol oynamıştır. 2018 yönetmeliğine kadar kullanılan bu haritaya göre yüz ölçümü bazında ülkemizin %42'si I. derece deprem bölgesi olarak tanımlanmıştır [Özmen ve Nurlu, 1999]. 2018'de yenilenen deprem tehlike haritası ile birlikte deprem bölgeleri tanımlanması bırakılarak kontur haritasına geçilmiştir.

1.2. Çalışmanın Amacı ve Kapsamı

Bu çalışmada; planda düzensizliği bulunan, perde-çerçeve taşıyıcı sisteme sahip 20 katlı betonarme bir binanın TBDY-2018 kapsamında doğrusal analiz yöntemleri ile tasarımı gerçekleştirilmiştir. Çalışmanın ilk aşamasında tasarlanan yapının, daha sonrasında doğrusal olmayan analiz modeli oluşturularak deprem etkisi altındaki performansı irdelenmiştir. Deprem performansının belirlenme aşamasında kullanılan deprem kayıtlarının ölçeklenmesi için bir Python uygulaması geliştirilmiştir. Bu tez çalışması, deprem ve yapı mühendisleri için tasarım ve doğrusal olmayan analiz konuları açısından bir anlamda uygulama aşamasında kılavuzluk etmesi amacıyla hazırlanmıştır.

1.3. Konu ile İlgili Yapılan Çalışmalar

1850’li yıllarda ilk olarak Avrupa’da ortaya çıkan betonarme yapılar, bugün Türkiye’de en yaygın olarak kullanılan yapı malzemesi olarak görülmektedir [**Tunc ve Tunc, 2022**]. Yıllar geçtikçe geliştirilen bilgisayar teknolojileri ve hesap yöntemleri ile birlikte daha nitelikli, deprem gibi afetlerin etkisinde can güvenliğini sağlayacak yapılar inşa etmenin önemi anlaşılmıştır. Uzun yıllar boyunca kullanılan ve günümüzde de hala kullanılmaya devam eden doğrusal analiz yöntemleri, artık yapı davranışlarının gerçeğe daha uyumlu ve elastik ötesi davranışları da kapsayacak şekilde modellenebilmesinden dolayı önemini kaybetmeye başlamıştır. Yapı tasarımında doğrusal hesap yöntemlerinin yanı sıra ABYYHY-1998 ile birlikte zaman tanım alanında doğrusal ve doğrusal olmayan analizler de hayatımıza giriş yapmıştır.

Zaman tanım alanında hesap yönteminin yapı analizlerinde kullanılmaya başlanmasıyla deprem kayıtlarının seçilmesi ve ölçeklenmesi konusu yapı mühendislerinin odak noktası olmuştur. Fahjan tarafından yapılan bir çalışmada DBYBHY-2007’ye göre ivme spektrumuna uygun kayıt seçimi ve ölçeklendirme yöntemleri detaylı bir şekilde aktarılarak bu konuda bir kılavuz oluşturulmuştur [**Fahjan, 2008**].

Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz (ZTADOA) yöntemlerinin yaygınlaşması ve bilgisayar programlarının da bu yönde gelişmesi ile birlikte bu konuda birçok çalışma ortaya konmuştur. Bu tez çalışmasında da planda düzensizlik

durumu bulunan bir betonarme yapının tasarımı ve ZTADOA yöntemi ile performans düzeyi belirlenmiştir. Yapılardaki düzensizlik durumlarını irdeleyen ve ZTADOA yöntemlerini içeren çalışmalardan bazıları şu şekilde özetlenebilir;

Dok (2011), 32 katlı perde-çerçeve taşıyıcı sisteme sahip mevcut betonarme bir yapının, DBYBHY-2007 kapsamında 3 çift deprem kaydı (2 yapay ve 1 gerçek yer hareketi) kullanarak ZTADOA yöntemi ile, deprem performansını belirleyen bir çalışma gerçekleştirmiştir. Yapılan çalışmada tüm taşıyıcı sistem elemanları yığılı plastik davranış modeli ile modellenerek plastik mafsallık dönme değerleri üzerinden hasar kontrolü gerçekleştirilmiştir ve yapı performansı göçme seviyesinde belirlenmiştir **[Dok, 2011]**.

Gök (2013), A3 – Planda Çıkıntılar Bulunması düzensizliği bulunan perde ve çerçeveli betonarme bir yapının Türkiye, Avrupa ve Amerika yönetmeliklerine göre eşdeğer deprem yükü yöntemi ile tasarım gerçekleştirmiştir. Yapılan çalışmada en olumsuz sonuçlar Eurocode (Avrupa) yönetmeliğinde elde edilirken Türk yönetmeliğinin en iyimser sonuçları verdiği gözlemlenmiştir **[Gök, 2013]**.

Algül (2015), A3 düzensizliği bulunan çerçeve ve perde-çerçeve taşıyıcı sistemlere sahip betonarme yapıların doğrusal analizler ile deprem etkisindeki davranışını incelemiştir. Yapılan çalışmada, taşıyıcı sistemler rijit diyafram ve esnek diyafram yaklaşımı ile modellenerek karşılaştırma yapılmıştır. Yapıların bazı elemanlarında diyafram tanımlamasına göre daha elverişsiz sonuçlar elde edilse de bu sonuçların bina tasarımında benzer seviyelerde etkisi olduğu belirlenmiştir **[Algül, 2015]**.

Özaydın (2019), A1 – Burulma Düzensizliğine sahip 30 katlı betonarme yüksek bir yapının TBDY-2018 kapsamında tasarımını gerçekleştirmiştir ve DD-1 deprem yer hareketi düzeyi için deprem performansını belirlemek amacıyla 7 çift deprem kaydı ile ZTADOA gerçekleştirmiştir. Yapılan çalışmada kolon elemanlarda hiçbir elastik ötesi davranış görülmezken kiriş ve perde elemanlarda ileri seviyede elastik ötesi hasarlar gözlenmiştir. Değerlendirme sonucunda yapının Göçmenin Önlenmesi performans seviyesinde olduğu belirlenmiştir **[Özaydın, 2019]**.

Kürkçü (2019), B2 (Yumuşak Kat) düzensizliği bulunan perde-çerçeve betonarme taşıyıcı sisteme sahip 20 katlı bir yapının TBDY-2018 esaslarına göre tasarımını ve doğrusal olmayan analizlerini gerçekleştirmiştir. Yapılan çalışmada kolon ve kiriş elemanlar için yığılı plastik, perde elemanlar için ise yayılı plastik davranış modeli göz

önüne alınmıştır. 11 çift deprem kaydı ile yapılan ZTADOA sonuçlarına göre kolon elemanlarda elastik ötesi davranış gözlenmezken bazı kiriş elemanlarda İleri Hasar Bölgesi düzeyinde hasarlar belirlenmiştir. Yapılan değerlendirme sonucunda yapının performans düzeyi Kontrollü Hasar olarak kaydedilmiştir **[Kürkçü, 2019]**.

Aksoylu (2020), 40 katlı asimetrik plana ve betonarme taşıyıcı sisteme sahip mevcut bir yapıyı TBDY-2018 Bölüm 15 kapsamında ele alarak DD-1 deprem yer hareketi düzeyinde deprem performansını incelemiştir. Yapılan çalışmada 11 çift deprem yer hareketi kullanılarak 22 adet ZTADOA gerçekleştirilmiş ve yapının deprem performansı Göçmenin Önlenmesi olarak belirlenmiştir **[Aksoylu, 2020]**.

Sezgin (2022), düşeyde süreksizliği bulunan 7 katlı düzensiz betonarme bir yapının DBYBHY-2007 ve TBDY-2018 esaslarına göre tasarımını ve doğrusal olmayan analizlerini gerçekleştirmiştir. Yapılan çalışmada, DBYBHY-2007'ye göre yapılan analizlerde daha elverişsiz iç kuvvet değerleri tespit edilmiştir. 11 çift deprem kaydı ile yapılan ZTADOA sonuçlarına göre yapının performansı Kontrollü Hasar düzeyinde belirlenmiştir **[Sezgin, 2022]**.

2. TBDY-2018'E GÖRE BETONARME YAPILARIN DOĞRUSAL VE DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZ YAKLAŞIMLARI

1 Ocak 2019 tarihi itibarıyla deprem etkisi altında binaların tasarımı kapsamında Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği – 2018 (TBDY-2018) yürürlüğe girmiştir. Bu yönetmelik ile birlikte Türkiye Deprem Tehlike Haritaları (TDTH) da tasarım aşamalarına dahil edilerek deprem bölgeleri kavramı tamamen kullanımdan çıkmıştır. Yeni yönetmelikte doğrusal hesap yöntemlerinin uygulanabileceği yapı türleri kısıtlanarak yapı mühendisleri şekil değiştirmeye göre değerlendirme ve tasarım konusuna yönlendirilmeye başlanmıştır. TBDY-2018'de DBYBHY-2007'ye ek olarak yalnızca mevcut binaların değil, yeni yapılacak yapılarda da doğrusal olmayan analiz yöntemlerinin kullanılmasının önü açılmıştır ve dahası bazı yapı sınıfları için bu analizler kaçınılmaz hale gelmiştir.

Bu bölümde TBDY-2018 kapsamında betonarme yapılar için sunulan doğrusal ve doğrusal olmayan analiz yöntemleri incelenecek ve yapı tasarımı konusunda önemli görülen başlıklar açıklanacaktır.

2.1. Deprem Yer Hareketi Düzeyleri

TBDY-2018 bünyesinde, yönetmeliğin yönlendirdiği farklı amaçlar ve yöntemlerde kullanılmak üzere dört farklı deprem yer hareketi düzeyi belirtilmektedir. Bu dört deprem yer hareketi düzeyi **Tablo 2.1**'de özetlenmiştir. Burada DD-2 standart tasarım deprem yer hareketi olarak adlandırılmaktadır ve genel olarak yapı tasarımları bu deprem düzeyine göre yapılmaktadır. Yapıların doğrusal olmayan analizlerinde performans seviyesini belirlemek adına diğer deprem düzeyleri de kullanılmaktadır.

Tablo 2.1: Deprem yer hareketi düzeyleri.

Deprem Yer Hareketi Düzeyi	50 Yılda Aşılma Olasılığı (%)	Tekrarlanma Periyodu (Yıl)	Niteliği
DD-1	2	2475	Çok Seyrek
DD-2	10	475	Seyrek
DD-3	50	72	Sık
DD-4	68	43	Çok Sık

2.2. Deprem Yer Hareketi Spektrumları

Türkiye Deprem Tehlike Haritaları (TDTH) kullanılarak elde edilen harita spektral ivme katsayıları ve yapının yerel zemin sınıfına bağlı olarak deprem yer hareketi spektrumları elde edilmektedir. Haritadan elde edilen bu katsayılar %5 sönüm oranı ve $(V_s)_{30} = 760$ m/s referans zemin koşullarına bağlı olarak belirlenmektedir. Bu katsayıların yerel zemin sınıfları dikkate alınarak düzeltme yapılması gerekmektedir. TBDY-2018’de zemin parametrelerine bağlı olarak **Tablo 2.2**’de görüleceği üzere altı adet yerel zemin sınıfı tanımlanmaktadır.

Tablo 2.2: Yerel zemin sınıfları.

Yerel Zemin Sınıfı	Zemin Cinsi	Üst 30 metrede ortalama		
		$(V_s)_{30}$ [m/s]	$(N_{60})_{30}$ [darbe/30 cm]	$(c_u)_{30}$ [kPa]
ZA	Sağlam, sert kayalar	> 1500	–	–
ZB	Az ayrılmış, orta sağlam kayalar	760 – 1500	–	–
ZC	Çok sıkı kum, çakıl ve sert kil tabakaları veya ayrılmış, çok çatlaklı zayıf kayalar	360 – 760	> 50	> 250
ZD	Orta sıkı – sıkı kum, çakıl veya çok katı kil tabakaları	180 – 360	15 – 50	70 – 250
ZE	Gevşek kum, çakıl veya yumuşak – katı kil tabakaları veya $PI > 20$ ve $w > \% 40$ koşullarını sağlayan toplamda 3 metreden daha kalın yumuşak kil tabakası ($c_u < 25$ kPa) içeren profiller	< 180	< 15	< 70
ZF	Sahaya özel araştırma ve değerlendirme gerektiren zeminler: 1) Deprem etkisi altında çökme ve potansiyel göçme riskine sahip zeminler (sıvılaşabilir zeminler, yüksek derecede hassas killer, göçebilir zayıf çimentolu zeminler vb.), 2) Toplam kalınlığı 3 metreden fazla turba ve/veya organik içeriği yüksek killer, 3) Toplam kalınlığı 8 metreden fazla olan yüksek plastisiteli ($PI > 50$) killer, 4) Çok kalın (> 35 m) yumuşak veya orta katı killer.			

TDTH kullanılarak elde edilen harita spektral ivme katsayıları şu şekildedir:

- S_s : Kısa periyot harita spektral ivme katsayısı
- S_1 : 1 saniye periyot için harita spektral ivme katsayısı

Bu katsayılar **Tablo 2.2**’de verilen yerel zemin sınıflarına bağlı olarak elde edilen yerel zemin etki katsayıları F_s ve F_1 ile çarpılarak denklem (2.1)’de verilen tasarım spektral ivme katsayıları S_{Ds} ve S_{D1} elde edilmektedir.

$$\begin{aligned} S_{Ds} &= S_s F_s \\ S_{D1} &= S_1 F_1 \end{aligned} \quad (2.1)$$

Burada bahsedilen yerel zemin etki katsayıları **Tablo 2.3** ve **Tablo 2.4**'te verilmiştir. Bu tablolarda bulunmayan ara değerler için doğrusal interpolasyon yöntemi kullanılabilir.

Tablo 2.3: Kısa periyot bölgesi için yerel zemin etki katsayıları.

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

Tablo 2.4: 1 saniye periyot için yerel zemin etki katsayıları.

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

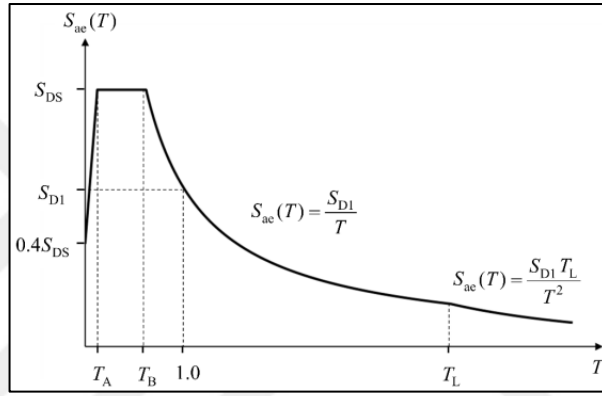
Tasarım spektral ivme katsayılarının elde edilmesi ile belirlenen deprem düzeyi için deprem yer hareketi spektrumları elde edilmektedir. denklem (2.2)'de yatay elastik tasarım ivme spektrumu için doğal titreşim periyodunun fonksiyonu olarak spektral ivme $S_{ae}(T)$ değerleri için bağıntılar verilmiştir.

$$\begin{aligned}
 S_{ae}(T) &= \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_A}\right) S_{DS} & (0 \leq T \leq T_A) \\
 S_{ae}(T) &= S_{DS} & (T_A \leq T \leq T_B) \\
 S_{ae}(T) &= \frac{S_{D1}}{T} & (T_B \leq T \leq T_L) \\
 S_{ae}(T) &= \frac{S_{D1} T_L}{T^2} & (T_L \leq T)
 \end{aligned} \tag{2.2}$$

Burada T_A ve T_B köşe periyot değerleri olmakla birlikte denklem (2.3)'te verildiği şekilde hesaplanmaktadır. T_L sabit yer değiştirme bölgesine geçiş periyodu ise 6 saniye olarak alınmaktadır.

$$T_A = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad ; \quad T_B = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.3)$$

Yukarıda verilen bilgiler doğrultusunda **Şekil 2.1**'de sunulan yatay elastik tasarım ivme spektrumu ordinat değerleri yerçekimi ivmesi (g) cinsinden olacak biçimde elde edilmektedir.



Şekil 2.1: Yatay elastik tasarım ivme spektrumu.

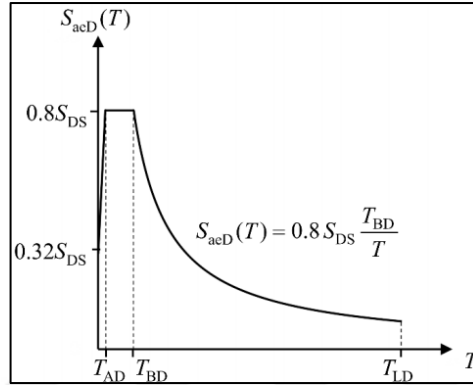
Yatay deprem yer hareketi için oluşturulan spektrum değerlerine bağlı olarak denklem (2.4)'te verilen bağıntılar ile düşey elastik tasarım ivme spektrumu için spektral ivme $S_{aeD}(T)$ değerleri elde edilmektedir.

$$\begin{aligned} S_{aeD}(T) &= \left(0.32 + 0.48 \frac{T}{T_{AD}}\right) S_{DS} & (0 \leq T \leq T_{AD}) \\ S_{aeD}(T) &= 0.8 S_{DS} & (T_{AD} \leq T \leq T_{BD}) \\ S_{ae}(T) &= 0.8 S_{DS} \frac{T_{BD}}{T} & (T_{BD} \leq T \leq T_{LD}) \end{aligned} \quad (2.4)$$

Düşey yer hareketi spektrumu için köşe periyot değerleri denklem (2.3)'te verilen yatay yer hareketi spektrumunun köşe periyot değerlerine bağlı olarak denklem (2.5)'te verilen eşitlikler ile belirlenmektedir.

$$T_{AD} = \frac{T_A}{3} \quad ; \quad T_{BD} = \frac{T_B}{3} \quad ; \quad T_{LD} = \frac{T_L}{2} \quad (2.5)$$

Yukarıda verilen bağıntılar doğrultusunda **Şekil 2.2**'de verilen düşey elastik tasarım ivme spektrumu elde edilmektedir. TBDY-2018 ile birlikte bazı düzensizlik ve detaylı analiz gerektiren durumlarda düşey deprem spektrumlarının kullanılmasına ihtiyaç duyulmaktadır. Düşey deprem etkilerinin analiz ve tasarım aşamalarında ne şekilde dikkate alındığı konusu ilerleyen kısımlarda anlatılacaktır.



Şekil 2.2: Düşey elastik tasarım ivme spektrumu.

2.3. Betonarme Binalarda Performans Hedefleri ve Tasarım Yaklaşımları

Yapıların kullanım amacına bağlı olmak üzere TBDY-2018'de Bina Kullanım Sınıfları (BKS) tarif edilmiştir. **Tablo 2.5**'te kullanım amaçlarına göre verilen binaların tasarımında göz önüne alınacak BKS ve Bina Önem Katsayısı (I) değerleri sunulmuştur.

Tablo 2.5: Bina Kullanım Sınıfları ve Bina Önem Katsayıları.

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

Tablo 2.5'e göre belirlenen BKS ve DD-2 deprem yer hareketi düzeyi için denklem (2.1) ile hesaplanan S_{DS} değerlerine göre **Tablo 2.6'da** yapının Deprem Tasarım Sınıfı (DTS) belirlenmektedir.

Tablo 2.6: Deprem Tasarım Sınıfları (DTS).

DD-2 Deprem Yer Hareketi Düzeyinde Kısa Periyot 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
$0.75 \leq S_{DS}$	DTS = 1a	DTS = 1

Yapı tasarımında önemli bir rol oynayan diğer bir parametre ise Bina Yükseklik Sınıfı (BYS) değeridir. BYS belirlenirken kullanılan bina yüksekliği H_N değeri yapıda bodrum bulunup bulunmamasıyla ilgili olarak değişkenlik göstermektedir. Binanın DTS ve H_N değerlerine göre **Tablo 2.7'de** Bina Yükseklik Sınıfları (BYS) gösterilmektedir. Burada BYS=1 olan yapılar için TBDY-2018'de ayrı bir bölüm bulunmakta ve bu yapılar yüksek binalar olarak adlandırılmaktadır.

Tablo 2.7: Bina Yükseklik Sınıfları (BYS).

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

Binanın sahip olduğu BYS değeri yapı analizlerinde kullanılacak hesap yönteminin seçilmesine doğrudan etki etmektedir. Bina Yükseklik Sınıfı'na göre yapının tasarım aşamasında Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi veya Modal Hesap Yöntemleri, yapının $BYS=1$ değerine sahip olması durumunda ise doğrusal olmayan hesap yöntemleri kullanılmaktadır.

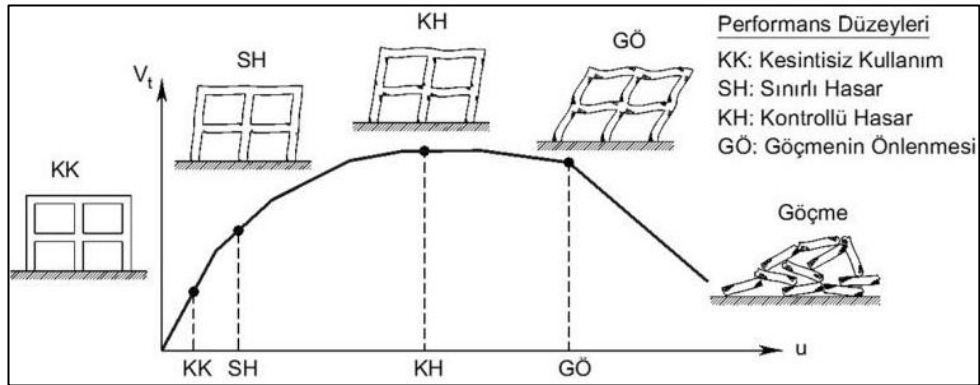
TBDY-2018'de yapıların deprem etkisi altındaki hasar durumuna göre dört adet Bina Performans Düzeyi tanımlanmıştır. Bunlar aşağıdaki şekilde açıklanmıştır:

Kesintisiz Kullanım (KK) Performans Düzeyi: Bina taşıyıcı sisteminde yapısal hasarların olmaması veya göz ardı edilebilir seviyede olması durumudur.

Sınırlı Hasar (SH) Performans Düzeyi: Bina taşıyıcı sistem elemanlarında oluşan elastik ötesi davranışın sınırlı seviyede kaldığı durumdur.

Kontrollü Hasar (KH) Performans Düzeyi: Binanın can güvenliğini sağlayacak şekilde hasar alması ve genellikle düzeltilmesi mümkün hasarların meydana geldiği durumdur.

Göçmenin Önlenmesi (GÖ) Performans Düzeyi: Bina taşıyıcı sistem elemanlarında ileri seviyede hasar oluştuğu ve yapının göçme öncesi konumda olduğu durumdur.



Şekil 2.3: Bina Performans Düzeyleri.

Tablo 2.6'da verilen Deprem Tasarım Sınıfları ve **Tablo 2.1'**de verilen deprem yer hareketi düzeylerine göre TBDY-2018'de Bina Performans Hedefleri belirlenmiştir. **Tablo 2.8'**de, bu çalışma kapsamında tasarımı ve performans seviyesi belirlenen yapının da dahil olduğu, $BYS \geq 2$ olan yeni yapılacak yerinde dökme betonarme binalar için performans hedefleri ve tasarım yaklaşımları görülmektedir.

Tablo 2.8: Yeni yapılacak yerinde dökme $BYS \geq 2$ betonarme binalar için performans hedefleri.

Deprem Yer H. Düzeyi	DTS = 1, 1a ⁽¹⁾ , 2, 2a ⁽¹⁾ , 3, 3a, 4, 4a		DTS = 1a ⁽²⁾ , 2a ⁽²⁾	
	Normal Performans Hedefi	Değerlendirme/Tasarım Yaklaşımı	İleri Performans Hedefi	Değerlendirme/Tasarım Yaklaşımı
DD-3	—	—	SH	ŞGDT
DD-2	KH	DGT ⁽⁵⁾	KH	DGT ^(3,4)
DD-1	—	—	KH	ŞGDT

Burada,

- (1) – $BYS > 3$ olan yapılar için,
- (2) – $BYS = 2,3$ olan yapılar için,
- (3) – Ön tasarım olarak,
- (4) – $I = 1,5$ alınarak,
- (5) – Ard-germeli ön üretimli yapıların ön tasarımı için

uygulanacaktır.

Burada DGT ifadesi Dayanıma Göre Tasarım'ı, ŞGDT ifadesi ise Şekil değiştirmeye Göre Değerlendirme ve Tasarım yaklaşımlarını ifade etmektedir.

2.4. Binalarda Düzensizlik Durumları

Depreme dayanıklı yapı tasarımında dikkat edilmesi gereken hususların başında düzenli ve simetrik yapı planları oluşturmak, taşıyıcı sistemin fazla bağlı; yeterli dayanım, rijitlik ve sünekliğe sahip olması durumları yer almaktadır. Bu doğrultuda TBDY-2018'de planda ve düşeyde düzensizlikler olarak ikiye ayrılan düzensiz binalar tanımlamaları verilmiştir.

2.4.1. Planda Düzensizlik Durumları

TBDY-2018'de Planda Düzensizlik Durumları üç başlık altında incelenmektedir. Bu düzensizlik durumlarında yapının plan boyutları ve taşıyıcı sistemin yerleşim düzeninin uygunluğu ele alınmaktadır. Bu üç başlık şu şekildedir:

- A1 – Burulma Düzensizliği
- A2 – Döşeme Süreksizlikleri

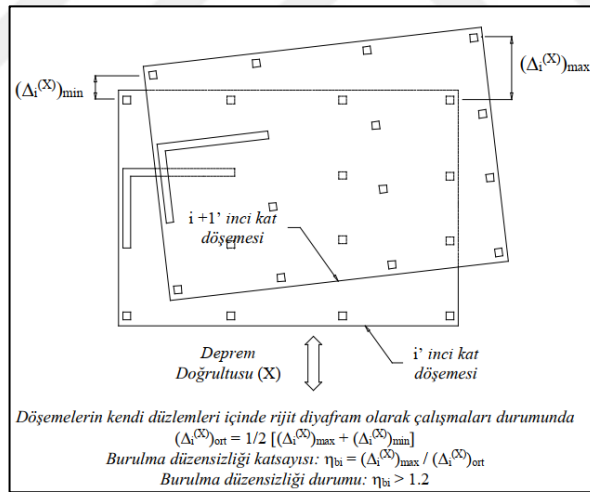
- A3 – Planda Çıkıntılar Bulunması

2.4.1.1. A1 – Burulma Düzensizliği

Burulma düzensizliği, X ve Y yönleri için ayrı ayrı olmak üzere bir kattaki en yüksek görelî kat yer değıştirmesinin o kattaki ortalama görelî kat yer değıştirmesine oranının 1,2'den daha büyük olması halinde meydana gelir. Bu oran Burulma Düzensizliği Katsayısı olarak adlandırılır ve η_{bi} şeklinde gösterilir. denklem (2.6)'da Burulma Düzensizliği Katsayısı'nın bağıntısı verilmektedir. Burada görelî kat yer değıştirmelerinin hesabı için $\pm 5\%$ ek dış merkezlikler de dikkate alınmalıdır.

$$[\eta_{bi} = (\Delta_i^{(X)})_{\max} / (\Delta_i^{(X)})_{\text{ort}} > 1.2] \quad (2.6)$$

Yukarıda verilen tanımlamaların örnek bir yapı planı üzerinde temsili gösterimi **Şekil 2.4**'te görölmektedir.



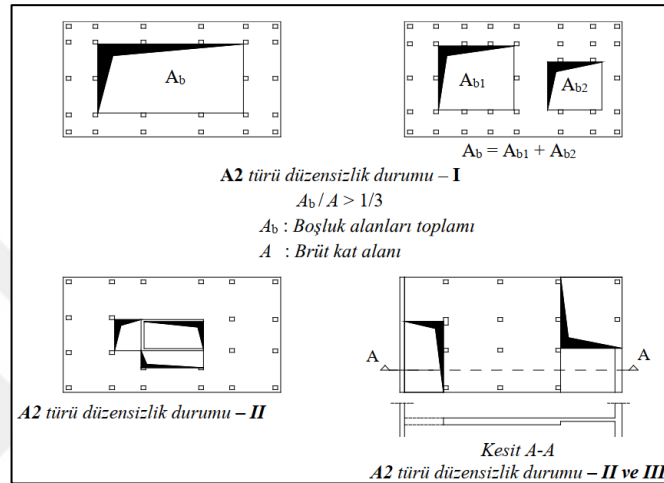
Şekil 2.4: A1 - Burulma düzensizliği için temsili gösterim.

2.4.1.2. A2 – Döşeme Süreksizlikleri

Döşemeler üzerindeki düşey yükleri kirişlere aktarmanın yanında yapıya etkiyen yatay kuvvetleri de düşey elemanlara dağıtmaktadır. Bir diyafram olarak çalışan ve yük aktarım görevi gören döşemelerin süreksizlik göstermesi, başka bir deyişle boşluklar bulundurması veya ani rijitlik değışimlerine sahip olması sakıncalı bir durum olarak ele alınmaktadır.

TBDY-2018’de döşeme süreksizliklerine sebep olacak durumlar üç madde ile açıklanmaktadır. Bahsedilen bu durumlar **Şekil 2.5**’te de görüleceği gibi aşağıdaki gibidir:

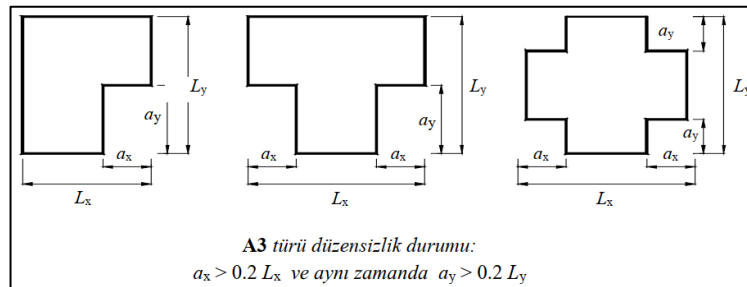
- Boşluk alanlarının, kat brüt alanının 1/3’ünden büyük olması,
- Yük aktarımında sorun yaratacak yerel boşlukların bulunması,
- Döşeme düzlem içi rijitliği ve dayanımında ani değişimler olması



Şekil 2.5: A2 – Döşeme Süreksizlikleri düzensizliği için örnekler.

2.4.1.3. A3 – Planda Çıkıntılar Bulunması

Planda çıkıntılar bulunması düzensizliğinin var olması için yapının kat planında çıkıntı oluşturan bölümlerin X ve Y yönlerinde toplam plan boyutlarının %20’sinden daha büyük olması gerekmektedir. Bu düzensizlik durumuna sahip yapılarda rijit diyafram kabulünün yapılması uygun görülmemektedir. **Şekil 2.6**’da görüleceği üzere planda çıkıntılar bulunması durumu yapı planının şekline bağlı olarak birkaç farklı şekilde gerçekleşebilir.



Şekil 2.6: A3 – Planda Çıkıntılar Bulunması düzensizliği örnekleri.

2.4.2. Düşeyde Düzensizlik Durumları

TBDY-2018’de bahsedilen düşeyde düzensizlik durumları, genel olarak yapının taşıyıcı sisteminin rijitliği ve dayanımı ile ilgili öngörülemez olumsuz durumları ve belirsizlikleri sınırlandırmak amacıyla ele alınmaktadır. Düşeyde düzensizlik durumları üç madde ile dikkate alınmaktadır. Bu üç durum şu şekildedir:

- B1 – Komşu Katlar Arası Dayanım Düzensizliği (Zayıf Kat)
- B2 – Komşu Katlar Arası Rijitlik Düzensizliği (Yumuşak Kat)
- B3 – Taşıyıcı Sistemin Düşey Elemanlarının Süreksizliği

2.4.2.1. B1 – Komşu Katlar Arası Dayanım Düzensizliği (Zayıf Kat)

Yapının X ve Y yönlerinde bir kattaki etkili kesme alanının bir üst kattaki etkili kesme alanına oranının 0,80’den büyük olması durumunda B1 – Komşu Katlar Arası Dayanım Düzensizliği, başka bir deyişle Zayıf Kat durumu oluşmaktadır. denklem (2.7)’de dayanım düzensizliği katsayısı η_{ci} için bağıntı görülmektedir. denklem (2.8)’de ise etkili kesme alanının bağıntısı verilmiştir.

$$\eta_{ci} = \frac{(\sum A_e)_i}{(\sum A_e)_{i+1}} < 0,80 \quad (2.7)$$

$$\sum A_e = \sum A_w + \sum A_g + 0,15 \sum A_k \quad (2.8)$$

Denklem (2.8)’de etkili kesme alanının hesaplanması için verilen parametreler sırasıyla şöyledir:

- $\sum A_w$: kolonların enkesit alanları toplamı
- $\sum A_g$: deprem doğrultusuna paralel çalışan perdelerin enkesit alanları toplamı
- $\sum A_k$: deprem doğrultusuna paralel duvarların enkesit alanları toplamı

2.4.2.2. B2 – Komşu Katlar Arası Rijitlik Düzensizliği (Yumuşak Kat)

Yapının X ve Y yönlerinde ayrı ayrı hesaplanmak üzere yapının herhangi bir katındaki ortalama görelî kat öteleme oranının bir üst veya bir alt kattaki ortalama görelî kat öteleme oranına bölünmesi ile rijitlik düzensizliği katsayısı η_{ki} elde edilir. Rijitlik düzensizliği katsayısının 2’den büyük olması durumunda B2 – Komşu Katlar Arası

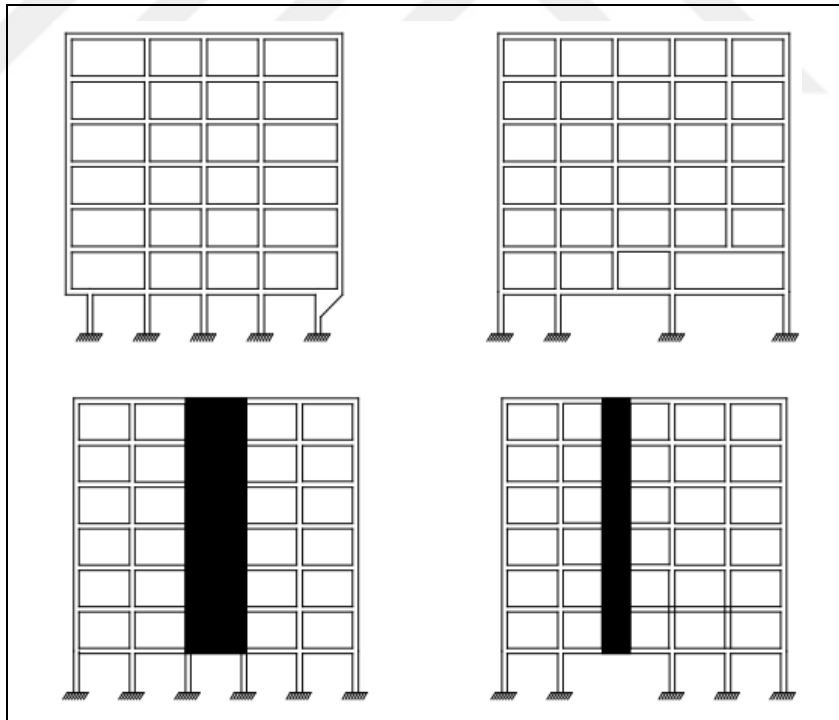
Rijitlik Düzensizliği (Yumuşak Kat) durumu meydana gelmektedir. denklem (2.9)'da rijitlik düzensizliği katsayısı için tanımlanan bağıntılar görülmektedir.

$$\eta_{ki} = \frac{\left(\frac{\Delta_i}{h_i}\right)_{ort}}{\left(\frac{\Delta_{i+1}}{h_{i+1}}\right)_{ort}} > 2,0$$

$$\eta_{ki} = \frac{\left(\frac{\Delta_i}{h_i}\right)_{ort}}{\left(\frac{\Delta_{i-1}}{h_{i-1}}\right)_{ort}} > 2,0$$
(2.9)

2.4.2.3. B3 – Taşıyıcı Sistemin Düşey Elemanlarının Süreksizliği

Yapının taşıyıcı sisteminde yer alan düşey elemanların yük aktarımını efektif şekilde gerçekleştirebilmesi içi taşıyıcı sistemde süreksizlik yaratacak uygulamalara yer verilmemelidir. **Şekil 2.7'**de B3 – Taşıyıcı Sistemin Düşey Elemanlarının Süreksizliği düzensizlik durumunu oluşturacak örnekler görülmektedir.



Şekil 2.7: Düşey elemanların süreksizliği durumu ile ilgili örnekler.

TBDY-2018’de yer alan maddelere göre **Şekil 2.7**’de verilen örnekler incelenecek olursa;

- Sol üstteki şekilde yer alan, kolonların konsol kiriş veya alttaki kolon guselerinin üzerine veya ucuna oturması durumu hiçbir şekilde kabul edilmemektedir.
- Sağ üstteki şekilde, kolonların kiriş açıklığına oturması durumunda düşey deprem hesabı yapılarak müsaade edilir.
- Sol alttaki şekilde, perde elemanların alt kattaki kolonların üzerine oturması durumu hiçbir şekilde kabul edilmemektedir.
- Sağ alttaki şekilde, perde elemanların kirişlerin açıklığına oturması durumu hiçbir şekilde hiçbir şekilde kabul edilmemektedir.

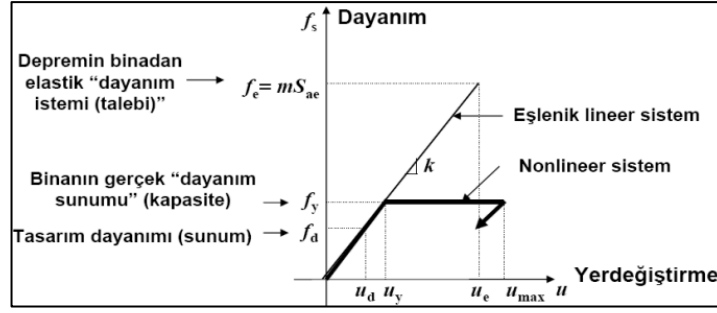
2.5. Dayanıma Göre Tasarım Yaklaşımı

Dayanıma Göre Tasarım (DGT) yaklaşımında yapının azaltılmış deprem yüklerine göre doğrusal hesapları gerçekleştirilir. Bu yaklaşımda elemanların dayanım kapasiteleri deprem etkisi altında talep edilen dayanım değerleri ile kıyaslanır. Yapıda meydana gelen görelî kat ötelemesi değerlerinin izin verilen sınırların altında olması beklenir, tersi durumda elemanların boyut ve kesitlerinde değişimlere gidilerek deprem hesapları tekrarlanmalıdır.

Tablo 2.8’de verilen yeni yapılacak betonarme binalar için verilen performans hedeflerinde görüldüğü üzere Normal Performans Hedefi olarak belirlenen Kontrollü Hasar performans seviyesi için DD-2 deprem düzeyi etkisinde DGT yaklaşımları ile deprem hesabı gerçekleştirilmektedir.

2.5.1. Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı

Dayanıma Göre Tasarım yaklaşımında yapının öngörülen süneklik düzeyine bağlı olarak Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı R ve Dayanım Fazlalığı Katsayısı D belirlenmektedir. Kapasite tasarım ilkeleri ile birlikte yapının elastik yer değiştirme talebi elastik ötesi sünek davranış ile karşılanarak azaltılmış deprem yükleriyle doğrusal hesap gerçekleştirilir. Eşit yer değiştirme kuralı olarak da adlandırılan bu davranış **Şekil 2.8**’de detaylarıyla birlikte verilmiştir.



Şekil 2.8: Süneklik ve dayanım talebi ilişkisi [Aydınoglu, 2007].

Yukarıda tanımlanan kurallar çerçevesinde TBDY-2018’de yapının taşıyıcı sistem özelliklerine bağlı olarak Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı R belirlenmektedir. Yerinde dökme betonarme bina taşıyıcı sistemleri için **Tablo 2.9**’da görüldüğü şekliyle R ve D katsayıları verilmiştir.

Tablo 2.9: Taşıyıcı sistem davranış katsayıları ve dayanım fazlalığı katsayıları.

Bina Taşıyıcı Sistemi	Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı R	Dayanım Fazlalığı Katsayısı D	İzin Verilen Bina Yükseklik Sınıfları BYS
A. YERİNDE DÖKME BETONARME BİNA TAŞIYICI SİSTEMLERİ			
A1. Süneklik Düzeyi Yüksek Taşıyıcı Sistemler			
A11. Deprem etkilerinin tamamının moment aktaran <i>süneklik düzeyi yüksek</i> betonarme çerçevelerle karşılandığı binalar	8	3	$BYS \geq 3$
A12. Deprem etkilerinin tamamının <i>süneklik düzeyi yüksek</i> bağ kirişli (boşluklu) betonarme perdelerle karşılandığı binalar	7	2.5	$BYS \geq 2$
A13. Deprem etkilerinin tamamının <i>süneklik düzeyi yüksek</i> boşluksuz betonarme perdelerle karşılandığı binalar	6	2.5	$BYS \geq 2$
A14. Deprem etkilerinin moment aktaran <i>süneklik düzeyi yüksek</i> betonarme çerçeveler ile <i>süneklik düzeyi yüksek</i> bağ kirişli (boşluklu) betonarme perdeler tarafından birlikte karşılandığı binalar (Bkz.4.3.4.5)	8	2.5	$BYS \geq 2$
A15. Deprem etkilerinin moment aktaran <i>süneklik düzeyi yüksek</i> betonarme çerçeveler ile <i>süneklik düzeyi yüksek</i> boşluksuz betonarme perdeler tarafından birlikte karşılandığı binalar (Bkz.4.3.4.5)	7	2.5	$BYS \geq 2$
A16. Deprem etkilerinin tamamının çatı düzeyindeki bağlantıları mafsallı olan ve yüksekliği 12 m’yi geçmeyen <i>süneklik düzeyi yüksek</i> betonarme kolonlar tarafından karşılandığı tek katlı binalar	3	2	–

2.5.2. Betonarme Elemanların Etkin Kesit Rijitlikleri

Betonarme elemanların deprem yükleri ile hesabında etkin kesit rijitliği çarpanları dikkate alınarak modelleme yapılmaktadır. TBDY-2018 ile birlikte yeni yapılacak betonarme yapılarda taşıyıcı sistem elemanlarının eksenel, eğilme ve kesme doğrultuları için rijitlik çarpanları verilmiştir. Dayanıma Göre Tasarım yaklaşımı ile hesapta çubuk ve kabuk eleman kesitlerinin modellemesinde **Tablo 2.10**’da verilen etkin kesit rijitliği çarpanları uygulanacaktır.

Tablo 2.10: Betonarme elemanları için etkin kesit rijitliği çarpanları.

Betonarme Taşıyıcı Sistem Elemanı	Etkin Kesit Rijitliği Çarpanı	
<i>Perde – Döşeme (Düzlem İçi)</i>	<i>Eksenel</i>	<i>Kayma</i>
Perde	0.50	0.50
Bodrum perdesi	0.80	0.50
Döşeme	0.25	0.25
<i>Perde – Döşeme (Düzlem Dışı)</i>	<i>Eğilme</i>	<i>Kesme</i>
Perde	0.25	1.00
Bodrum perdesi	0.50	1.00
Döşeme	0.25	1.00
<i>Çubuk eleman</i>	<i>Eğilme</i>	<i>Kesme</i>
Bağ kirişi	0.15	1.00
Çerçeve kirişi	0.35	1.00
Çerçeve kolonu	0.70	1.00
Perde (eşdeğer çubuk)	0.50	0.50

2.5.3. Doğrusal Hesap Yönteminin Seçilmesi

Dayanıma Göre Tasarım yaklaşımında Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ve Modal Hesap Yöntemleri olmak üzere iki hesap yöntemi bulunmaktadır. Bu hesap yöntemlerinin uygulanmasında Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi için bazı kısıtlamalar bulunmakla birlikte Modal Hesap Yöntemleri tüm binaların doğrusal hesaplarında kullanılabilir. Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi için belirlenen kısıtlamalar **Tablo 2.11**'de detaylarıyla verilmiştir.

Tablo 2.11: Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'nin kullanılabileceği binalar.

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

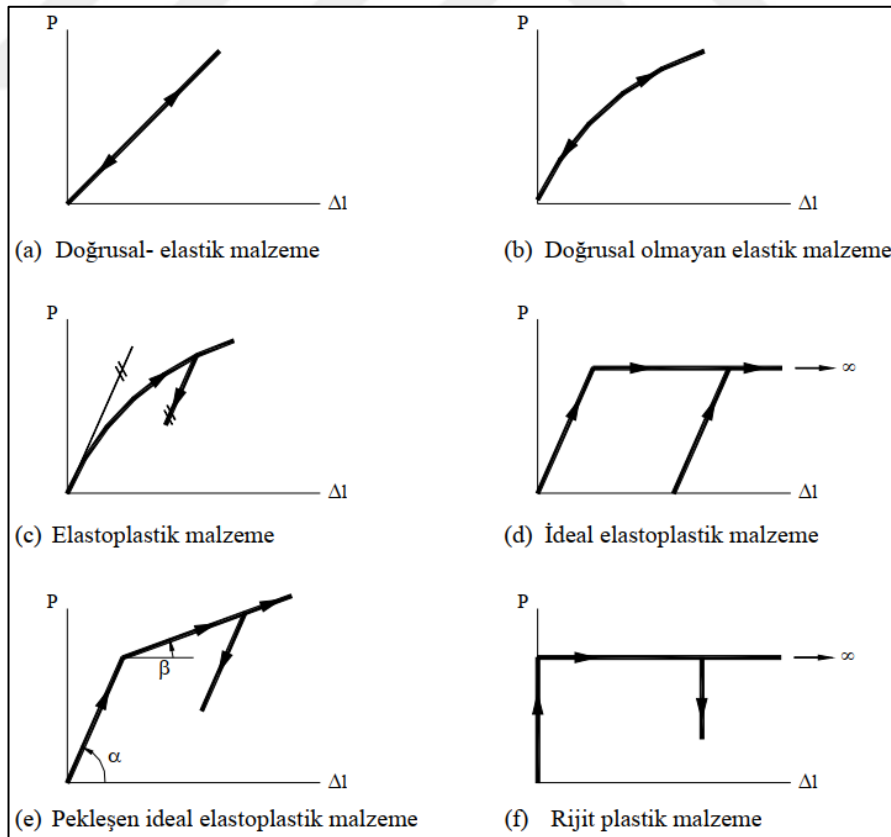
Modal Hesap Yöntemleri taşıyıcı sistemin modal davranışını baz alarak deprem etkisi altında doğrusal hesap yapılmasına olanak sağlamaktadır. Mod Birleştirme Yöntemi ve Mod Toplama Yöntemi olarak iki şekilde gerçekleştirilebilir. Modal Hesap Yöntemleri'nde X ve Y yönleri için modal etkin kütlelerin, binanın toplam kütlelerinin %95'inden fazla olması ve %3'ü geçen tüm modların hesaba dahil edilmesi gerekir.

2.6. Şekil Değiştirmeye Göre Değerlendirme ve Tasarım Yaklaşımı

Şekil Değiştirmeye Göre Değerlendirme ve Tasarım deprem yer hareketi etkisinde yapıların tasarım yaklaşımlarından birisidir ve doğrusal olmayan analiz yöntemleri ile gerçekleştirilmektedir. Bu yaklaşımda, deprem etkisi altında elemanların şekil değiştirme talepleri belirlenerek TBDY-2018’de belirlenen sınır değerler, başka bir deyişle eleman kapasiteleri ile karşılaştırılmaktadır.

2.6.1. Doğrusal Olmayan Malzeme Modelleri

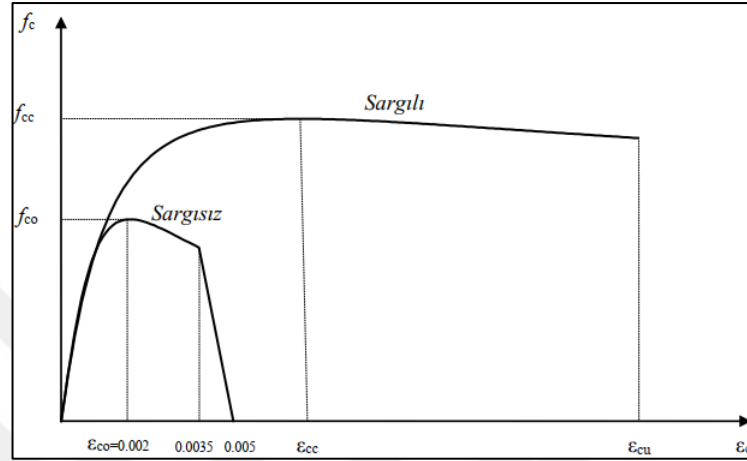
Yapısal analizlerde doğrusal olmayan davranış geometrik ve malzeme olmak üzere iki şekilde göz önüne alınır. Yapı sistemlerinde göz önüne alınan bazı malzeme davranış modelleri Şekil 2.9’da verilmiştir. Betonarme elemanların doğrusal olmayan davranışının modellenmesinde kullanılmak üzere TBDY-2018’de doğrusal olmayan malzeme modelleri tanımlanmıştır.



Şekil 2.9: Malzeme davranış modelleri [Özer, 2009].

2.6.1.1. Beton Malzeme Modeli

Taşıyıcı sistemin doğrusal olmayan beton malzeme modelinde literatürde Mander Beton Modeli olarak da bilinen Şekil 2.10’da yer alan sargılı ve sargısız malzeme modelleri kullanılmaktadır.



Şekil 2.10: Sargılı ve sargısız beton malzeme modeli.

Sargılı betonda basınç gerilmesi değeri f_c denklem (2.10)’da yer alan fonksiyon ile elde edilmektedir.

$$f_c = \frac{f_{cc} x r}{r - 1 + x^r} \quad (2.10)$$

Burada sargılı betonun maksimum basınç gerilmesi (dayanımı) değeri olan f_{cc} sargısız beton dayanımı f_{co} ’nun bir katsayı ile çarpılması sonucu elde edilmektedir. Bu bağıntı denklem (2.11)’de verilmiştir.

$$f_{cc} = \lambda_c f_{co} \quad ; \quad \lambda_c = 2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{f_e}{f_{co}}} - 2 \frac{f_e}{f_{co}} - 1.254 \quad (2.11)$$

Bu bağıntıda yer alan f_e ifadesi etkili sargılama basıncı olarak adlandırılmaktadır. Denklem (2.12)’deki bağıntı ile hesaplanan bu ifade dikdörtgen kesitlerde X ve Y yönlerinin ortalaması olarak dikkate alınabilmektedir.

$$f_{ex} = k_e \rho_x f_{yw} \quad ; \quad f_{ey} = k_e \rho_y f_{yw} \quad (2.12)$$

Bu denklemde yer alan f_{yw} ifadesi enine donatının akma dayanımı, ρ ifadesi enine donatıların hacimsel oranını, k_e ise denklem (2.13)'te yer alan bağıntı ile hesaplanan sargılama etkinlik katsayısı oranını ifade etmektedir.

$$k_e = \left(1 - \frac{\sum a_i^2}{6b_o h_o}\right) \left(1 - \frac{s}{2b_o}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_o}\right) \left(1 - \frac{A_s}{b_o h_o}\right)^{-1} \quad (2.13)$$

Denklem (2.13)'te yer alan ifadelerden a_i kesitin çevresinde bulunan boyuna donatıların eksenleri arasındaki mesafeyi, s etriye adım mesafesini, b_o ve h_o ifadeleri çekirdek betonu sargılayan enine donatıların eksenleri arasındaki uzaklığı ve son olarak A_s ise boyuna donatı alanını ifade etmektedir. Denklem (2.10)'da yer alan x ve r ifadeleri ise denklem (2.14) ve (2.15)'te yer alan bağıntılar ile elde edilmektedir.

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad ; \quad \epsilon_{cc} = \epsilon_{co} [1 + 5(\lambda_c - 1)] \quad ; \quad \epsilon_{cc} \cong 0.002 \quad (2.14)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad ; \quad E_c \cong 5000 \sqrt{f_{co}} \text{ [MPa]} \quad ; \quad E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\epsilon_{cc}} \quad (2.15)$$

2.6.1.2. Donatı Çeliği Malzeme Modeli

Doğrusal olmayan çelik malzeme modeli için gerilme ve birim şekil değiştirme değerleri denklem (2.16)'da yer alan bağıntılar ile elde edilmektedir. Burada yer alan ifadeler **Tablo 2.12**'de yer alan malzeme kalitesine göre belirlenmektedir.

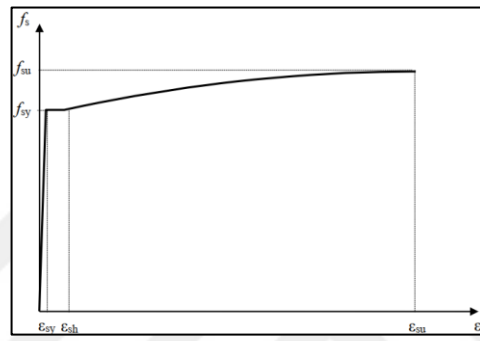
$$\begin{aligned} f_s &= E_s \epsilon_s & (\epsilon_s \leq \epsilon_{sy}) \\ f_s &= f_{sy} & (\epsilon_{sy} < \epsilon_s \leq \epsilon_{sh}) \\ f_s &= f_{su} - (f_{su} - f_{sy}) \frac{(\epsilon_{su} - \epsilon_s)^2}{(\epsilon_{su} - \epsilon_{sh})^2} & (\epsilon_{sh} < \epsilon_s \leq \epsilon_{su}) \end{aligned} \quad (2.16)$$

Donatı çeliği için oluşturulan doğrusal olmayan malzeme modellerinde çelik elastisite modülü $E_s = 200$ GPa olarak dikkate alınmaktadır. Çelik kalitesine göre değişkenlik gösteren gerilme ve şekil değiştirme değerleri **Tablo 2.12**'de verilmiştir.

Tablo 2.12: Donatı çelikleri için gerilme-şekil değiştirme değerleri.

Kalite	f_{sy} (Mpa)	ϵ_{sy}	ϵ_{sh}	ϵ_{su}	f_{su} / f_{sy}
S220	220	0.0011	0.011	0.12	1.20
S420	420	0.0021	0.008	0.08	1.15 – 1.35
B420C	420	0.0021	0.008	0.08	1.15 – 1.35
B500C	500	0.0025	0.008	0.08	1.15 – 1.35

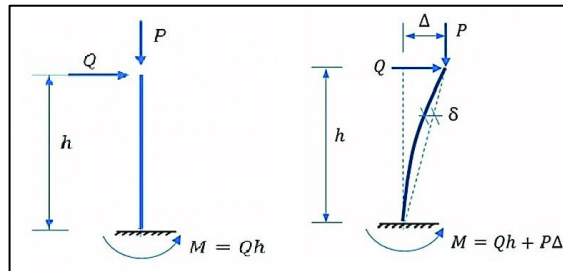
Yukarıda verilen bağıntı ve malzeme özellikleri doğrultusunda **Şekil 2.11**'de yer alan çelik malzeme modeli elde edilmektedir.



Şekil 2.11: Donatı çeliği malzeme modeli.

2.6.2. İkinci Mertebe (P-Δ) Etkileri

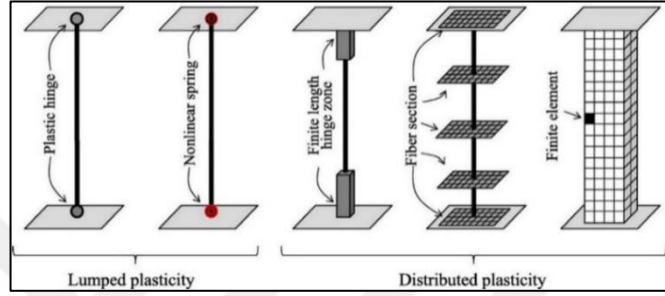
Betonarme binalarda dikkate alınan elastik ötesi davranışın diğer bir sebebi de P-Δ etkisi olarak da adlandırılan ikinci mertebe etkileridir. İkinci mertebe etkileri yapının geometri bakımından doğrusal olmayan davranışını yansıtmaktadır. İkinci mertebe etkileri elemanın kendi eğriliği ve düğüm noktalarının yaptığı yer değiştirmeler sebebi ile ortaya çıkmaktadır. Eksenel basınç kuvveti sebebiyle meydana gelen ve **Şekil 2.12**'de temsili olarak gösterilen P-Δ etkileri eleman üzerinde ek momentler oluşmasına neden olmaktadır.



Şekil 2.12: P-Δ etkilerinin konsol kolon üzerinde temsili gösterimi.

2.6.3. Doğrusal Olmayan Davranış Modelleri

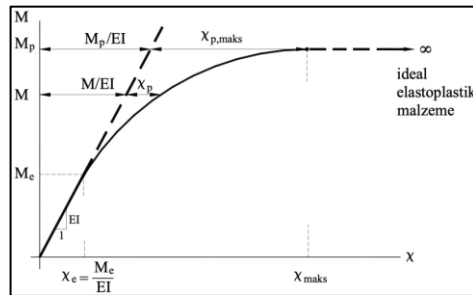
Taşıyıcı sistem elemanlarının doğrusal olmayan modellemesinde kullanılmak üzere TBDY-2018’de iki farklı davranış modeli tanımlanmaktadır. Bu davranış modelleri Yığılı Plastik Davranış (Plastik Mafsal) Modeli ve Yayılı Plastik Davranış Modelleri olarak adlandırılmaktadır. **Şekil 2.13**’te elastik ötesi davranış modellerinin temsili gösterimleri yer almaktadır.



Şekil 2.13: Elemanların doğrusal olmayan davranış yaklaşımları[Astroza vd., 2015].

2.6.3.1. Yığılı Plastik (Plastik Mafsal) Davranış Modeli

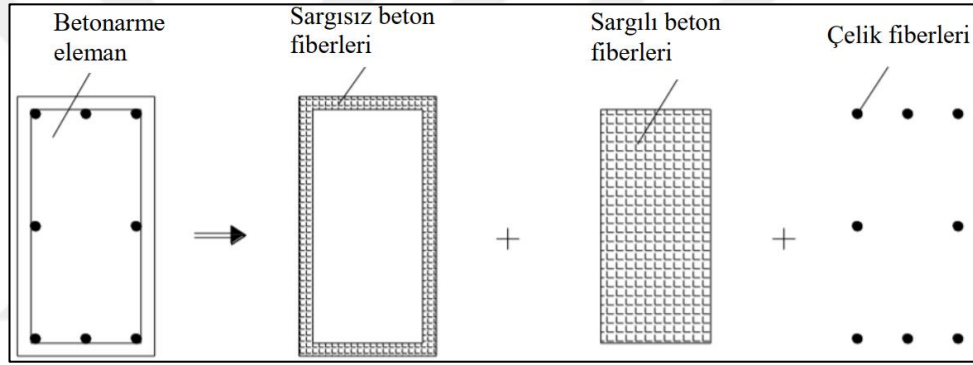
Çubuk elemanlar olarak modellenen kolon ve kiriş elemanlar ve bazı perde elemanlar yığılı plastik davranış (plastik mafsal) modeli kullanılarak modellenmektedir. TBDY-2018’e göre bu elemanlarda plastik şekil değiştirmelerin meydana geldiği kesitin uzunluğu, diğer bir deyişle plastik mafsal boyu (L_p), çalışan kesit uzunluğunun yarısı olarak dikkate alınmaktadır. Burada plastik mafsal tanımlamasının plastik şekil değiştirmenin meydana geldiği bölgenin tam ortasında gerçekleştirilmesi gerekmektedir. Yığılı plastik davranış modelinde kesitlerin eğilme momenti – eğrilik ilişkileri belirlenmelidir. **Şekil 2.14**’te bir eleman kesiti için eğilme momenti – eğrilik ilişkisi örneği görülmektedir.



Şekil 2.14: Eğilme momenti – eğrilik ilişkisi örneği [Özer, 2009].

2.6.3.2. Yayılı Plastik Davranış Modeli

Yapı taşıyıcı sistem elemanlarının doğrusal olmayan modellemesinde yayılı plastik davranış modeli yaygın olarak kullanılan yöntemlerden birisidir. Yayılı plastik davranış modelinde doğrusal olmayan davranış yalnızca elemanların uç bölgelerinde tanımlanan plastik şekil değiştirme bölgelerine ek olarak elemanın tüm uzunluğu boyunca da dikkate alınabilir. Bu davranış modelinde elemanlar uygun küçüklükte parçalara bölünerek her bir hücrede doğrusal olmayan gerilme – birim şekil değiştirme ilişkileri dikkate alınmaktadır. Betonarme bir çubuk eleman kesitinin doğrusal olmayan davranışı için oluşturulan kesit hücreleri **Şekil 2.15**'te örnek olarak verilmiştir.



Şekil 2.15: Yayılı plastik davranış modeli için oluşturulan lif elemanlar.

2.6.4. Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemleri

Doğrusal olmayan hesap yöntemleri İtme Yöntemleri ve Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi olarak bilinmektedir. TBDY-2018'de doğrusal olmayan hesap yönteminin seçimi için bazı koşullar belirtilmektedir. ZTADOA yöntemi tüm yapıların deprem hesabı için kullanılabilirken İtme Yöntemleri'nin kullanımı için aşağıdaki şartların sağlanması gerekmektedir. Tek modlu itme yöntemlerinde;

- $BYS \geq 5$,
- Burulma düzensizliği katsayısı $\eta_{bi} < 1,40$,
- Deprem doğrultusunda hakim titreşim moduna ait modal kütle katılım oranının 0,70'den büyük olması

şartlarının sağlanması gerekmektedir.

Çok modlu itme yöntemi ise $BYS \geq 2$ şartını sağlayan tüm yapılarda kullanılabilir. Bahsedilen şartları sağlamayan yapılar için deprem kayıtların kullanılarak zaman tanım alanında hesapların yapılması zorunlu olmaktadır.

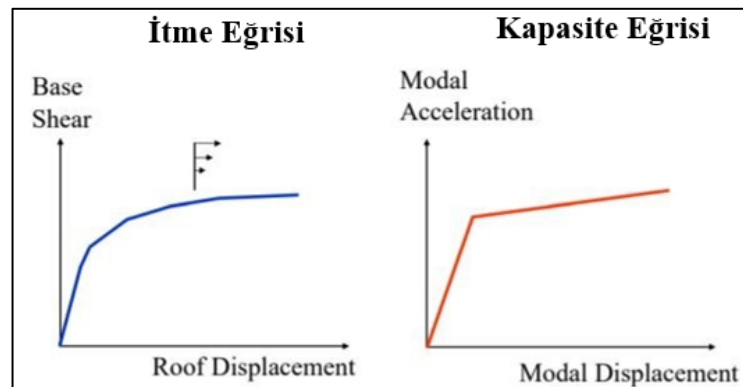
2.6.4.1. İtme Yöntemleri

Doğrusal olmayan analiz yöntemlerinden birisi olan İtme Yöntemi, iki şekilde incelenmektedir. Bunlardan ilki Tek Modlu İtme Yöntemleri, diğeri ise Çok Modlu İtme Yöntemleri olarak adlandırılmaktadır. Doğrusal olmayan deprem hesap yöntemlerinde yapının düşey yük etkisi altında doğrusal olmayan analizi yapılarak bu analiz sonucunda elde edilen elastik ötesi davranışlar başlangıç adımı olarak kabul edilir. Yeni yapılan yapılarda düşey yük etkisi ile elastik ötesi hareket oluşmasına izin verilmemektedir. Tek modlu itme yöntemleri kendi içerisinde iki şekilde incelenmektedir.

Sabit Tek Modlu İtme Yöntemi: Bu yöntemde yapının başlangıçtaki hakim mod şekli korunarak her bir itme adımında elde edilen taban kesme kuvveti ve tepe yer değiştirmesi değerleri kaydedilir.

Değişken Tek Modlu İtme Yöntemi: Bu yöntemde ise plastik mafsallardan oluşan her bir itme adımından sonra yapının serbest titreşim analizi tekrar yapılarak yapının hasarlı durumdaki göre hakim mod şekli belirlenmektedir.

İtme yöntemleri ile hesap sonucunda yapının İtme Eğrisi elde edilmektedir. Bu eğride modal parametreler ile dönüşüm yapılarak Kapasite Eğrisi elde edilmektedir. İtme analizi sonucunda elde edilen bu grafikler **Şekil 2.16**'da örnek olarak verilmiştir.



Şekil 2.16: İtme Eğrisi ve Kapasite Eğrisi örneği.

2.6.4.2. Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz Yöntemi

Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz Yöntemi kuvvetli yer hareketlerinin etkisi altında uygun integrasyon yöntemleri ile gerçekleştirilerek yapıda oluşan doğrusal olmayan davranışı incelemek amacıyla kullanılmaktadır. Zaman tanım alanında gerçekleştirilen analizlerde deprem kayıtlarının her bir adımında yapının hareket denklemleri için yaklaşım yöntemleri ile çözüm aranmaktadır. Bu durumda, yapı modeli karmaşıktıkça analizlerin süresi artmakta ve uygulama açısından zorluk yaratmaktadır. Taşıyıcı sistemin doğrusal olmayan modellemesinde dinamik enerji kaybının hareket denklemlerine uygulanması viskoz sönüm matrisi ile yapılmalıdır. Burada viskoz sönüm matrisi Rayleigh Orantılı Sönüm Modeli veya Modal Sönüm Matrisi şeklinde dikkate alınabilmektedir. İtme yöntemlerinde olduğu gibi ZTADOA yönteminde de dinamik analizlerin başlangıç adımı olacak şekilde yapının düşey yükler etkisi altında doğrusal olmayan hesabı gerçekleştirilmelidir.

2.6.4.3. Deprem Kayıtlarının Seçimi ve Ölçeklenmesi

TBDY-2018'e göre zaman tanım alanında gerçekleştirilen yapı analizlerinde en az 11 çift deprem kaydı seti kullanılmalıdır. Bu deprem kayıtlarının bileşenleri X ve Y yönlerinde aynı anda uygulanıp daha sonra 90° çevrilerek tekrar analiz yapılmalıdır. Böylelikle, 11 çift deprem yer hareketi için 22 adet ZTADOA gerçekleştirilecektir.

Deprem kayıtlarının seçiminde yapının bulunduğu konuma ait sismolojik bilgiler dikkate alınmalıdır. Yerel zemin koşulları, fay türü ve uzaklığı, seçilen deprem yer hareketi düzeyine uygun deprem büyüklükleri gibi parametreler deprem hareketlerinin seçiminde önemli rol oynamaktadır. Yeterli sayıda ve uygunlukta deprem yer hareketinin bulunamadığı şartlarda benzeştirilmiş yer hareketlerinden faydalanılabilir. Deprem kaydı seçimi yapılırken bir deprem hareketinden en fazla üç kayıt takımı kullanılması gerekmektedir. TBDY-2018'de deprem kayıtlarının ölçeklendirilme yöntemi olarak basit ölçeklendirme veya spektral uyum dönüşümlerinin yapılması uygun görülmektedir. Basit ölçeklendirme yöntemi ile ölçeklendirilecek deprem kayıtları için aşağıda bahsedilen kurallar uygulanmalıdır.

Bir veya iki boyutlu doğrusal olmayan analizlerde seçilen deprem kayıtlarına ait tüm spektrumların ortalama genlikleri $0,2T_p$ ve $1,5T_p$ periyot aralığında **Şekil 2.1'**de tanımlanan tasarım spektrumunda yer alan genlik değerlerinden küçük olmamalıdır.

Üç boyutlu hesapta kullanılacak deprem kayıtları için ise ölçekleme işlemleri aşağıdaki şekilde uygulanabilir.

- Her bir deprem kaydının bileşenleri kareleri toplamının karekökü yöntemi ile bileşke spektruma dönüştürülür.
- 11 adet bileşke spektrumun ortalaması alınır.
- Elastik tasarım ivme spektrumuna ait genliklerin 1,3 katı belirlenir.
- $0,2T_p$ ve $1,5T_p$ aralığında 11 adet bileşke spektrumdan elde edilen ortalama spektrumun ait genliklerin üçüncü adımda tanımlanan spektruma ait genliklerden büyük olacak şekilde ölçekleme katsayısı belirlenir.

Yukarı bahsedilen adımların sonucunda ZTADOA yöntemi ile yapılacak deprem hesaplarında kullanılan deprem kayıtları için ölçeklendirme işlemi gerçekleştirilmiş olacaktır.

3. 20 KATLI BETONARME YAPININ TASARIM AŞAMASI

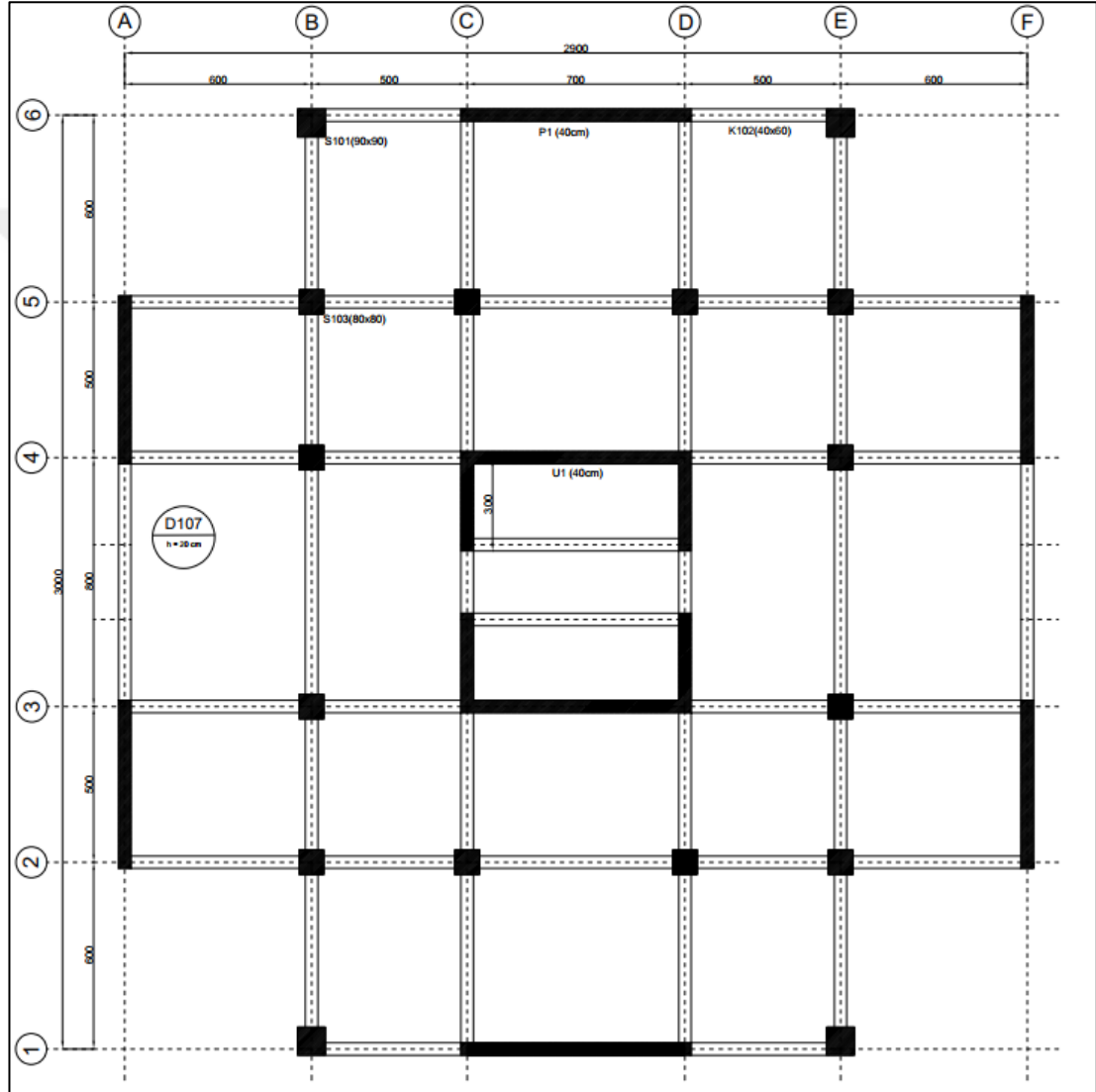
3.1. Yapı Hakkında Genel Bilgiler

Bu çalışmada tasarımı gerçekleştirilecek yapı X yönünde 29 metre, Y yönünde 30 metre uzunluğa sahiptir. Yapıda planda çıkıntılar bulunması durumu düşünülerek kat planları oluşturulmuş ve planda “+” şekline benzer bir görüntü elde edilmiştir. Yapının taşıyıcı sistemi; merkezde iki adet U, kenar akslarda altı adet dikdörtgen olmak üzere betonarme perdeler ve çerçevelerden oluşmaktadır. Tasarımı gerçekleştirilecek yapı X ve Y yönlerinde simetriktr. Yapının her bir kat yüksekliği 3,50 metre olup 20 kattan oluşmaktadır. Yapı kullanım amacı bakımından konut türündedir ve konum olarak İstanbul’un Kadıköy ilçesindedir. Yapıya ait diğer bilgiler ve malzeme özellikleri **Tablo 3.1**’de verilmiştir.

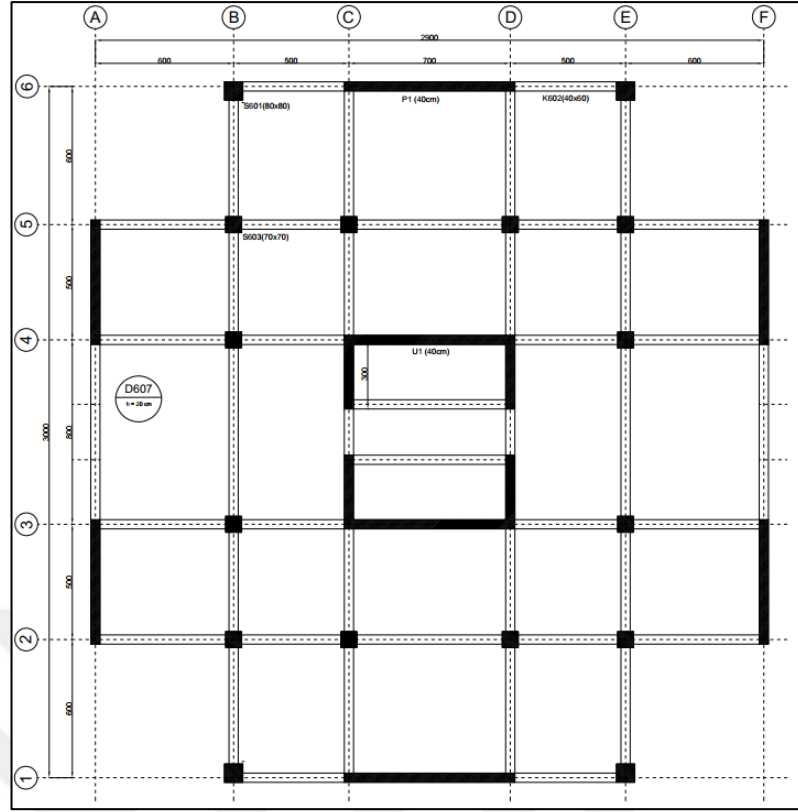
Tablo 3.1: Yapıya ait bilgiler.

Enlem ve Boylam	40.988229°, 29.051665°
Beton Sınıfı	C45
Donatı Çeliği Sınıfı	S420
Kar Bölgesi	II. bölge
Rakım	120 m
Toplam Yapı Yüksekliği	70 m
Yapı Taban Alanı	726 m ²
Toplam Kolon Adedi	320
Toplam Perde Adedi	160
Toplam Kiriş Adedi	920
İç Duvar Kalınlığı	13,5 cm
Dış Duvar Kalınlığı	20 cm
Döşeme Kaplaması	Mermer
Döşeme Kalınlığı	20 cm

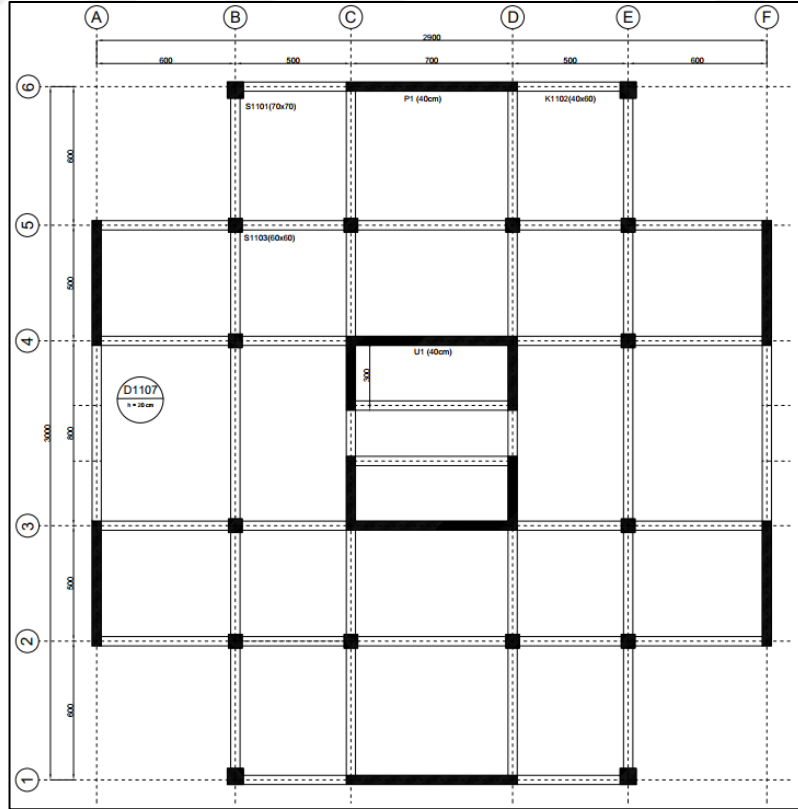
Yapıya ait 4 farklı kat planı bulunmaktadır. Yapının kat planları her beş katta bir değişmektedir. 1'inci kattan 5. kata kadar olan kat planları **Şekil 3.1**'de, 6. ve 10. katlar arasındaki planlar **Şekil 3.2**'de, 11. ve 15. katlar arasındaki kat planları **Şekil 3.3**'te, 16. ve 20. katlar arasındaki katlara ait planlar ise **Şekil 3.4**'te verilmiştir. Bu kat planları göz önüne alındığında her 5 katta bir yapıya ait kolonların 10'ar cm küçüldüğü görülmektedir.



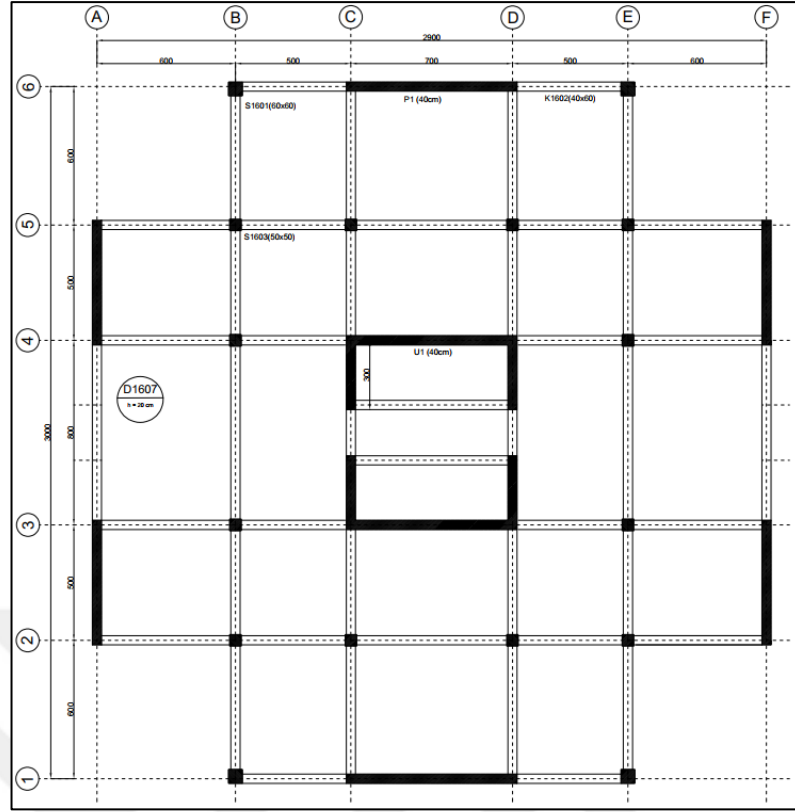
Şekil 3.1: 1-5. katlara ait kat planları.



Şekil 3.2: 6-10. katlara ait kat planları.



Şekil 3.3: 11-15. katlara ait kat planları.



Şekil 3.4: 16-20. Katlara ait kat planları.

3.2. Yapıya Etkiyen Düşey Yükler

Yapı tasarımında en önemli unsurlardan birisi; yapıya etkiyen kuvvetlerin (yüklerin), uygun bir mühendislik bakış açısıyla irdelenip belirlenmesidir. Bu yükler içerisinde hem yapının kendi özağırlığından kaynaklanan hem de dış etkenlerden dolayı yapıya etkiyen birtakım yükler bulunmaktadır. Bu bölümde tasarımı yapılan binaya ait yüklerin nasıl belirlendiği açıklanacaktır.

3.2.1. Sabit (Zati) Yükler

Yapı taşıyıcı sisteminin kendi ağırlığı dışında hem döşemeler üzerinde hem de kirişler üzerinde çeşitli yükler bulunmaktadır. Döşeme üzerinde sıva, tesviye harcı, mermer kaplama gibi zati yükler bulunurken kirişler üzerinde ise duvar yükleri bulunmaktadır. Bu yüklerin sayısal hesaplamaları aşağıda verilmiştir.

- **Döşeme**

Döşemelerde 2 cm sıva, 5 cm tesviye harcı ve 2 cm kalınlığında mermer kaplama bulunmaktadır. Toplam döşeme yükü $2,04 \text{ kN/m}^2$ dir.

$$\text{Sıva ağırlığı: } 0,02 \times 20 = 0,40 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Tesviye harcı: } 0,05 \times 22 = 1,10 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Mermer kaplama: } 0,02 \times 27 = 0,54 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Toplam döşeme yükü: } 0,40 + 1,10 + 0,54 = 2,04 \text{ kN/m}^2$$

- **Kiriş**

Kat yüksekliği 3,50 metre olup kiriş yükseklikleri 60 cm'dir. Bu durumda serbest kat yüksekliği 2,90 metre olmaktadır. İç akslardaki duvarlar 13,5 cm kalınlığında olup sıvalı şekilde $2,03 \text{ kN/m}^2$ 'lik alan yüküne sahiptir. Dış akslardaki duvarlar ise 20 cm kalınlığındadır ve sıvalı durumda $2,25 \text{ kN/m}^2$ 'lik alan yüküne sahiptir.

$$\text{İç duvar ağırlığı: } 2,03 \times 2,90 = 5,89 \text{ kN/m}$$

$$\text{Dış duvar ağırlığı } 2,25 \times 2,90 = 6,52 \text{ kN/m}$$

- **Çatı katı sabit yükleri**

Çatı katında normal kat döşemelerinden farklı olarak mermer kaplama bulunmamaktadır. Döşemeler üzerinde 2 cm sıva ve 5 cm tesviye harcı mevcuttur. İlave olarak TS498 yönetmeliğine göre kar yükü belirlenmiştir [TS498, 1997]. Bu yönetmeliğe göre yapı II. kar bölgesinde yer almaktadır. Yapının bulunduğu konumda rakım 120 m olduğu için kar yükü $0,75 \text{ kN/m}^2$ olarak belirlenmiştir. Çatı katında duvar yüklerine yer verilmemiştir.

$$\text{Sıva ve tesviye harcı ağırlığı: } 1,50 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Kar yükü: } 0,75 \text{ kN/m}^2$$

3.2.2. Hareketli Yükler

Döşemeler üzerinde yapıya zaman zaman etkidii düşünülen ve statik yük olarak tanımlanan hareketli yükler bulunmaktadır. Bu hareketli yükler eşya, malzeme ve insan yükleri gibi yapıdan bağımsız yükleri temsilen göz önüne alınmaktadır. Hareketli yükler TS498 yönetmeliğindeki tanımlamalara uygun bir şekilde belirlenmiştir.

Tasarımı yapılan yapının türü konut olduğu için döşeme üzerindeki hareketli yükler 2 kN/m² olarak belirlenmiştir. D06 ve D07 döşemelerinde merdiven olacağı varsayımıyla bu döşemelerdeki hareketli yük değeri 3,50 kN/m² olarak dikkate alınmıştır. Çatı katındaki döşemeler üzerindeki hareketli yükler de 2 kN/m²'dir.

3.3. Döşeme Kalınlık Tahkikleri

Yapıda yedi farklı döşeme bulunmaktadır. Dşemelere ait kalınlık tahkikleri TS500 yönetmeliği göz önüne alınarak yapılmıştır [TS500, 2000]. Nihai döşeme kalınlıkları **Tablo 3.2**'de yer alan sehim hesabı gerektirmeyen oranlara göre belirlenmiştir.

Tablo 3.2: Döşemelerde sehim hesabı gerektirmeyen (Kalınlık/Açıklık) oranları.

Döşeme türü	Basit mesnet	Kenar açıklık	İç açıklık	Konsol
Tek doğrultuda çalışan döşeme	1/20	1/25	1/30	1/10
İki doğrultuda çalışan döşeme (kısa kenar açıklığı ile)	1/25	1/30	1/35	-

3.3.1. Tek Doğrultuda Çalışan Döşemeler

Tek doğrultuda çalışan döşemeler, uzun kenar açıklığının kısa kenar açıklığına oranı 2'den büyük olan döşemelerdir. TS500'de tek doğrultuda çalışan döşemelerin minimum kalınlığı 80 mm olarak belirlenmiştir. zerinden araç geçen döşemeler için ise kalınlık en az 120 mm olmalıdır. Ayrıca tek doğrultuda çalışan döşemelerin kalınlığının serbest açıklığa oranı, **Tablo 3.3**'te verilen değerlerden küçük olmamalıdır.

Tablo 3.3: Tek doğrultuda çalışan döşemeler için (Kalınlık/Serbest açıklık) oranları.

Basit mesnetli, tek açıklıklı döşemelerde	1/25
Sürekli döşemelerde	1/30
Konsol döşemelerde	1/12

Yapıda tek doğrultuda çalışan bir tip döşeme bulunmaktadır. D06 döşemesinin uzun kenar açıklığı 700 cm ve kısa kenar açıklığı 200 cm'dir. Bu durumda;

$$m = \frac{L_u}{L_k} = \frac{700}{200} = 3,5$$

olmaktadır. **Tablo 3.2'**ye göre sehîm hesabı gerektirmeyen minimum kalınlık;

$$h_f = \frac{L_k}{20} = \frac{200}{20} = 10 \text{ cm}$$

Tablo 3.3 göz önüne alındığında tek doğrultuda çalışan döşemede minimum kalınlık;

$$h_f = \frac{L_{kn}}{25} = \frac{160}{25} = 6,4 \text{ cm}$$

Bu hesaplama sonucunda tek doğrultulu döşeme için kalınlığın 10 cm seçilmesi yeterli olmaktadır. Ancak tüm döşemelerin aynı kalınlığa sahip olması açısından döşeme kalınlığı iki doğrultuda çalışan döşemeler için maksimum sonucu veren 20 cm olarak esas alınmıştır.

3.3.2. İki Doğrultuda Çalışan Döşemeler

İki doğrultuda çalışan kirişli döşemelerde, uzun kenar açıklığının kısa kenar açıklığına oranı 2'den küçüktür. İki doğrultuda çalışan kirişli döşemelerde kalınlık 80 mm'den az olmamalıdır. Ayrıca döşeme kalınlığı denklem (3.1) ile hesaplanan değerden büyük olmalıdır.

$$h \geq \frac{L_{kn}}{15 + \frac{20}{m}} \left(1 - \frac{\alpha_s}{4}\right) \quad (3.1)$$

Yapıda bulunan 7 farklı döşemenin 6 tanesi iki doğrultuda çalışmaktadır. Bu döşemeler; D01, D02, D03, D04, D05 ve D07'dir. **Tablo 3.4'**te bu döşemelerin denklem (3.1)'e göre minimum kalınlık hesapları yer almaktadır.

Tablo 3.4: Denklem (3.1)'e göre iki doğrultuda çalışan döşemelerin minimum kalınlık tahkiki.

Döşeme	L_u (cm)	L_k (cm)	m	L_{kn} (cm)	α_s	h_f (cm)
D01	600	500	1,2	460	0,46	12,88
D02	700	600	1,17	560	0,73	14,24
D03	500	500	1	460	1	9,86
D04	700	500	1,4	460	1	11,78
D05	800	500	1,6	460	1	12,55
D07	800	600	1,33	560	0,71	15,33

Tablo 3.5'te iki doğrultuda çalışan döşemeler için **Tablo 3.2'**de yer alan oranlara göre sehim hesabı gerektirmeyen kalınlık hesapları yapılmıştır.

Tablo 3.5: İki doğrultuda çalışan döşemeler için sehim hesabı gerektirmeyen kalınlık tahkiki.

Döşeme	L_u (cm)	L_k (cm)	Açıklık türü	Hesap	h_f (cm)	Esas h_f (cm)
D01	600	500	Kenar açıklık	$\frac{500}{30}$	16,67	20
D02	700	600	Kenar açıklık	$\frac{600}{30}$	20	
D03	500	500	İç açıklık	$\frac{500}{35}$	14,29	
D04	700	500	İç açıklık	$\frac{500}{35}$	14,29	
D05	800	500	İç açıklık	$\frac{500}{35}$	14,29	
D07	800	600	Kenar açıklık	$\frac{600}{30}$	20	

Döşeme kalınlıklarının aynı olması bakımından D02 ve D07 döşemelerinin sehim hesabı gerektirmeyen kalınlıkları tüm döşemelerde uygulanmıştır. Böylelikle, döşeme kalınlık tahkikleri sonucunda tüm döşeme kalınlıkları 20 cm olarak belirlenmiştir.

3.4. Kiriş Ön boyutlandırma

Yapıda kirişler için ön boyutlandırma yapılırken TS500 yönetmeliği göz önüne alınarak **Tablo 3.6'**da yer alan Yükseklik/Açıklık oranları kullanılmıştır. Kenar

akslarda maksimum açıklık 600 cm, iç akslardaki maksimum açıklık ise 800 cm'dir. Aynı zamanda TS500 yönetmeliğinde kiriş yüksekliğinin 30 cm'den küçük ve döşeme kalınlığının 3 katından daha küçük olamayacağı, kiriş gövde genişliğinin ise 20 cm'den az olamayacağı belirtilmektedir. TBDY-2018'de ise süneklik düzeyi yüksek (SDY) kirişler için kiriş gövde genişliğinin en az 25 cm olması gerektiği belirtilmektedir.

Tablo 3.6: Kirişlerde sehim hesabı gerektirmeyen (Yükseklik/Açıklık) oranları.

Eleman	Basit mesnet	Kenar açıklık	İç açıklık	Konsol
Kiriş	1/10	1/12	1/15	1/5

Kenar akslardaki maksimum kiriş açıklığı için kiriş yüksekliği hesabı;

$$h_k = \frac{600}{12} = 50 \text{ cm}$$

İç akslardaki maksimum kiriş açıklığı için kiriş yüksekliği hesabı;

$$h_k = \frac{800}{15} = 53,33 \text{ cm}$$

Kiriş yüksekliği için döşeme kalınlığı şartı;

$$h_f = 20 \text{ cm}$$

$$h_k \geq 20 \times 3 = 60 \text{ cm}$$

Yukarıdaki hesaplar göz önüne alınarak kiriş yüksekliği 60 cm, kiriş gövde genişliği ise 40 cm seçilmiştir. Kiriş hesaplarının tablalı kiriş olarak yapılması daha uygun görüldüğü için modelleme aşamasında kiriş tabla genişlikleri hesaplanacaktır. Yapı analizi ve kiriş elemanların donatı hesapları tablalı kiriş kesitleri göz önüne alınarak gerçekleştirilecektir.

3.5. Yapının ETABS ile Modellenmesi

Yapı modellemesi ve yapının doğrusal analizlerinde Computers and Structures, Inc. (CSI) tarafından geliştirilen bir sonlu elemanlar analiz programı olan Extended Three-dimensional Analysis of Building Systems (ETABS) v18 yazılımı kullanılmıştır [CSI, 2019]. ETABS yazılımı dünya genelinde kabul görmüş yapı analiz programlarından birisidir. Örnek vermek gerekirse, dünyanın en yüksek yapısı olarak bilinen ve 163 kat ile 828 metre yüksekliğe sahip Burj Khalifa gökdeleninin matematiksel modellemesi ve analizlerinde ETABS programı kullanılmıştır [Baker vd., 2007].

Bu başlık altında 20 katlı betonarme yapının ETABS programı ile matematiksel modeli oluşturulacaktır. Doğrusal analiz için gerekli olan parametreler ve analiz aşamaları sırasıyla incelenecektir.

3.5.1. Yapı Akslarının Oluşturulması

Yapı modellemesinde ilk aşama, yapıya ait aksların analiz programında tanımlanmasıdır. Analiz modeli oluşturulacak yapı X yönünde 29 metre uzunluğa sahip ve altı akstan oluşmaktadır. Yapı, Y yönünde ise 30 metre uzunluğa sahip olmakla birlikte sekiz akstan oluşmaktadır. Y yönünde sahip olunan sekiz akstan iki tanesi U perdelerin uçlarında bulunan kirişler için oluşturulmuştur. Şekil 3.5'te görüldüğü üzere ETABS programında yapıya ait X ve Y yönlerindeki akslar tanımlanmıştır.

Grid System Data

Grid System Name: G1

System Origin: Global X: 0 m, Global Y: 0 m, Rotation: 0 deg

Story Range Option: ☒ Default - All Stories, ☐ User Specified

Click to Modify/Show: Reference Points..., Reference Planes...

Options: Bubble Size: 1.25 m, Grid Color: [Color Selection]

Rectangular Grids: ☒ Display Grid Data as Ordinates, ☐ Display Grid Data as Spacing

Quick Start New Rectangular Grids...

X Grid Data:

Grid ID	X Ordinate (m)	Visible	Bubble Loc
A	0	Yes	End
B	6	Yes	End
C	11	Yes	End
D	18	Yes	End
E	23	Yes	End
F	29	Yes	End

Y Grid Data:

Grid ID	Y Ordinate (m)	Visible	Bubble Loc
3	11	Yes	Start
4	14	Yes	Start
5	16	Yes	Start
6	19	Yes	Start
7	24	Yes	Start
8	30	Yes	Start

Şekil 3.5: Yapı ait aksların tanımlanması.

3.5.2. Malzeme Modellerinin Tanımlanması

TS500’de yer alan Çizelge 3.2’ye göre C45 beton sınıfına karşılık gelen 28 günlük elastisite modülü (E_c) değeri 36000 MPa olmaktadır. TS ISO 9194-1997’e göre betonarme betonu için yoğunluğun 2500 kg/m^3 olarak hesaplara dahil edilmesi uygun görülmektedir [TS ISO 9194, 1997]. Proje yük hesaplarında betonarme betonu için tasarım yükü değerinin 25 kN/m^3 olarak dikkate alınmıştır. Beton malzemesine ait malzeme özellikleri ETABS programında Şekil 3.6’da görüldüğü gibi tanımlanmıştır.

Material Property Data	
General Data	
Material Name	C45
Material Type	Concrete
Directional Symmetry Type	Isotropic
Material Display Color	Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...
Material Weight and Mass	
☒ Specify Weight Density	☐ Specify Mass Density
Weight per Unit Volume	25 kN/m³
Mass per Unit Volume	2.54929 kN-s²/m⁴
Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	36000000 kN/m²

Şekil 3.6: Beton malzeme özellikleri.

TS500 Bölüm 3.2’de donatı çeliği için elastisite modülü değeri 2×10^5 MPa olarak verilmiştir. TBDY-2018’de betonarme elemanlar için çelik akma dayanımı en az 420 MPa olacak şekilde S420/B420C/B500C nervürlü donatı çeliklerinin kullanılması uygun görülmüştür. Bu sebeple, Şekil 3.7’de görüldüğü üzere çelik akma dayanımı 420 MPa olarak tanımlanmıştır.

Material Property Data	
General Data	
Material Name	S420
Material Type	Rebar
Directional Symmetry Type	Uniaxial
Material Display Color	Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...
Material Weight and Mass	
☒ Specify Weight Density	☐ Specify Mass Density
Weight per Unit Volume	0 kN/m³
Mass per Unit Volume	0 kN-s²/m⁴
Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	200000000 kN/m²

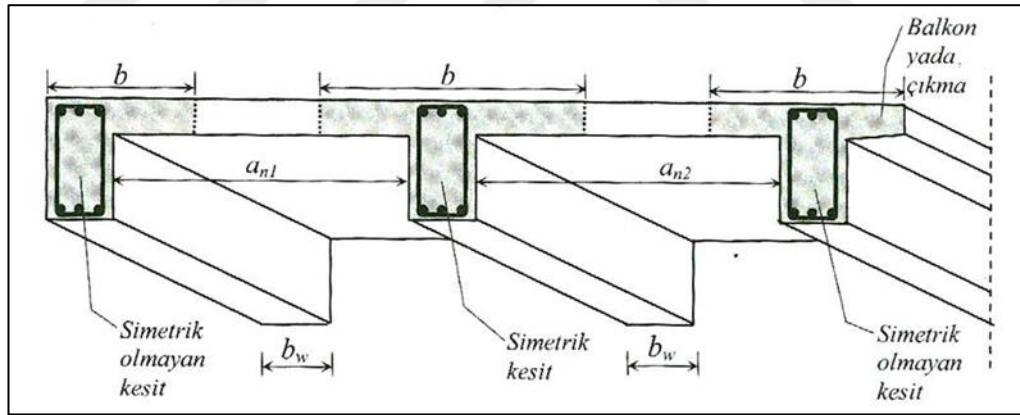
Şekil 3.7: Çelik malzeme özellikleri.

3.5.3. Elemanların Modellenmesi

Yapının taşıyıcı sistemi betonarme elemanlardan oluşmaktadır. Buna karşılık taşıyıcı sistem elemanları kiriş, kolon, perde ve döşemelerdir. TBDY-2018 Bölüm 4.5'te yer alan doğrusal hesap için modelleme kurallarına göre taşıyıcı sisteme ait betonarme elemanlar ETABS programında modellenmiştir. Modelleme kurallarında bahsedildiği şekliyle kiriş ve kolonlar çerçeve (çubuk), perdeler ise kabuk sonlu elemanlar olarak modellenmiştir. Doğrusal hesap için yapılan hesaplamalarda elemanların etkin kesit rijitlikleri **Tablo 2.10**'a göre belirlenmiştir.

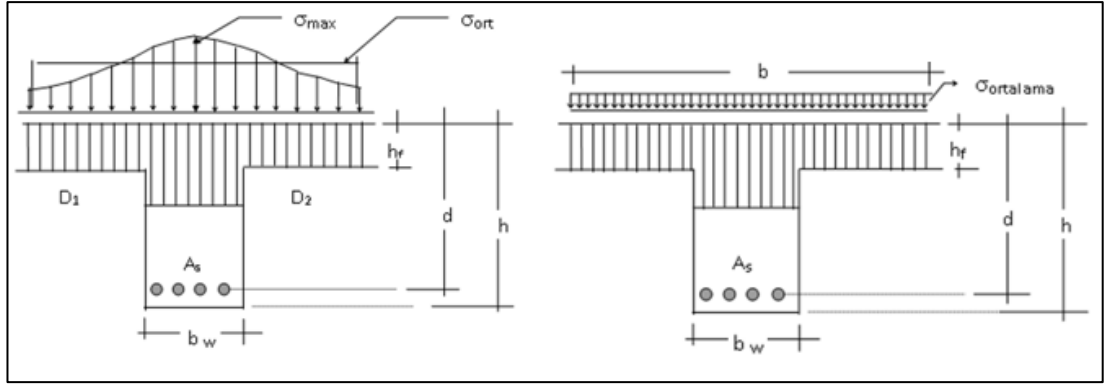
3.5.3.1. Kirişlerin Modellenmesi

Kirişli döşemelerde, kiriş ve döşemelerin donatıları uygun bir biçimde yerleştirildikten sonra beton dökümü ortak şekilde gerçekleştirilir. Bu sebeple betonarme kiriş ve döşemeler birlikte çalışmakta ve döşeme yükleri kirişlere aktarılmaktadır. **Şekil 3.8**'de simetrik ve simetrik olmayan tablalı kesit örnekleri gösterilmektedir.



Şekil 3.8: Simetrik ve simetrik olmayan tablalı kiriş kesiti örnekleri.

Kirişli döşemelerde, beton basınç gerilmeleri kiriş gövdesi boyunca en yüksek değere sahip olup döşemelerde azalarak devam etmektedir (**Şekil 3.9**). Beton basınç bölgesinin bu şekilde düzensiz dağılması betonarme hesaplarda karmaşık işlemlere sebebiyet vermektedir. Bu nedenle beton basınç bölgesinin üniform biçimde dağıldığı varsayılır ve bu dağılım boyunca olan uzunluk etkili tabla genişliği olarak adlandırılır [Altundal, 2015].



Şekil 3.9: Tablalı kesitte beton basınç bölgesi gösterimi.

Simetrik tablalı kesitler için etkili tabla genişliği denklem (3.2)'de yer alan formülasyon kullanılarak hesaplanmaktadır.

$$\begin{aligned}
 b &= b_w + 0,2l_p \\
 b &\leq b_w + 12h_f \\
 b &\leq b_w + \frac{a_{n1} + a_{n2}}{2}
 \end{aligned}
 \tag{3.2}$$

Asimetrik tablalı kesitler için etkili tabla genişliği denklem (3.3) ile hesaplanmaktadır.

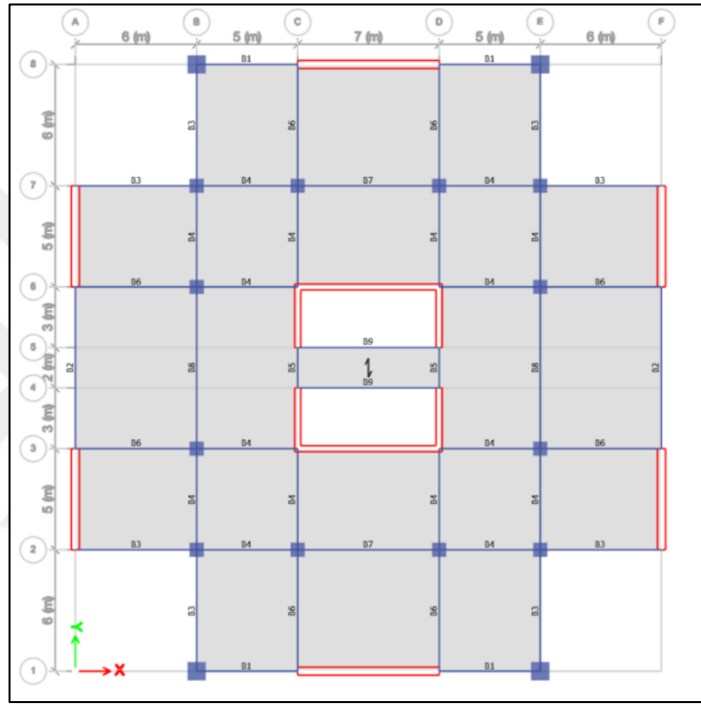
$$\begin{aligned}
 b &= b_1 + 0,1l_p \\
 b &\leq b_1 + 6h_f \\
 b &\leq b_1 + \frac{a_n}{2}
 \end{aligned}
 \tag{3.3}$$

Burada l_p kirişlerin iki moment sıfır noktası arasındaki yaklaşık mesafedir. h_f uzunluğu döşeme kalınlığı, a_n ise simetrik kesitler için kirişlerin iç yüzünden iç yüzüne komşu serbest açıklıkların ortalaması, asimetrik kesitler için komşu serbest açıklığın yarısı olarak ele alınmaktadır. **Tablo 3.7'**de l_p uzunluklarının hesaplanabilmesi için katsayılar verilmiştir.

Tablo 3.7: Kirişlerde moment sıfır noktaları arasındaki mesafeler.

Kiriş tipi	l_p uzunluğu
Tek açıklıklı basit mesnetli kiriş	L
Sürekli kiriş kenar açıklık	0,8L
Sürekli kiriş iç açıklık	0,6L
Konsol kiriş	1,5L

Yapıya ait aks açıklıkları dikkate alındığında dokuz farklı kiriş tipi elde edilmiştir. Her bir kiriş tipi için etkili tabla genişliği belirlenmiştir. Buna ilaveten döşeme ağırlıkları döşeme modellemesinde dikkate alınacağı için tablalı kirişlerde tekrar döşeme ağırlıklarını dikkate almak yapıya ekstra yük getirecektir, bu yüzden kiriş ağırlıklarında tabla bölgesi dikkate alınmadan ağırlık oranları elde edilmiştir. **Şekil 3.10**'da yapıya ait kat planı üzerinde kiriş tiplerinin isimlendirmeleri görülmektedir. **Tablo 3.8**'de ise kirişlerin etkili tabla genişliği ve etkili alanları hesaplanmıştır.



Şekil 3.10: Kiriş tipleri.

Tablo 3.8: Kiriş etkili tabla genişlikleri ve etkili alanları.

Kiriş tipi	Simetri durumu	Açıklık (L) (m)	Etkili tabla genişliği (b) (m)	Etkili alan oranı
B1	Yok	5	0,70	0,5333
B2	Yok	8	0,88	0,4762
B3	Yok	6	0,76	0,5128
B4	Var	5	1	0,4444
B5	Var	2	0,64	0,5556
B6	Var	6	1,12	0,4167
B7	Var	7	1,24	0,3922
B8	Var	8	1,36	0,3704
B9	Yok	7	0,82	0,4938

TBDY-2018 Bölüm 4.5'e göre doğrusal hesap yapılırken betonarme kiriş elemanların çubuk (frame) eleman olarak modellenmesi uygun görülmüştür. Bu doğrultuda çubuk eleman olarak tanımlanan B3 kirişinin kesit özellikleri **Şekil 3.11**'de görülmektedir.

Şekil 3.11: B3 kiriş kesitinin özellikleri.

Çerçeve kirişlerinin etkin kesit rijitlikleri hesaplanırken **Tablo 2.10**'da verilen değerlere göre eğilme çarpanı 0,35; kesme çarpanı ise 1 olarak dikkate alınmaktadır. **Şekil 3.12**'de B3 kirişinin rijitlik çarpanları tanımlanmıştır ve eğilme parametresi olarak atalet momenti faktörü 0,35 olarak göz önüne alınmıştır. Kiriş ağırlığı, **Tablo 3.8**'de hesaplanan değerlere göre 0,5128 çarpanı ile azaltılmıştır.

Şekil 3.12: B3 kiriş kesitine ait etkin kesit rijitlikleri ve kütle oranı.

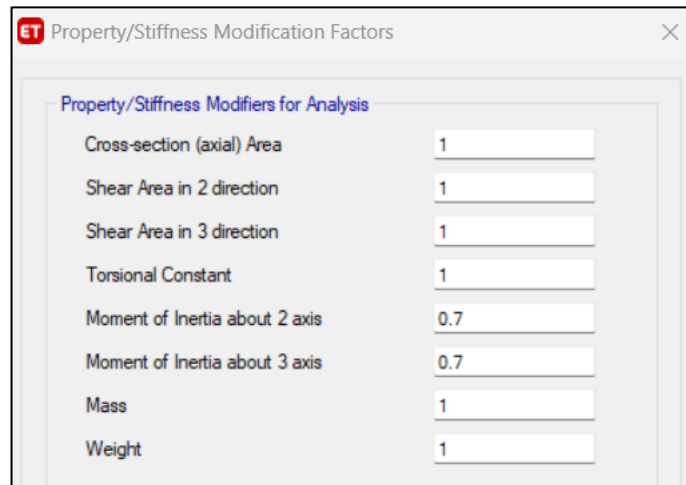
3.5.3.2. Kolonların Modellenmesi

Yapının her bir katında dört adet dış aks kolonu ve 12 adet iç aks kolonu toplamda 16 adet kolon bulunmaktadır. Bu kolonların boyutları her beş katta bir azalarak devam etmektedir. Bunun sonucunda dört adet iç aks kolonu ve dört adet dış aks kolonu olmak üzere yapının tamamında sekiz farklı kolon tipi bulunmaktadır. 20 katlı betonarme yapının toplam kolon adeti 320'dir.

TBDY-2018 Bölüm 4.5 göz önüne alındığında doğrusal hesap yapılırken kolon elemanların çerçeve (çubuk) sonlu eleman olarak modellenmesi uygun görülmektedir. Betonarme kolonların etkin kesit rijitliği çarpanı **Tablo 2.10'**da verilen değerlere göre eğilme için 0,70; kesme için ise 1 olarak verilmiştir. **Şekil 3.13** ve **Şekil 3.14'**te kolon elemanın ve etkin kesit rijitliği çarpanlarının programa tanımlanması görülmektedir.



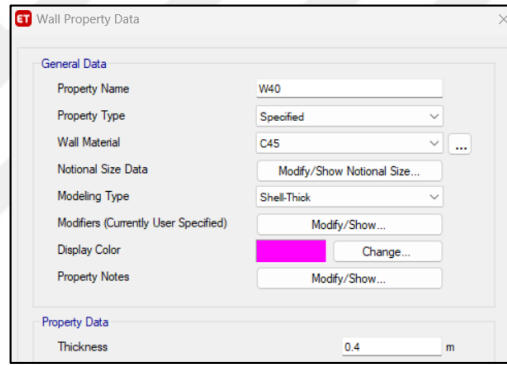
Şekil 3.13: Zemin kat dış aks kolon kesiti ve özellikleri.



Şekil 3.14: Kolonlara ait etkin kesit rijitlikleri.

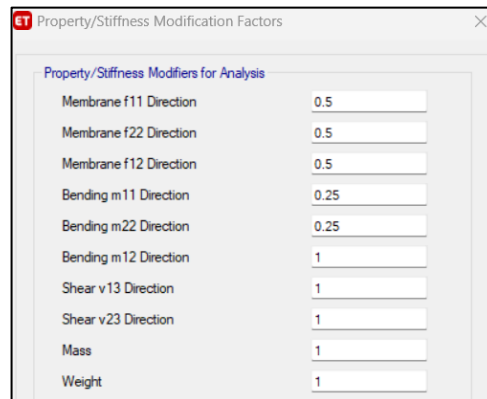
3.5.3.3. Perdelerin Modellenmesi

Betonarme perdelerin modellenmesi karmaşık bir problem olmakla birlikte sıklıkla hata yapılan bir konudur. Yapının analiz ve tasarım süreçlerinde betonarme perdenin modelleme tipi, etkin kesit rijitlikleri, mesh aralıkları gibi detayların tanımlanması derin teknik bilgi gerektirmektedir. Modeli oluşturulan yapıda çekirdekte bulunmak üzere iki adet U perde ve dış akslarda altı adet düz betonarme perde duvar bulunmaktadır. Tüm perdelerin kalınlık değeri 40 cm'dir. **Şekil 3.15**'te perde modellemesine ait detaylar görülmektedir. Perde modellemesinde “Shell-Thick” yaklaşımı seçilerek Uflyand-Mindlin plaka teorisi uygulanmıştır. Uflyand-Mindlin plaka teorisi, “Shell-Thin” yani Kirchhoff–Love plaka teorisine ek olarak kayma deformasyonunu da dikkate alan bir yaklaşımdır.



Şekil 3.15: Perde duvarların özellikleri.

Betonarme perde duvarların etkin kesit rijitlikleri için **Tablo 2.10**'da verildiği biçimde **Şekil 3.16**'da tanımlanmıştır.



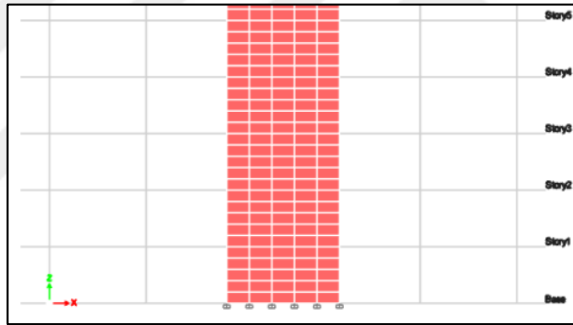
Şekil 3.16: Perde duvarların etkin kesit rijitlikleri.

Şekil 3.16’da yer alan eksen ifadeleri,

- Membrane f11: 1 eksenindeki düzlem içi eksenel rijitlik,
- Membrane f22: 2 eksenindeki düzlem içi eksenel rijitlik,
- Membrane f12: 1-2 düzlem içi kayma rijitliği,
- Bending m11 : 1 eksen etrafında düzlem dışı eğilme rijitliği,
- Bending m22 : 2 eksen etrafında düzlem dışı eğilme rijitliği,

şeklinde özetlenebilir.

Modelleme sürecinde perde gibi büyük elemanların daha hassas sonuçlar elde edilebilmesi için sonlu elemanlara bölünmesi uygun görülmektedir. Şekil 3.17’de perde elemanlar için oluşturulan sonlu elemanlar ağı için bir örnek görülmektedir. Bu yapıda her bir perde elemanının 5x5 şeklinde 25 adet sonlu elemana bölünmesinin uygun olacağı düşünülmüştür.



Şekil 3.17: Perdeler için sonlu eleman ağı oluşturulması.

3.5.3.4. Döşemelerin Modellenmesi

Döşemeler, yapıya etkiyen sismik kuvvetleri yüksek düzlem içi rijitlikleri yardımıyla düşey taşıyıcı elemanlara aktaran ve bu kuvvetlerin eleman rijitlikleri oranında dağıtılmasını sağlayan yatay taşıyıcı sistem elemanlarıdır.

ETABS programında döşeme modellemesi için farklı yaklaşımlar bulunmaktadır. Bunlardan birisi, döşemelerin levha (membran) olarak modellenmesidir. Membran olarak modellenen döşemelerin düzlem dışı rijitlikleri bulunmamakla birlikte üzerinde bulunan yükleri direkt olarak çerçeve ve perde duvarlara aktarmaktadır. Membran döşemeler, yük aktarımı yaptıkları için sonlu eleman ağı oluşturulmasına gerek olmamaktadır. Şekil 3.18’de tanımlanan döşeme elemanlarının özellikleri görülmektedir.

Şekil 3.18: Döşeme özellikleri.

Tablo 2.10'da verildiği şekliyle döşeme elemanları için etkin kesit rijitlikleri perde elemanlara benzer şekilde tanımlanmaktadır, fakat rijitlik çarpanları farklılık göstermektedir. **Şekil 3.19'**da döşeme elemanları için tanımlanan rijitlik çarpanları görülmektedir.

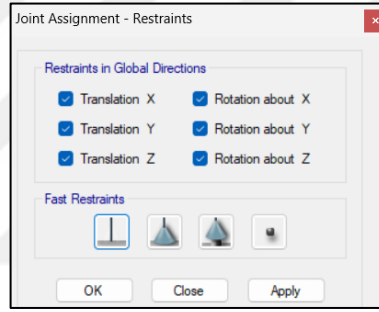
Property/Stiffness Modifiers for Analysis	Value
Membrane f11 Direction	0.25
Membrane f22 Direction	0.25
Membrane f12 Direction	0.25
Bending m11 Direction	0.25
Bending m22 Direction	0.25
Bending m12 Direction	1
Shear v13 Direction	1
Shear v23 Direction	1
Mass	1
Weight	1

Şekil 3.19: Döşeme etkin kesit rijitlikleri.

Döşemelerin A2 ve A3 türü düzensizliklere sahip olması durumunda rijit diyafram olarak tanımlanması uygun görülmemektedir. Modellenen yapının plan boyutlarından dolayı A3 düzensizliğine sahip olduğu ve bu sebeple döşemelerin yarı rijit diyafram olarak modellenmesi gerekmektedir. Yarı rijit diyafram modeli, gerçek döşeme davranışını daha hassas bir şekilde yansıtmaktadır.

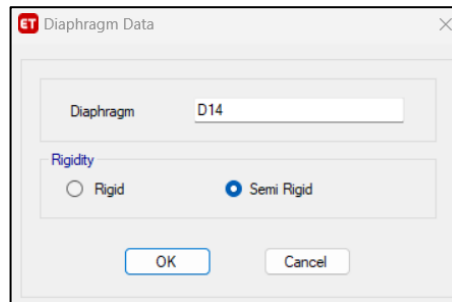
3.5.3.5. Mesnetler ve Döşeme Diyafram Tanımlamaları

Bir noktanın üç boyutlu uzayda altı serbestlik derecesi bulunmaktadır. Başka bir deyişle, yapıda bulunan her bir düğüm noktasının altı doğrultuda hareket edebilme potansiyeli vardır. Yapının taşıyıcı sistemi yapı temeli aracılığıyla zeminle bağlantı oluşturmaktadır. Bu sebeple yapı temelinde bulunan düğüm noktaları relatif olarak hareketsizdir ve ankastre mesnet olarak davranış göstermektedir. Zemindeki düğüm noktalarının altı yönde engellenen hareketinden dolayı bu düğüm noktalarında mesnet tepkileri meydana gelmektedir. **Şekil 3.20**'de yapının tabanında bulunan düğüm noktaları için tanımlanan mesnet şekli görülmektedir. Bu tanımlama yalnızca kolon tabanı için değil, aynı zamanda perdelerde oluşturulan sonlu eleman ağından dolayı meydana gelen yeni düğüm noktaları için de yapılmaktadır.



Şekil 3.20: Mesnetlerin tanımlanması.

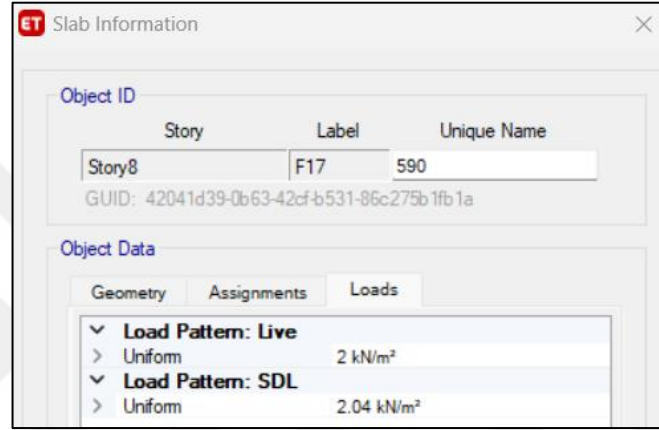
Döşemelerin modellenmesinde düzlem içi şekil değiştirmeyi dikkate alan ve modelleme açısından daha uygun olmakla birlikte daha hassas sonuçlar veren yarı rijit diyafram modeli kullanılmıştır. Yapının planda düzensizlik durumlarından biri olan A3 - Planda Çıkıntılar Bulunması durumundan dolayı bu yaklaşım tercih edilmiştir. **Şekil 3.21**'de ETABS programında yapılan yarı rijit diyafram atanması görülmektedir.



Şekil 3.21: Döşemelerde yarı rijit diyafram atanması.

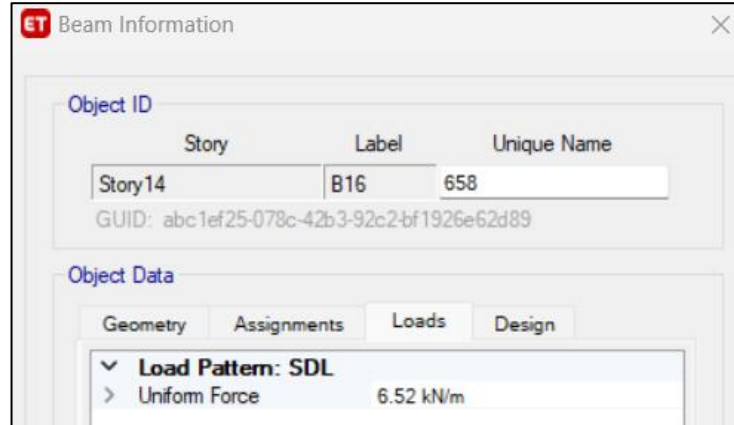
3.5.4. Düşey Yüklerin Tanımlanması ve Atanması

Yapıya ait düşey yükler; yapının kendi ağırlığı, döşeme üzerindeki malzemelerin ağırlığı, TS498’de belirlenen hareketli yükler, kirişlerin üzerindeki duvarların ağırlığı olarak söylenebilir. Bunlara ilave olarak, çatı katında döşeme üzerinde kar yükü bulunmaktadır. **Şekil 3.22**’de ETABS programından örnek olarak bir döşemenin kendi ağırlığı haricindeki yükleri görülmektedir. Döşemeler membran eleman olarak tanımlandığı için bu yüklemeler yatay yük taşıyıcı sisteme aktarılmaktadır.



Şekil 3.22: Döşemeye ait yüklemeler.

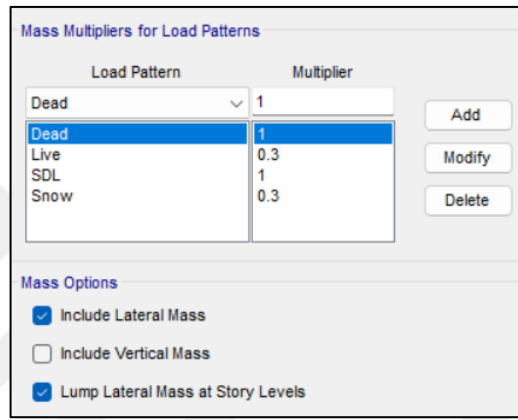
Kirişler üzerinde sıvalı duvar ağırlığı yer almaktadır. Dış aks duvarları için yükler 6,52 kN/m, iç aks duvarları için ise 5,89 kN/m olarak belirlenmiştir; ancak perde elemanların uçlarında yer alan kirişlerde herhangi bir duvar yüklemesi bulunmamaktadır.



Şekil 3.23: Kiriş üzerindeki duvar yüklemesi.

3.5.5. Modal Analiz ve Modal Parametreler

Kütlelerin modellenmesinde sonlu elemanlara ait yayılı kütleler, bileşke olacak şekilde sonlu elemanların düğüm noktalarında tekil kütle olarak tanımlanır. Hareketli yükler, modal analiz aşamasında hareketli yük kütle katılım katsayısı (n) ile çarpılarak dikkate alınır. Hareketli yük kütle katılım katsayısı (n), konut yapıları için 0,30 olarak kullanılmaktadır. Aynı zamanda, yönetmelik gereği çatı katında bulunan kar yüklerinin %30'unun dikkate alınması gerektiği belirtilmektedir. **Şekil 3.24**'te modal analiz için yapılan yük tanımlamaları görülmektedir.



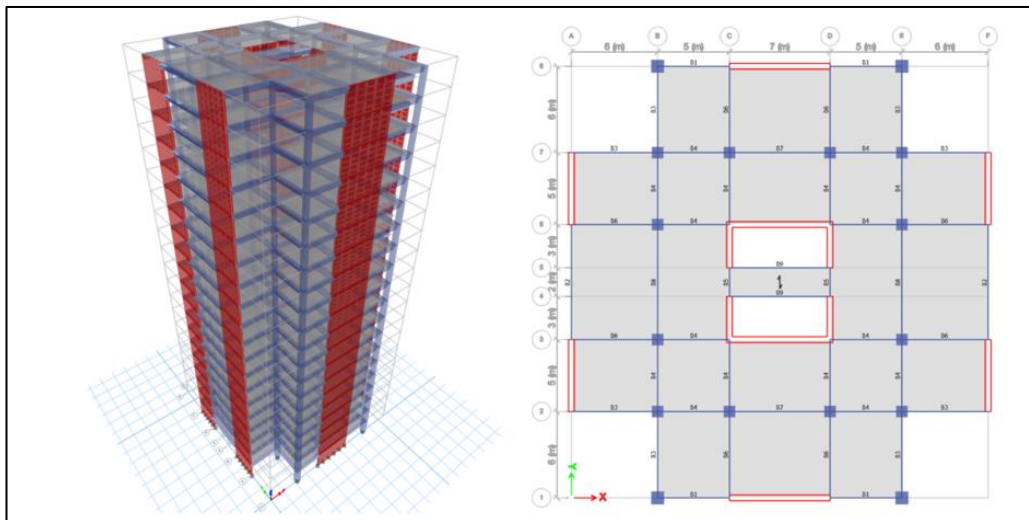
Load Pattern	Multiplier
Dead	1
Live	0.3
SDL	1
Snow	0.3

Mass Options

- ☒ Include Lateral Mass
- ☐ Include Vertical Mass
- ☒ Lump Lateral Mass at Story Levels

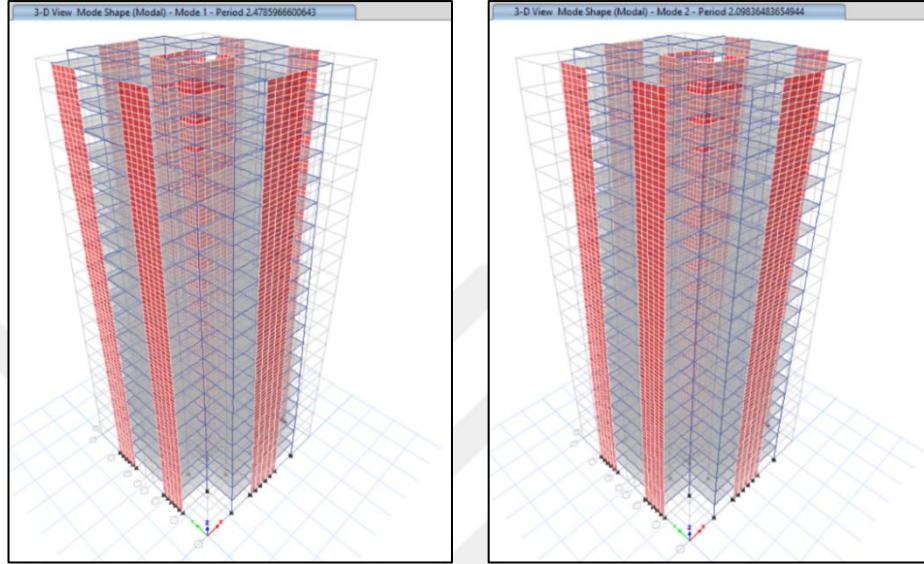
Şekil 3.24: Modal analiz için yüklemeler.

Modal analiz yüklemesiyle birlikte yapının üç boyutlu sonlu elemanlar modeli tamamlanmıştır. **Şekil 3.25**'te yapının üç boyutlu görseli ve kat planı yer almaktadır.



Şekil 3.25: ETABS programında yapının üç boyutlu görseli ve kat planı.

Modal analiz sonucunda yapı karakteristiğini önemli ölçüde yansıtan modal parametreler belirlenmiştir. **Şekil 3.26**'da yapının 1. ve 2. mod şekilleri görülmektedir. Burada 1. mod şekli 2,479 saniyelik periyot ile Y yönündeki hakim yapı davranışını, 2. mod şekli ise 2,098 saniyelik periyot ile X yönündeki hakim yapı davranışını temsil etmektedir.



Şekil 3.26: X ve Y yönlerindeki hakim mod şekilleri.

TBDY-2018 Bölüm 4.7.3'te binanın hakim doğal titreşim periyodunun belirlenmesine yönelik bazı koşullar sunulmuştur. Yapının hakim doğal titreşim periyodunun, ampirik hakim doğal titreşim periyodu T_{pA} 'nın 1,4 katından büyük olamayacağı belirtilmiştir. Denklem (3.4)'te T_{pA} değerinin hesaplanabileceği bağıntı görülmektedir.

$$T_{pA} = C_t H_N^{3/4} \quad (3.4)$$

Yapının taşıyıcı sistemi betonarme perde-çerçeve sistemden oluştuğu için burada C_t değeri 0,07 olarak göz önüne alınmıştır. Yapı yüksekliği de 70 metre olarak verilen formülde yerine konulduğunda, T_{pA} değeri;

$$T_{pA} = 0,07 \times 70^{3/4}$$

$$T_{pA} = 1,694 \text{ saniye}$$

$$1,4T_{pA} = 2,37 \text{ saniye}$$

olarak hesaplanır.

Tablo 3.9: Yapı periyot değerleri ve modal kütle katılım oranları.

Mod No	Periyot (s)	X yönündeki toplam kütle katılım oranı	Y yönündeki toplam kütle katılım oranı	Burulma yönünde toplam kütle katılım oranı
1	2,479	0	0,7098	0
2	2,098	0,6757	0,7098	0
3	1,908	0,6757	0,7098	0,6972
4	0,71	0,6757	0,8455	0,6972
5	0,526	0,8435	0,8455	0,6972
6	0,521	0,8435	0,8455	0,8387
7	0,337	0,8435	0,9009	0,8387
8	0,236	0,8435	0,9009	0,9
9	0,232	0,9092	0,9009	0,9
10	0,2	0,9092	0,9323	0,9
11	0,139	0,9428	0,9323	0,9
12	0,137	0,9428	0,9323	0,9335
13	0,137	0,9428	0,9515	0,9335
14	0,103	0,9428	0,9642	0,9335
15	0,098	0,9615	0,9642	0,9335
...	...	...		...
...	...	...	...	...
50	0,045	0,9909	0,9897	0,9814
51	0,045	0,9909	0,9897	0,9814
52	0,044	0,9909	0,991	0,9814
53	0,044	0,9909	0,991	0,9814
54	0,043	0,992	0,991	0,9814
55	0,043	0,992	0,991	0,9819
56	0,043	0,992	0,991	0,9848
57	0,043	0,992	0,991	0,9849
58	0,042	0,992	0,991	0,9849
59	0,042	0,992	0,9922	0,9849
60	0,042	0,9929	0,9922	0,9849

Yapının Y yönündeki hakim periyodu 2,479 saniye olmasına rağmen, yönetmelik koşulları gereği Y yönündeki periyot değeri 2,37 saniye, X yönündeki periyot değeri de 2,1 saniye olarak uygulanacaktır. Döşeme davranışı yarı rijit diyafram olarak tanımlandığından dolayı her bir kat için fazlaca serbestlik derecesi bulunmaktadır. Bu doğrultuda 20 katlı yapı için ilk 60 adet mod şeklinin sahip olduğu kütle katılım oranları **Tablo 3.9**'da incelenmiştir. TBDY-2018'de Modal Hesap Yöntemleri için belirtilen şartlarda yeterli titreşim modu sayısı için modal etkin kütlelerin, binanın toplam kütlelerine oranı 0,95'ten büyük olmalıdır. **Tablo 3.9** göz önüne alındığında 15. moddan itibaren yeterli titreşim modu sayısına ulaşıldığı görülmektedir.

3.5.6. Sismik Parametrelerin Belirlenmesi

Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı (AFAD) tarafından etkileşimli bir internet uygulaması olarak sunulan Türkiye Deprem Tehlike Haritaları (TDTH), ülkemizin deprem tehlikesinin tespit edilmesi ve TBDY-2018 ile birlikte deprem riskinin azaltılmasına yönelik çalışmalarda aktif şekilde kullanılması amacıyla oluşturulmuş ve yürürlüğe girmiştir [AFAD, 2018].

Türkiye Deprem Tehlike Haritaları üzerinden yapının lokasyonuna ait belirli deprem düzeylerine (DD-2 ve DD-3) ait spektral ivme katsayıları elde edildi. DD-2 deprem düzeyi için belirlenen parametreler yapının analiz ve tasarım aşamasında göz önüne alınan ve seçimi düzgün yapılması gereken faktörlerdir. DD-3 deprem düzeyine ait sismik parametreler ise yapının görelî kat ötelemelerinin kontrolünde dikkate alınmaktadır. Bu bölümde, çalışmanın ikinci bölümünde verilen tanımlamalar kapsamında yapının analiz aşamalarında kullanılacak katsayılar ve diğer sınıflandırmalar belirlendi. Belirlenen bu etkenler **Tablo 3.10**'da görülmektedir.

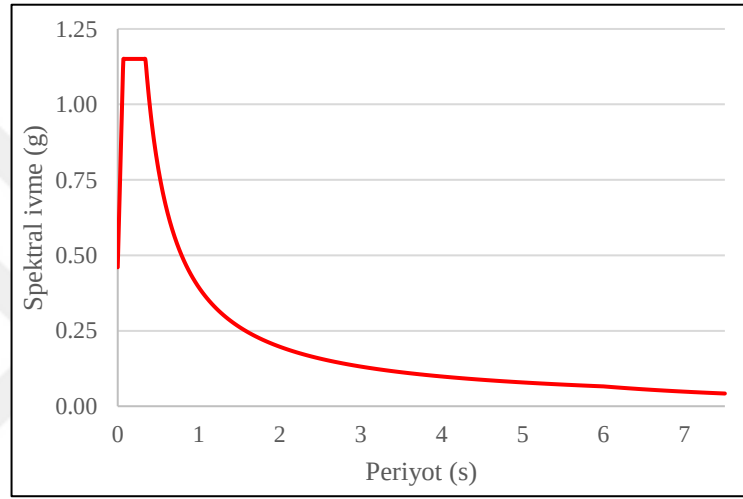
Tablo 3.10: Yapıya ait sismik parametreler.

Enlem ve Boylam	40.988229°, 29.051665°
S_s (DD-2)	0,959
S_1 (DD-2)	0,263
S_s (DD-3)	0,387
S_1 (DD-3)	0,105
Yerel Zemin Sınıfı	ZC
Bina Kullanım Sınıfı (BKS)	3 (Konut)
Bina Önem Katsayısı (I)	1
Deprem Tasarım Sınıfı (DTS)	1
Bina Yükseklik Sınıfı (BYS)	2 (70 metre)

Bölüm 2.5.3'te yapılan tanımlamalara göre, yapının analiz aşamasında Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'nin uygulanamayacağı ve hesap yöntemi olarak Modal Hesap Yöntemleri'nden birisinin kullanılması gerektiği belirtilmektedir. Bu çalışmada, modal hesap yöntemi olarak Mod Birleştirme Yöntemi tercih edilmiştir.

3.5.7. Deprem Yükleri ve Kombinasyonların Oluşturulması

Çalışmanın bu aşamasında Bölüm 2.2’de detaylarıyla tanımlanan deprem yer hareketi spektrumları, tasarım deprem yer hareketi düzeyi olan DD-2 için tanımlanacaktır. TDTH uygulamasından %5 sönüm oranı için elde edilen harita spektral ivme katsayıları (bkz. **Tablo 3.10**) kullanılarak tasarım aşamasında dikkate alınacak spektrum grafikleri elde edilmiştir. **Şekil 3.27**’de TBDY-2018’e göre DD-2 deprem düzeyi için elde edilen yatay elastik tasarım ivme spektrumu yer almaktadır.



Şekil 3.27: Yatay elastik tasarım spektrumu.

Yapının X ve Y yönünde deprem etkileri, moment aktaran süneklik düzeyi yüksek betonarme çerçeveler ve boşluksuz perdeler tarafından karşılanmaktadır. Bu sebeple Bölüm 2.5.1’de belirtildiği şekliyle Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı (R) 7 olarak, Dayanım Fazlalığı Katsayısı (D) 2,5 olarak belirlenmiştir. Denklem (2.1) ve (2.3)’te yer alan bağıntılar ile tasarım spektral ivme katsayıları ve spektrum grafiğine ait köşe periyot değerleri aşağıda verilen şekliyle hesaplanmıştır. Sonrasında denklem (3.5)’te verilen bağıntı ile Deprem Yükü Azaltma Katsayısı $R_a(T)$ belirlenmiştir.

Burada,

$$S_{DS} = S_s \times F_s = 0,959 \times 1,2 = 1,151$$

$$S_{D1} = S_1 \times F_1 = 0,263 \times 1,5 = 0,395$$

olarak hesaplanmaktadır.

Köşe periyot değerleri ise,

$$T_A = 0,2 \frac{0,395}{1,151} = 0,0686 \text{ s}$$

$$T_B = \frac{0,395}{1,151} = 0,343 \text{ s}$$

şeklinde hesaplanmıştır. Buradan hareketle yapı periyotlarının T_B 0,343 saniyeden büyük olması koşuluna göre Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı $R_a(T)$ hesaplanmaktadır.

$$\begin{aligned} R_a(T) &= \frac{R}{I} & T > T_B \\ R_a(T) &= D + \left(\frac{R}{I} - D \right) \frac{T}{T_B} & T \leq T_B \end{aligned} \quad (3.5)$$

Burada R değeri 7 ve I değeri 1 olmakla birlikte R_a değeri 7 olarak belirlenmiştir. Denklem (3.6) ile azaltılmış tasarım spektrum ivmesi $S_{aR}(T)$ 'nin nasıl belirleneceği ve ardından X ve Y yönleri için S_{aR} değerinin hesaplanması verilmiştir.

$$S_{aR}(T) = \frac{S_{ae}(T)}{R_a(T)} \quad (3.6)$$

X yönünde periyot değeri 2,1 saniye karşılığı olarak elastik ivme değeri S_{ae} 0,188g, Y yönünde 2,37 saniyelik periyot değerine karşılık S_{ae} 0,166g olarak hesaplandı. Her iki yön için de azaltılmış tasarım spektrum ivmesi S_{aR} hesaplaması şu şekildedir:

$$S_{aR}^x = \frac{0,188}{7} = 0,0268g$$

$$S_{aR}^y = \frac{0,166}{7} = 0,0237g$$

Bu aşamadan sonra düzensizlik ve görelî kat ötelemeleri kontrollerinde kullanılmak üzere eşdeğer deprem yükü yöntemine göre taban kesme kuvveti (V_{tE}) belirlenecektir ve her bir kat için deprem yükleri hesaplanacaktır. Denklem (3.7)'de taban kesme kuvveti hesabı için uygulanması gereken formülasyon verilmiştir.

$$V_{tE}^{(X)} = m_t S_{aR}(T_p^{(X)}) \geq 0.04 m_t I S_{DS} g \quad (3.7)$$

Taban kesme kuvveti hesabında kullanılmak üzere ETABS programından yapı ağırlığı 21038,92 ton olarak elde edilmiştir. Denklem (3.7)'de görüldüğü gibi taban kesme kuvveti bir minimum değere sahiptir, bu minimum taban kesme kuvveti aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır.

$$V_{tE}^{\min} = 0,04 \times 21038,92 \times 1 \times 1,151 \times 9,81 = 9500,63 \text{ kN}$$

Bu hesaba göre taban kesme kuvvetinin minimum değeri 9500,63 kN olmalıdır. Tasarım spektrumuna göre ise X ve Y yönlerindeki taban kesme kuvvetleri şu şekildedir:

$$V_{tE}^{(X)} = 21038,92 \times 0,0268 \times 9,81 = 5531,30 \text{ kN}$$

$$V_{tE}^{(Y)} = 21038,92 \times 0,0237 \times 9,81 = 4907,87 \text{ kN}$$

Minimum taban kesme kuvveti değeri hem X yönü hem de Y yönü için hesaplanan taban kesme kuvveti değerinden yüksektir. Bu sebeple, X ve Y yönlerinde taban kesme kuvveti olarak 9500,63 kN dikkate alınmalıdır. Hesaplanan taban kesme kuvveti denklem (3.8) ile tüm katlara dağıtılmıştır ve her bir kat için hesaplanan kuvvetler ETABS programında yapıya kat seviyelerinde etkitilmiştir.

$$F_{iE}^{(X)} = \left(V_{tE}^{(X)} - \Delta F_{NE}^{(X)} \right) \frac{m_i H_i}{\sum_{j=1}^N m_j H_j} \quad (3.8)$$

Burada ΔF_{NE} ifadesi binanın en üst katına etkiyen ek eşdeğer deprem kuvveti olarak ifade edilmektedir ve denklem (3.9) ile hesaplanmıştır.

$$\Delta F_{NE}^{(X)} = 0.0075 N V_{tE}^{(X)} \quad (3.9)$$

Burada N kat adedidir ve ek eşdeğer deprem yükü değeri şu şekilde hesaplanmıştır:

$$\Delta F_{NE} = 0,0075 \times 20 \times 9500,63 = 1425,09 \text{ kN}$$

Eşdeğer deprem yükü yöntemi yalnızca birtakım düzensizlik koşullarını sağlayan ve bina yükseklik sınıfı için belirli kısıtlamaları karşılayan yapıların deprem hesabında kullanılabilir. Bu çalışmada, deprem hesabının modal hesap yöntemleri ile yapılması

uygun görülmekle birlikte eşdeğer deprem yükü yöntemi yalnızca düzensizlik ve görelî kat ötelemesi kontrollerinde kullanılmıştır. **Tablo 3.11**'de eşdeğer deprem yükü yöntemi ile katlara etkiyen kuvvetler hesaplanmıştır.

Tablo 3.11: Eşdeğer deprem yükü yöntemi ile katlara etkiyen kuvvetler.

Kat No	m_i (ton)	h_i (m)	H_i (m)	$m_i H_i$	$F_i^{(X)}$ (kN)	$F_i^{(Y)}$ (kN)
20	743.01	3.5	70	52010.66	1981.12	1981.12
19	1042.60	3.5	66.5	69333.10	741.21	741.21
18	1042.60	3.5	63	65683.99	702.20	702.20
17	1042.60	3.5	59.5	62034.88	663.19	663.19
16	1042.60	3.5	56	58385.77	624.18	624.18
15	1049.67	3.5	52.5	55107.66	589.13	589.13
14	1057.88	3.5	49	51836.04	554.16	554.16
13	1057.88	3.5	45.5	48133.47	514.58	514.58
12	1057.88	3.5	42	44430.89	474.99	474.99
11	1057.88	3.5	38.5	40728.32	435.41	435.41
10	1066.37	3.5	35	37323.04	399.01	399.01
9	1076.01	3.5	31.5	33894.28	362.35	362.35
8	1076.01	3.5	28	30128.25	322.09	322.09
7	1076.01	3.5	24.5	26362.22	281.83	281.83
6	1076.01	3.5	21	22596.19	241.57	241.57
5	1085.93	3.5	17.5	19003.79	203.16	203.16
4	1096.99	3.5	14	15357.93	164.19	164.19
3	1096.99	3.5	10.5	11518.45	123.14	123.14
2	1096.99	3.5	7	7678.96	82.09	82.09
1	1096.99	3.5	3.5	3839.48	41.05	41.05
Toplam	21038,92	70	-	755387,37	9500,63	9500,63

Tablo 3.11'de hesaplanan kat kuvvetleri ETABS programında aynı şekilde tanımlanmıştır. X ve Y yönlerinde ayrı ayrı tanımlanan bu kuvvetler aynı zamanda %5 ek dış merkezlik de dikkate alınarak yapının iki doğrultusu ve hem pozitif hem de negatif yönlerinde olmak üzere altı farklı yükleme durumu oluşturulmuştur. Bu yükleme durumlarından birisi **Şekil 3.28**'de örnek olarak gösterilmiştir.

Story	Diaphragm	Fx kN	Fy kN	Mz kNm
Story20	D20	1981.1189	0	0
Story19	D19	741.2116	0	0
Story18	D18	702.2004	0	0
Story17	D17	663.1893	0	0
Story16	D16	624.1782	0	0
Story15	D15	589.1333	0	0
Story14	D14	554.1577	0	0
Story13	D13	514.575	0	0
Story12	D12	474.9923	0	0
Story11	D11	435.4097	0	0
Story10	D10	399.0053	0	0
Story9	D9	362.3458	0	0
Story8	D8	322.0887	0	0
Story7	D7	281.8276	0	0
Story6	D6	241.5665	0	0
Story5	D5	203.1617	0	0

Şekil 3.28: Kat kuvvetlerinin ETABS programında tanımlanması.

Yer hareketlerinin ivmeölçerler tarafından kayda geçirilen üç doğrultuda tepkileri meydana gelmektedir. Bu yer hareketi kayıtları yatay iki doğrultunun yanı sıra dikey bir doğrultuyu içerecek şekilde oluşmaktadır. Bu sebeple TBDY-2018’de düşey yöndeki deprem hareketinin dikkate alınmasına yönelik bazı kurallar geliştirilmiştir. Düşey deprem etkisi hesabında düşey elastik tasarım spektrumu kullanılması için aşağıdaki dört durumun meydana gelmesi beklenir:

- Kiriş açıklıklarının 20 metre veya daha fazla olması,
- Konsol elemanların 5 metre veya daha fazla olması,
- Kolonların kirişlere oturması,
- Kolonların eğimli olması,

durumlarını içeren binalarda düşey elastik tasarım spektrumu kullanılarak düşey deprem etkisi hesaplanmalıdır.

Yukarıda bahsedilen koşulları karşılamayan yapılar için düşey deprem etkisinin denklem (3.10)’da verilen bağıntı ile yapılması yeterli olmakla birlikte ekstra bir hesap yapılmasına gerek olmamaktadır.

$$E_d^{(Z)} \approx (2/3) S_{DS} G \quad (3.10)$$

Burada G zati (sabit) yük etkisini ifade etmektedir. S_{DS} ise kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı 1,151 şeklinde hesaplanmıştı. Bu doğrultuda düşey deprem etkisi $E_d^{(Z)}$,

$$E_d^{(Z)} = \frac{2}{3} 1,151 \times G = 0,767 G$$

olarak hesaplanmıştır. Taşıyıcı sistemin tasarım hesaplarında kullanılmak üzere yapıya etkiyen kuvvetlerin birleştirilmesi gerekmektedir. Bu amaçla, TBDY-2018’de denklem (3.11) ve (3.12)’de sunulan yük kombinasyonları verilmiştir. Burada Q hareketli yükleri, S kar yükünü, H ise zemin itkisini göstermektedir.

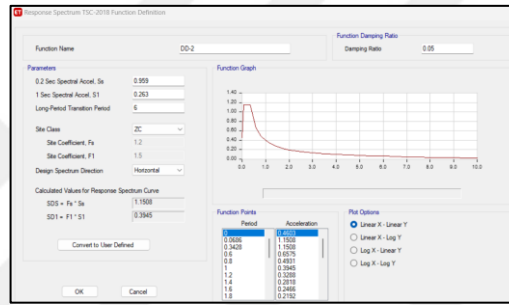
$$G + Q + 0.2S + E_d^{(H)} + 0.3E_d^{(Z)} \quad (3.11)$$

$$0.9G + H + E_d^{(H)} - 0.3E_d^{(Z)} \quad (3.12)$$

Yatay deprem etkileri $E_d^{(H)}$ ile ifade edilmektedir ve denklem (3.13)'te verildiği şekliyle X ve Y yönlerindeki deprem etkilerinin birleştirilmesi ile elde edilir.

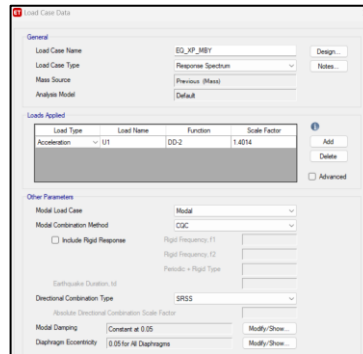
$$\begin{aligned} E_d^{(H)} &= \pm E_d^{(X)} \pm 0.3 E_d^{(Y)} \\ E_d^{(H)} &= \pm 0.3 E_d^{(X)} \pm E_d^{(Y)} \end{aligned} \quad (3.13)$$

Mod Birleştirme Yöntemi ile yapılacak hesaplar için deprem tasarım spektrumunun ETABS programında tanımlanması gerekmektedir. **Şekil 3.29'**da yatay elastik tasarım spektrumunun ETABS programında TBDY-2018 seçilerek oluşturulması görülmektedir.



Şekil 3.29: Yatay elastik tasarım spektrumunun tanımlanması.

Mod Birleştirme Yöntemi'nde doğrultuların birleşimi için istatistiksel birleştirme yöntemlerinden Karelerin Toplamının Karekökü (KTKK) seçilmesine rağmen mod birleştirme yöntemi olarak Tam Karesel Birleştirme (TKB) yöntemi tercih edilmiştir. **Şekil 3.30'**da örnek olarak X yönündeki Mod Birleştirme Yöntemi'ne ait veriler görülmektedir. Bu tanımlama ek dış merkezlikler de dikkate alınarak altı şekilde tanımlanmıştır.



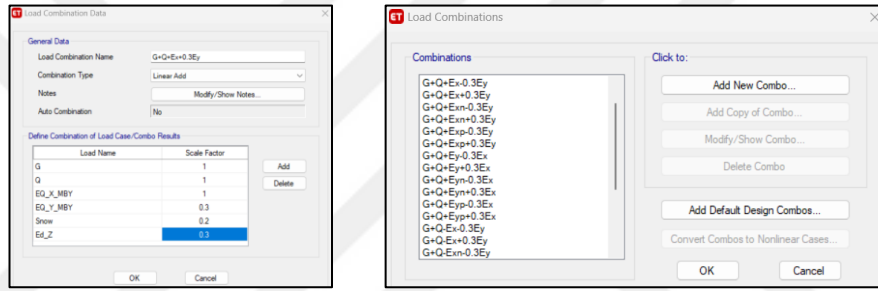
Şekil 3.30: Mod Birleştirme Yöntemine ait veriler.

Burada ölçek faktörü boyutsuz olarak ele alınmaktadır ve yer çekimi ivmesi ile çarpılması gerekmektedir, aynı zamanda elde edilecek kuvvetin deprem yükü azaltma katsayısı $R_a(T)$ ile azaltılması gerekir. Yer çekimi ivmesi $9,81 \text{ m/s}^2$ ve $R_a(T)$ 7 olarak dikkate alındığında bu faktör,

$$9,81/7 = 1,4014$$

olarak elde edilir. Yapılacak hesaplar sonucunda deprem yükü azaltma katsayısı $R_a(T)$ değişebilir fakat ilk aşamada 7 olarak dikkate alınmalıdır.

Denklem (3.11) ve (3.12)'de verilen yük kombinasyonları **Şekil 3.31**'de görüldüğü üzere ETABS programında tanımlanmıştır.



Şekil 3.31: Yük kombinasyonlarının ETABS programında tanımlanması.

Yapıya ait yer değiştirme değerleri ve elemanlara ait iç kuvvetler bu kombinasyonlar kullanılarak en elverişsiz değerler şeklinde elde edilecektir.

3.6. Doğrusal Analiz Sonucunda Yapılan Tahkikler

Bu bölümde, öncelikle Bölüm 2.4'te verilen düzensizlik kontrolleri yapılacaktır. Burada kullanılacak yer değiştirme ve görel kat ötelemesi değerleri eşdeğer deprem yükü yöntemine göre elde edilmiştir. Perde eleman kontrolünde kullanılan devrilme momenti değerleri, elemanların eksenel yük ve benzeri kontroller için Mod Birleştirme Yöntemi dikkate alınmıştır.

3.6.1. Planda Düzensizlik Kontrolleri

Bu bölümde Bölüm 2.4.1'de verilen Planda Düzensizlik Durumları'na göre yapının düzensizlik kontrolleri yapılacaktır.

3.6.1.1. A1 – Burulma Düzensizliği Kontrolü

Tablo 3.12 ve **Tablo 3.13**'te X ve Y yönleri için denklem (2.6)'ya göre η_{bi} katsayıları hesaplanmıştır. Yapılan hesaplamalar sonucunda X yönü için maksimum değer 1,158 bulunurken Y yönü için 1,117 olarak elde edilmiştir. Bu sonuçlara göre yapıda A1 – Burulma Düzensizliği bulunmamaktadır.

Tablo 3.12: X yönünde burulma düzensizliği katsayıları.

Kat No	Ex			Ex (+%5)			Ex (-%5)		
	$\Delta_{i,maks}$	$\Delta_{i,ort}$	η_{bi}	$\Delta_{i,maks}$	$\Delta_{i,ort}$	η_{bi}	$\Delta_{i,maks}$	$\Delta_{i,ort}$	η_{bi}
20	0,00699	0,00655	1,067	0,00722	0,00637	1,133	0,00697	0,00625	1,114
19	0,00654	0,00648	1,010	0,00711	0,00642	1,108	0,00712	0,00642	1,108
18	0,00662	0,00659	1,005	0,00726	0,00655	1,108	0,00726	0,00655	1,108
17	0,00673	0,00670	1,003	0,00743	0,00669	1,110	0,00743	0,00669	1,110
16	0,00685	0,00683	1,003	0,00759	0,00682	1,114	0,00759	0,00682	1,114
15	0,00689	0,00686	1,004	0,00767	0,00687	1,116	0,00767	0,00687	1,116
14	0,00696	0,00696	1,001	0,00777	0,00695	1,118	0,00777	0,00695	1,118
13	0,00700	0,00699	1,002	0,00782	0,00698	1,121	0,00782	0,00698	1,121
12	0,00699	0,00697	1,002	0,00782	0,00696	1,124	0,00782	0,00696	1,124
11	0,00694	0,00692	1,003	0,00778	0,00691	1,127	0,00778	0,00691	1,127
10	0,00677	0,00675	1,004	0,00762	0,00675	1,129	0,00762	0,00675	1,129
9	0,00658	0,00657	1,002	0,00742	0,00656	1,131	0,00742	0,00656	1,131
8	0,00631	0,00630	1,002	0,00713	0,00629	1,134	0,00713	0,00629	1,134
7	0,00594	0,00593	1,002	0,00673	0,00593	1,136	0,00673	0,00592	1,136
6	0,00548	0,00547	1,002	0,00623	0,00547	1,139	0,00623	0,00547	1,139
5	0,00489	0,00486	1,004	0,00557	0,00488	1,142	0,00557	0,00488	1,142
4	0,00420	0,00418	1,004	0,00479	0,00420	1,142	0,00479	0,00420	1,142
3	0,00335	0,00334	1,005	0,00383	0,00335	1,144	0,00383	0,00335	1,144
2	0,00235	0,00234	1,007	0,00267	0,00233	1,145	0,00267	0,00233	1,145
1	0,00116	0,00108	1,070	0,00119	0,00103	1,158	0,00119	0,00103	1,158

Tablo 3.13: Y yönünde burulma düzensizliği katsayıları.

Kat No	Ey			Ey (+%5)			Ey (-%5)		
	$\Delta_{i,maks}$	$\Delta_{i,ort}$	η_{bi}	$\Delta_{i,maks}$	$\Delta_{i,ort}$	η_{bi}	$\Delta_{i,maks}$	$\Delta_{i,ort}$	η_{bi}
20	0.00680	0.00649	1.048	0.00729	0.00663	1.099	0.00738	0.00661	1.117
19	0.00694	0.00683	1.016	0.00746	0.00685	1.089	0.00752	0.00685	1.098
18	0.00715	0.00713	1.002	0.00777	0.00712	1.091	0.00780	0.00713	1.094
17	0.00749	0.00747	1.003	0.00814	0.00745	1.093	0.00814	0.00745	1.092
16	0.00789	0.00783	1.007	0.00852	0.00779	1.093	0.00851	0.00780	1.091
15	0.00812	0.00808	1.005	0.00886	0.00811	1.093	0.00884	0.00811	1.09
14	0.00844	0.00843	1.002	0.00920	0.00842	1.092	0.00918	0.00843	1.09
13	0.00872	0.00870	1.001	0.00950	0.00870	1.091	0.00948	0.00871	1.089
12	0.00895	0.00893	1.002	0.00974	0.00893	1.091	0.00973	0.00893	1.089
11	0.00916	0.00912	1.004	0.00991	0.00909	1.09	0.00990	0.00910	1.089

Tablo 3.13: Y yönünde burulma düzensizliği katsayıları (devam).

10	0.00916	0.00912	1.004	0.00997	0.00915	1.089	0.00996	0.00916	1.088
9	0.00915	0.00913	1.002	0.00995	0.00914	1.089	0.00994	0.00914	1.087
8	0.00902	0.00901	1.002	0.00981	0.00902	1.088	0.00980	0.00902	1.087
7	0.00876	0.00875	1.002	0.00952	0.00876	1.087	0.00951	0.00876	1.086
6	0.00834	0.00832	1.003	0.00904	0.00833	1.086	0.00903	0.00833	1.085
5	0.00768	0.00763	1.006	0.00832	0.00767	1.084	0.00831	0.00767	1.083
4	0.00678	0.00675	1.004	0.00734	0.00678	1.083	0.00733	0.00678	1.082
3	0.00554	0.00553	1.002	0.00599	0.00554	1.082	0.00598	0.00554	1.081
2	0.00397	0.00391	1.016	0.00417	0.00386	1.082	0.00417	0.00386	1.08
1	0.00178	0.00169	1.052	0.00181	0.00164	1.101	0.00180	0.00164	1.097

3.6.1.2. A2 – Döşeme Süreksizlikleri Kontrolü

Göz önüne alınan yapıda, yük aktarımında sorun oluşturacak boşluklar veya dayanımda ani değişimler yaratacak durumlar bulunmamaktadır. Döşeme planındaki boşluk alanlarının, kat brüt alanına oranı şu şekildedir:

$$\begin{aligned}A_b &= 42 \text{ m}^2 \\A &= 726 \text{ m}^2 \\A_b / A &= \frac{42}{726} = 0,058\end{aligned}$$

Yapılan hesaplamada görüleceği üzere boşluk oranı 1/3'ten küçük olduğu için A2 – Döşeme Süreksizliği durumu bulunmamaktadır.

3.6.1.3. A3 – Planda Çıkıntılar Bulunması Kontrolü

Bu çalışmada tasarımı gerçekleştirilen yapının kat planının “+” şeklinde olduğu ve yapılan hesaplar sonucunda da A3 düzensizliğine sahip olduğu görülmüştür. Yapının A3 – Planda Çıkıntılar Bulunması düzensizliğine sahip olması sebebiyle döşeme hareketi yarı rijit diyafram olarak belirlenmiştir. Yapının X yönünde toplam boyutu 29 metre, Y yönünde ise 30 metredir. Yapılan hesaplar aşağıda verilmiştir.

X yönü için;

$$\begin{aligned}L_x &= 29 \text{ m} \\a_x &= 6 \text{ m} \\a_x &> 0,2L_x \checkmark\end{aligned}$$

Y yönü için

$$L_y = 30 \text{ m}$$

$$a_y = 6 \text{ m}$$

$$a_y > 0,2L_y \checkmark$$

Hesap sonuçlarına göre yapı A3 – Planda Çıkıntılar Bulunması düzensizliğine sahiptir. Bu doğrultuda yapı döşemelerinin rijit diyafram olarak tanımlanması doğru bir yaklaşım olmamaktadır.

3.6.2. Düşeyde Düzensizlik Kontrolleri

Bu bölümde Bölüm 2.4.2’de verilen Düşeyde Düzensizlik Durumları’na göre yapının düzensizlik kontrolleri yapılacaktır.

3.6.2.1. B1 – Komşu Katlar Arası Dayanım Düzensizliği (Zayıf Kat) Kontrolü

Yapının her iki yönünde denklem (2.8)’e göre etkili kesme alanları hesaplanarak denklem (2.7)’de verilen dayanım düzensizliği katsayısı η_{ci} elde edilmiştir. **Tablo 3.14**’te X yönünde, **Tablo 3.15**’te ise Y yönünde yapılan hesaplar detaylarıyla verilmiştir. Elde edilen bulgular sonucunda her iki yönde de B1 - Komşu Katlar Arası Dayanım Düzensizliği (Zayıf Kat) durumunun oluşmadığı görülmüştür.

Tablo 3.14: X yönünde dayanım düzensizliği katsayısı hesabı.

Kat No	A_w (m ²)	A_g (m ²)	$0,15A_k$ (m ²)	A_e (m ²)	η_{ci}
20	4,44	11,2	0,00	15,64	-
19	4,44	11,2	2,90	18,54	1,19
18	4,44	11,2	2,90	18,54	1,00
17	4,44	11,2	2,90	18,54	1,00
16	4,44	11,2	2,90	18,54	1,00
15	6,28	11,2	2,90	20,38	1,10
14	6,28	11,2	2,90	20,38	1,00
13	6,28	11,2	2,90	20,38	1,00
12	6,28	11,2	2,90	20,38	1,00
11	6,28	11,2	2,90	20,38	1,00
10	8,44	11,2	2,90	22,54	1,11
9	8,44	11,2	2,90	22,54	1,00
8	8,44	11,2	2,90	22,54	1,00
7	8,44	11,2	2,90	22,54	1,00
6	8,44	11,2	2,90	22,54	1,00

Tablo 3.14: X yönünde dayanım düzensizliği katsayısı hesabı (devam).

5	10,92	11,2	2,90	25,02	1,11
4	10,92	11,2	2,90	25,02	1,00
3	10,92	11,2	2,90	25,02	1,00
2	10,92	11,2	2,90	25,02	1,00
1	10,92	11,2	2,90	25,02	1,00

Tablo 3.15: Y yönünde dayanım düzensizliği katsayısı hesabı.

Kat No	A_w (m ²)	A_g (m ²)	$0,15A_k$ (m ²)	A_e (m ²)	η_{ci}
20	4,44	8	0,00	12,44	-
19	4,44	8	2,82	15,26	1,23
18	4,44	8	2,82	15,26	1,00
17	4,44	8	2,82	15,26	1,00
16	4,44	8	2,82	15,26	1,00
15	6,28	8	2,82	17,1	1,12
14	6,28	8	2,82	17,1	1,00
13	6,28	8	2,82	17,1	1,00
12	6,28	8	2,82	17,1	1,00
11	6,28	8	2,82	17,1	1,00
10	8,44	8	2,82	19,26	1,13
9	8,44	8	2,82	19,26	1,00
8	8,44	8	2,82	19,26	1,00
7	8,44	8	2,82	19,26	1,00
6	8,44	8	2,82	19,26	1,00
5	10,92	8	2,82	21,74	1,13
4	10,92	8	2,82	21,74	1,00
3	10,92	8	2,82	21,74	1,00
2	10,92	8	2,82	21,74	1,00
1	10,92	8	2,82	21,74	1,00

3.6.2.2. B2 – Komşu Katlar Arası Rijitlik Düzensizliği (Yumuşak Kat) Kontrolü

Bölüm 2.4.2.2’de verilen bilgiler doğrultusunda, **Tablo 3.17** ve **Tablo 3.18**’de yapının X ve Y yönlerinde ek dış merkezlikler de dikkate alınarak altı farklı yükleme durumu için denklem (2.9)’da verilen rijitlik düzensizliği katsayısı η_{ki} hesaplanarak yumuşak kat düzensizliği kontrolü yapılmıştır. Yapılan hesaplar sonucunda yapının ikinci katında B2 – Komşu Katlar Arası Rijitlik Düzensizliği (Yumuşak Kat) durumu olduğu görülmüştür. Tasarımı gerçekleştirilen yapının düşeyde düzensizlik durumuna sahip olduğu belirlenmiştir.

3.6.2.3. B3 – Taşıyıcı Sistemin Düşey Elemanlarının Süreksizliği Kontrolü

Yapıda; kolonların kiriş uçlarına veya kirişe oturması, üst kattaki perdelerin kolonlara oturması, perdelerin açıklık ortasında kirişlere oturması gibi durumlar mevcut olmadığı için B3 – Taşıyıcı Sistemin Düşey Elemanlarının Süreksizliği düzensizlik durumu bulunmamaktadır.

Tablo 3.16'da yapının düzensizlik durumları özetlenmiştir. Yapılan hesaplar sonucunda Yapıda A3 ve B2 düzensizliği durumlarının bulunduğu sonucuna varılmıştır.

Tablo 3.16: Yapı düzensizlik durumunun özeti.

Düzensizlik Türü	Durum
Planda Düzensizlik	
A1	YOK
A2	YOK
A3	VAR
Düşeyde Düzensizlik	
B1	YOK
B2	VAR
B3	YOK

Tablo 3.17: X yönünde rijitlik düzensizliği katsayısı hesabı.

X		Ex				Ex (+%5)				Ex (-%5)			
Kat No	h _i (m)	$\Delta_{i,ort}$ (m)	$(\Delta_{i,ort}/h_i)$	$\eta_{k(i+1)}$	$\eta_{k(i-1)}$	$\Delta_{i,ort}$ (m)	$(\Delta_{i,ort}/h_i)$	$\eta_{k(i+1)}$	$\eta_{k(i-1)}$	$\Delta_{i,ort}$ (m)	$(\Delta_{i,ort}/h_i)$	$\eta_{k(i+1)}$	$\eta_{k(i-1)}$
20	3,5	0.006553	0.0019	-	1.01	0.006372	0.0018	-	0.99	0.006254	0.0018	-	0.97
19	3,5	0.006476	0.0019	0.99	0.98	0.006418	0.0018	1.01	0.98	0.006422	0.0018	1.03	0.98
18	3,5	0.006585	0.0019	1.02	0.98	0.006552	0.0019	1.02	0.98	0.006554	0.0019	1.02	0.98
17	3,5	0.006704	0.0019	1.02	0.98	0.006686	0.0019	1.02	0.98	0.006686	0.0019	1.02	0.98
16	3,5	0.006831	0.0020	1.02	1.00	0.006816	0.0019	1.02	0.99	0.006816	0.0019	1.02	0.99
15	3,5	0.006863	0.0020	1.00	0.99	0.006871	0.0020	1.01	0.99	0.006871	0.0020	1.01	0.99
14	3,5	0.006955	0.0020	1.01	1.00	0.006949	0.0020	1.01	1.00	0.006948	0.0020	1.01	1.00
13	3,5	0.006985	0.0020	1.00	1.00	0.006976	0.0020	1.00	1.00	0.006976	0.0020	1.00	1.00
12	3,5	0.006971	0.0020	1.00	1.01	0.006961	0.0020	1.00	1.01	0.00696	0.0020	1.00	1.01
11	3,5	0.006918	0.0020	0.99	1.03	0.006906	0.0020	0.99	1.02	0.006905	0.0020	0.99	1.02
10	3,5	0.006745	0.0019	0.97	1.03	0.006747	0.0019	0.98	1.03	0.006746	0.0019	0.98	1.03
9	3,5	0.006571	0.0019	0.97	1.04	0.006562	0.0019	0.97	1.04	0.006562	0.0019	0.97	1.04
8	3,5	0.006296	0.0018	0.96	1.06	0.006286	0.0018	0.96	1.06	0.006286	0.0018	0.96	1.06
7	3,5	0.00593	0.0017	0.94	1.08	0.005925	0.0017	0.94	1.08	0.005924	0.0017	0.94	1.08
6	3,5	0.005471	0.0016	0.92	1.12	0.00547	0.0016	0.92	1.12	0.005469	0.0016	0.92	1.12
5	3,5	0.004864	0.0014	0.89	1.16	0.00488	0.0014	0.89	1.16	0.00488	0.0014	0.89	1.16
4	3,5	0.004181	0.0012	0.86	1.25	0.004197	0.0012	0.86	1.25	0.004196	0.0012	0.86	1.25
3	3,5	0.003335	0.0010	0.80	1.43	0.00335	0.0010	0.80	1.44	0.00335	0.0010	0.80	1.44
2	3,5	0.002335	0.0007	0.70	2.16	0.002327	0.0007	0.69	2.27	0.002327	0.0007	0.69	2.27
1	3,5	0.001082	0.0003	0.46	-	0.001027	0.0003	0.44	-	0.001026	0.0003	0.44	-

Tablo 3.18: Y yönünde rijitlik düzensizliği katsayısı hesabı.

Y		Ey				Ey (+%5)				Ey (-%5)			
Kat No	h _i (m)	$\Delta_{i,ort}$ (m)	$(\Delta_{i,ort}/h_i)$	$\eta_{k(i+1)}$	$\eta_{k(i-1)}$	$\Delta_{i,ort}$ (m)	$(\Delta_{i,ort}/h_i)$	$\eta_{k(i+1)}$	$\eta_{k(i-1)}$	$\Delta_{i,ort}$ (m)	$(\Delta_{i,ort}/h_i)$	$\eta_{k(i+1)}$	$\eta_{k(i-1)}$
20	3,5	0.006488	0.0019	-	0.95	0.006631	0.0019	-	0.97	0.006608	0.0019	-	0.96
19	3,5	0.006832	0.0020	1.05	0.96	0.00685	0.0020	1.03	0.96	0.006851	0.0020	1.04	0.96
18	3,5	0.007129	0.0020	1.04	0.95	0.007122	0.0020	1.04	0.96	0.007126	0.0020	1.04	0.96
17	3,5	0.007471	0.0021	1.05	0.95	0.007449	0.0021	1.05	0.96	0.007454	0.0021	1.05	0.96
16	3,5	0.007834	0.0022	1.05	0.97	0.007792	0.0022	1.05	0.96	0.007797	0.0022	1.05	0.96
15	3,5	0.008081	0.0023	1.03	0.96	0.008107	0.0023	1.04	0.96	0.008111	0.0023	1.04	0.96
14	3,5	0.008426	0.0024	1.04	0.97	0.008421	0.0024	1.04	0.97	0.008425	0.0024	1.04	0.97
13	3,5	0.008704	0.0025	1.03	0.97	0.008702	0.0025	1.03	0.97	0.008705	0.0025	1.03	0.97
12	3,5	0.008932	0.0026	1.03	0.98	0.008931	0.0026	1.03	0.98	0.008933	0.0026	1.03	0.98
11	3,5	0.009121	0.0026	1.02	1.00	0.009093	0.0026	1.02	0.99	0.009095	0.0026	1.02	0.99
10	3,5	0.009123	0.0026	1.00	1.00	0.009154	0.0026	1.01	1.00	0.009155	0.0026	1.01	1.00
9	3,5	0.009132	0.0026	1.00	1.01	0.009142	0.0026	1.00	1.01	0.009143	0.0026	1.00	1.01
8	3,5	0.009009	0.0026	0.99	1.03	0.009018	0.0026	0.99	1.03	0.009019	0.0026	0.99	1.03
7	3,5	0.008746	0.0025	0.97	1.05	0.008757	0.0025	0.97	1.05	0.008758	0.0025	0.97	1.05
6	3,5	0.008317	0.0024	0.95	1.09	0.008326	0.0024	0.95	1.09	0.008326	0.0024	0.95	1.09
5	3,5	0.007632	0.0022	0.92	1.13	0.007673	0.0022	0.92	1.13	0.007673	0.0022	0.92	1.13
4	3,5	0.006749	0.0019	0.88	1.22	0.006775	0.0019	0.88	1.22	0.006775	0.0019	0.88	1.22
3	3,5	0.005533	0.0016	0.82	1.42	0.005536	0.0016	0.82	1.44	0.005536	0.0016	0.82	1.44
2	3,5	0.00391	0.0011	0.71	2.31	0.003856	0.0011	0.70	2.35	0.003857	0.0011	0.70	2.35
1	3,5	0.001693	0.0005	0.43	-	0.001643	0.0005	0.43	-	0.001639	0.0005	0.42	-

3.6.3. Görelî Kat Ötelemesi Kontrolleri

Bu aşamada, TBDY-2018 Bölüm 4.9’da dikkate alınan görelî kat ötelemelerinin sınırlandırılması durumu irdelenecektir. Bu kontrolün yapılabilmesi için öncelikle etkin görelî kat ötelemelerinin hesaplanması gerekmektedir. Azaltılmış görelî kat yer değıştirmesi Δ_i ’nin hesaplanması için denklem (3.14)’teki bağıntı kullanılmaktadır. Burada u_i o kata ait azaltılmış yer değıştirme değeri, u_{i-1} ise bir alt katın azaltılmış yer değıştirme değeri.

$$\Delta_i = u_i - u_{i-1} \quad (3.14)$$

Etkin görelî kat yer değıştirmesi ise denklem (3.15)’te yer alan bağıntı ile elde edilmektedir. Burada azaltılmış deprem kuvveti ile elde edilen yer değıştirme değeri azaltılan deprem kuvveti oranında artırılması hedeflenmektedir.

$$\delta_i = \frac{R}{I} \Delta_i \quad (3.15)$$

Bu çalışmada, dolgu duvarların ve cephe elemanlarının taşıyıcı sistem elemanlarına bitişik olacağı düşünülmüştür. Bu doğrultuda denklem (3.16)’da yer alan bağıntı ile görelî kat ötelemesi kontrolleri yapılmıştır. Burada κ değeri betonarme binalar için 1, λ değeri ise DD-3 için elde edilen elastik tasarım spektral ivmesi S_{ae} değeri için hesaplanan S_{ae} değerine bölünmesi ile elde edilir.

$$\lambda \frac{\delta_{i,maks}}{h_i} \leq 0,008\kappa \quad (3.16)$$

Yukarıda verilen denklemler doğrultusunda yapının görelî kat ötelemesi kontrolleri gerçekleştirilmiştir. **Tablo 3.19**’da X doğrultusu, **Tablo 3.20**’de ise Y doğrultusu için gerçekleştirilen hesaplar detaylarıyla verilmiştir. Ek dış merkezlik etkileri de göz önüne alınarak gerçekleştirilen hesaplarda yapının etkin görelî kat ötelemesi kontrollerinin güvenlik sınırları içerisinde kaldığı belirlenmiştir.

Tablo 3.19: X yönünde görelî kat öteleme kontrollemleri.

X				Ex				Ex (+%5)				Ex (-%5)			
Kat No	h_i (m)	$\frac{R}{I}$	λ	u_i (m)	$u_i - u_{i-1}$ (m)	$\delta_i^{(X)}$ (m)	$\lambda \frac{\delta_{i,maks}}{h_i}$	u_i (m)	$u_i - u_{i-1}$ (m)	$\delta_i^{(X)}$ (m)	$\lambda \frac{\delta_{i,maks}}{h_i}$	u_i (m)	$u_i - u_{i-1}$ (m)	$\delta_i^{(X)}$ (m)	$\lambda \frac{\delta_{i,maks}}{h_i}$
20	3,5	7	0,399	0,11418	0,00634	0,044	0,0051	0,128275	0,00700	0,049	0,0056	0,128275	0,00700	0,049	0,0056
19	3,5			0,10784	0,00646	0,045	0,0052	0,121272	0,00715	0,050	0,0057	0,121272	0,00715	0,050	0,0057
18	3,5			0,10138	0,00657	0,046	0,0052	0,114125	0,00728	0,051	0,0058	0,114125	0,00728	0,051	0,0058
17	3,5			0,09481	0,00669	0,047	0,0053	0,106843	0,00743	0,052	0,0059	0,106843	0,00743	0,052	0,0059
16	3,5			0,08812	0,00680	0,048	0,0054	0,099417	0,00757	0,053	0,0060	0,099417	0,00757	0,053	0,0060
15	3,5			0,08131	0,00686	0,048	0,0055	0,091847	0,00765	0,054	0,0061	0,091847	0,00765	0,054	0,0061
14	3,5			0,07445	0,00693	0,049	0,0055	0,084195	0,00775	0,054	0,0062	0,084195	0,00775	0,054	0,0062
13	3,5			0,06752	0,00697	0,049	0,0056	0,076442	0,00781	0,055	0,0062	0,076442	0,00781	0,055	0,0062
12	3,5			0,06055	0,00695	0,049	0,0055	0,068636	0,00781	0,055	0,0062	0,068636	0,00781	0,055	0,0062
11	3,5			0,05360	0,00690	0,048	0,0055	0,060826	0,00776	0,054	0,0062	0,060826	0,00776	0,054	0,0062
10	3,5			0,04670	0,00674	0,047	0,0054	0,053062	0,00761	0,053	0,0061	0,053062	0,00761	0,053	0,0061
9	3,5			0,03996	0,00656	0,046	0,0052	0,045454	0,00741	0,052	0,0059	0,045454	0,00741	0,052	0,0059
8	3,5			0,03341	0,00628	0,044	0,0050	0,038041	0,00712	0,050	0,0057	0,038041	0,00712	0,050	0,0057
7	3,5			0,02713	0,00592	0,041	0,0047	0,030922	0,00672	0,047	0,0054	0,030922	0,00672	0,047	0,0054
6	3,5			0,02121	0,00546	0,038	0,0044	0,024201	0,00621	0,043	0,0050	0,024201	0,00621	0,043	0,0050
5	3,5			0,01576	0,00486	0,034	0,0039	0,017989	0,00555	0,039	0,0044	0,017989	0,00555	0,039	0,0044
4	3,5			0,01090	0,00417	0,029	0,0033	0,012442	0,00477	0,033	0,0038	0,012442	0,00477	0,033	0,0038
3	3,5			0,00672	0,00333	0,023	0,0027	0,007674	0,00381	0,027	0,0030	0,007674	0,00381	0,027	0,0030
2	3,5			0,00340	0,00232	0,016	0,0019	0,003868	0,00266	0,019	0,0021	0,003868	0,00266	0,019	0,0021
1	3,5			0,00107	0,00107	0,008	0,0009	0,001213	0,00121	0,008	0,0010	0,001213	0,00121	0,008	0,0010

$$\lambda^{(X)} = \frac{s_{ae}(DD - 3)}{s_{ae}(DD - 2)} = \frac{0,075}{0,188} = 0,399$$

Tablo 3.20: Y yönünde görel kat ötelemesi kontrolleri.

Y				Ey				Ey (+%5)				Ey (-%5)			
Kat No	h_i (m)	$\frac{R}{I}$	λ	u_i (m)	$u_i - u_{i-1}$ (m)	$\delta_i^{(Y)}$ (m)	$\lambda \frac{\delta_{i,maks}}{h_i}$	u_i (m)	$u_i - u_{i-1}$ (m)	$\delta_i^{(Y)}$ (m)	$\lambda \frac{\delta_{i,maks}}{h_i}$	u_i (m)	$u_i - u_{i-1}$ (m)	$\delta_i^{(Y)}$ (m)	$\lambda \frac{\delta_{i,maks}}{h_i}$
20	3,5	7	0,399	0,14855	0,00655	0,046	0,0052	0,161726	0,00718	0,050	0,0057	0,161726	0,00718	0,050	0,0057
19	3,5			0,14200	0,00680	0,048	0,0054	0,154551	0,00744	0,052	0,0059	0,154551	0,00744	0,052	0,0059
18	3,5			0,13520	0,00709	0,050	0,0057	0,147115	0,00776	0,054	0,0062	0,147115	0,00776	0,054	0,0062
17	3,5			0,12811	0,00743	0,052	0,0059	0,139358	0,00812	0,057	0,0065	0,139358	0,00812	0,057	0,0065
16	3,5			0,12068	0,00779	0,054	0,0062	0,131237	0,00850	0,060	0,0068	0,131237	0,00850	0,060	0,0068
15	3,5			0,11289	0,00808	0,057	0,0064	0,122737	0,00882	0,062	0,0070	0,122737	0,00882	0,062	0,0070
14	3,5			0,10481	0,00840	0,059	0,0067	0,113918	0,00917	0,064	0,0073	0,113918	0,00917	0,064	0,0073
13	3,5			0,09641	0,00868	0,061	0,0069	0,104753	0,00947	0,066	0,0076	0,104753	0,00947	0,066	0,0076
12	3,5			0,08773	0,00891	0,062	0,0071	0,095284	0,00971	0,068	0,0078	0,095284	0,00971	0,068	0,0078
11	3,5			0,07882	0,00908	0,064	0,0072	0,08557	0,00989	0,069	0,0079	0,08557	0,00989	0,069	0,0079
10	3,5			0,06973	0,00912	0,064	0,0073	0,075677	0,00993	0,070	0,0079	0,075677	0,00993	0,070	0,0079
9	3,5			0,06061	0,00912	0,064	0,0073	0,065745	0,00992	0,069	0,0079	0,065745	0,00992	0,069	0,0079
8	3,5			0,05150	0,00899	0,063	0,0072	0,055824	0,00978	0,068	0,0078	0,055824	0,00978	0,068	0,0078
7	3,5			0,04250	0,00873	0,061	0,0070	0,046047	0,00948	0,066	0,0076	0,046047	0,00948	0,066	0,0076
6	3,5			0,03377	0,00830	0,058	0,0066	0,036563	0,00901	0,063	0,0072	0,036563	0,00901	0,063	0,0072
5	3,5			0,02547	0,00763	0,053	0,0061	0,027553	0,00827	0,058	0,0066	0,027553	0,00827	0,058	0,0066
4	3,5			0,01784	0,00675	0,047	0,0054	0,019281	0,00731	0,051	0,0058	0,019281	0,00731	0,051	0,0058
3	3,5			0,01109	0,00553	0,039	0,0044	0,011975	0,00598	0,042	0,0048	0,011975	0,00598	0,042	0,0048
2	3,5			0,00556	0,00389	0,027	0,0031	0,005999	0,00420	0,029	0,0034	0,005999	0,00420	0,029	0,0034
1	3,5			0,00167	0,00167	0,012	0,0013	0,001798	0,00180	0,013	0,0014	0,001798	0,00180	0,013	0,0014

$$\lambda^{(x)} = \frac{s_{ae}(DD - 3)}{s_{ae}(DD - 2)} = \frac{0,066}{0,166} = 0,399$$

3.6.4. İkinci Mertebe Etkileri Kontrolü

Deprem etkisi altında katlarda oluşan görelî kat yer değiştirmeleri düşey yüklerden kaynaklı ilave eğilme momentleri açığa çıkarabilir. Bu durum ikinci mertebe veya P-Δ etkisi olarak adlandırılır. Denklem (3.17) ile ikinci mertebe gösterge değerinin hesaplanması için gerekli bağıntı verilmiştir.

$$\theta_{II,i} = \frac{(\Delta_i)_{ort} \sum_{k=i}^N w_k}{V_i h_i} \quad (3.17)$$

Burada w_k o kata etkiyen toplam ağırlığı, V_i ise katın kesme kuvvetini temsil etmektedir. **Tablo 3.21**'de X yönünde, **Tablo 3.22**'de ise Y yönünde ikinci mertebe gösterge değeri θ_{II} hesabı her kat için yapılmıştır.

Tablo 3.21: X yönünde ikinci mertebe gösterge değeri hesabı.

Kat No	F_i (kN)	V_i (kN)	h_i (m)	m_t (ton)	$\sum W_k$ (kN)	$\Delta_{i,ort}$ (m)	θ_{II}
20	1981,12	1981,12	3,5	743,01	7289	0,000936	0,00098
19	741,21	2722,33	3,5	1042,60	17517	0,000963	0,00177
18	702,20	3424,53	3,5	1042,60	27745	0,000985	0,00228
17	663,19	4087,72	3,5	1042,60	37973	0,001002	0,00266
16	624,18	4711,90	3,5	1042,60	48201	0,001013	0,00296
15	589,13	5301,03	3,5	1049,67	58498	0,001012	0,00319
14	554,16	5855,19	3,5	1057,88	68876	0,001011	0,00340
13	514,58	6369,76	3,5	1057,88	79253	0,001004	0,00357
12	474,99	6844,76	3,5	1057,88	89631	0,000993	0,00372
11	435,41	7280,17	3,5	1057,88	100009	0,000979	0,00384
10	399,01	7679,17	3,5	1066,37	110470	0,000955	0,00393
9	362,35	8041,52	3,5	1076,01	121026	0,000932	0,00401
8	322,09	8363,61	3,5	1076,01	131581	0,000901	0,00405
7	281,83	8645,44	3,5	1076,01	142137	0,000861	0,00404
6	241,57	8887,00	3,5	1076,01	152693	0,000809	0,00397
5	203,16	9090,17	3,5	1085,93	163346	0,000739	0,00379
4	164,19	9254,35	3,5	1096,99	174107	0,000653	0,00351
3	123,14	9377,49	3,5	1096,99	184869	0,00054	0,00304
2	82,09	9459,58	3,5	1096,99	195630	0,000395	0,00233
1	41,05	9500,63	3,5	1096,99	206392	0,000198	0,00123

Tablo 3.22: Y yönünde ikinci mertebe gösterge değeri hesabı.

Kat No	F _i (kN)	V _i (kN)	h _i (m)	m _t (ton)	ΣW _k (kN)	Δ _{i,ort} (m)	θ _{II}
20	1981,12	1981,12	3,5	743,01	7289	0,000851	0,00089
19	741,21	2722,33	3,5	1042,60	17517	0,000894	0,00164
18	702,20	3424,53	3,5	1042,60	27745	0,000939	0,00217
17	663,19	4087,72	3,5	1042,60	37973	0,00098	0,00260
16	624,18	4711,90	3,5	1042,60	48201	0,001017	0,00297
15	589,13	5301,03	3,5	1049,67	58498	0,001043	0,00329
14	554,16	5855,19	3,5	1057,88	68876	0,001072	0,00360
13	514,58	6369,76	3,5	1057,88	79253	0,001099	0,00391
12	474,99	6844,76	3,5	1057,88	89631	0,001122	0,00420
11	435,41	7280,17	3,5	1057,88	100009	0,00114	0,00447
10	399,01	7679,17	3,5	1066,37	110470	0,001145	0,00471
9	362,35	8041,52	3,5	1076,01	121026	0,001148	0,00494
8	322,09	8363,61	3,5	1076,01	131581	0,001139	0,00512
7	281,83	8645,44	3,5	1076,01	142137	0,001117	0,00525
6	241,57	8887,00	3,5	1076,01	152693	0,001079	0,00530
5	203,16	9090,17	3,5	1085,93	163346	0,001013	0,00520
4	164,19	9254,35	3,5	1096,99	174107	0,000919	0,00494
3	123,14	9377,49	3,5	1096,99	184869	0,000776	0,00437
2	82,09	9459,58	3,5	1096,99	195630	0,000564	0,00333
1	41,05	9500,63	3,5	1096,99	206392	0,000252	0,00156

Tüm katlar için hesaplanan ikinci mertebe gösterge değerlerinden maksimum olan belirlenerek denklem (3.18)'de verilen koşulu sağlaması beklenmektedir. Burada C_h betonarme binalar için 0,5 alınmalıdır. R ve D katsayıları ise sırasıyla 7 ve 2,5 olarak belirlenmiştir. Denklem (3.18)'de verilen koşulu sağlamayan yapılar için denklem (3.19)'da verilen ikinci mertebe büyütme katsayısı β_{II} belirlenerek tasarıma esas iç kuvvetlerin hesabında dikkate alınması gerekir.

$$\theta_{II,maks} \leq 0,12 \frac{D}{C_h R} \quad (3.18)$$

$$\beta_{II} = 0,88 + \frac{C_h R}{D} \theta_{II,maks} \geq 1 \quad (3.19)$$

Denklem (3.18)'e göre aşağıdaki hesaplamalar gerçekleştirilmiştir:

X yönü için,

$$\theta_{II,maks(X)} = 0,00405 \leq 0,12 \frac{2,5}{0,5 \times 7} \rightarrow 0,00405 \leq 0,0857 \quad \checkmark$$

Y yönü için,

$$\theta_{II,maks(Y)} = 0,0053 \leq 0,12 \frac{2,5}{0,5 \times 7} \rightarrow 0,0053 \leq 0,0857 \checkmark$$

Yapılan hesaplar doğrultusunda, yapıda ikinci mertebe etkilerinin göz önüne alınmasına gerek olmamaktadır.

3.6.5. Deprem Derzleri

Deprem sırasında komşu yapıların birbirine etki etmemesi için deprem derzi bırakılması çok büyük önem arz etmektedir. Aralarında boşluk bırakılmayıp bitişik nizam olarak inşa edilen yapılar deprem sırasında birbirlerine çarparak çekiçleme etkisi oluşturur. Bu çarpışmanın etkisiyle yapıların taşıyıcı sistem elemanları ciddi hasarlar görerek yapıların kullanılmayacak duruma gelmesine, hatta yıkılmasına sebebiyet verebilir.

TBDY-2018 Bölüm 4.9.3'te deprem derzleri için bırakılacak minimum derz boşluğu belirlenmiştir. Bu doğrultuda 6 metre yüksekliğe kadar en az 30 mm ve 6 metreden sonraki her 3 metrelik yükseklik için en az 10 mm boşluk eklenmesi uygun görülmüştür. Yapı için minimum derz boşluğu şu şekilde hesaplanmıştır: H = 70 metre, ilk 6 metre için 30 mm, kalan 64 metre için 213 mm sonuç olarak minimum derz boşluğunun 250 mm (25 cm) olarak belirlenmesi uygun görülmüştür.

Derz boşluğu için komşu iki yapının yer değiştirmeleri karelerin toplamının karekökü yöntemi ile birleştirilerek α katsayısı ile çarpılır. α katsayısı şu şekilde hesaplanır: Komşu yapıların kat döşemeleri aynı seviyede ise; $\alpha = 0,25(R/I)$, komşu yapıların kat döşemeleri farklı seviyelerde ise; $\alpha = 0,50(R/I)$. Bu çalışmada analiz edilen yapının, aynı özellikte bir yapı ile komşu olduğu varsayılarak aşağıdaki şekilde bir hesap gerçekleştirilmiştir:

$$\alpha = 0,25(7/1) = 1,75$$

X yönü için;

$$u_x = \sqrt{0,11418^2 + 0,11418^2} = 0,16 \text{ metre}$$

derz boşluğu (X) $\rightarrow 1,75 \times 0,16 = 0,28 \text{ m } (\sim 30 \text{ cm})$

Y yönü için;

$$u_y = \sqrt{0,14855^2 + 0,14855^2} = 0,21 \text{ metre}$$
$$\text{derz boşluğu (Y)} \rightarrow 1,75 \times 0,21 = 0,3675 \text{ m } (\sim 40 \text{ cm})$$

Yapılan hesap sonucunda X yönü için 30 cm ve Y yönü için 40 cm derz boşluğu bırakılması uygun görülmüştür.

3.6.6. Mod Birleştirme Yöntemi İçin Büyütme Katsayısı

TBDY-2018 Bölüm 4.8.4'te yer alan yönlendirmelere göre modal hesap yöntemleri ile yapılan analizlerde elde edilen azaltılmış iç kuvvet ve yer değiştirme büyüklüklerinin eşdeğer taban kesme kuvveti büyütme katsayısı β_{tE} ile çarpılması gerekmektedir. Denklem (3.20)'de β_{tE} hesabı için bağıntı verilmektedir.

$$\beta_{tE} = \frac{\gamma_E V_{tE}}{V_t} \geq 1 \quad (3.20)$$

Burada V_{tE} eşdeğer deprem yükü yöntemine göre elde edilen taban kesme kuvvetini, V_t ise modal hesap yöntemi sonucunda elde edilen taban kesme kuvvetini temsil etmektedir. γ_E çarpanı düzensizlik bulunmayan binalarda 0,80 olarak kabul edilirken yapıda A3 ve B2 düzensizliği bulunduğu için 0,90 olarak alınması yönetmelik gereği uygun görülmektedir.

Bu doğrultuda, X ve Y yönleri için eşdeğer taban kesme kuvveti büyütme katsayısı β_{tE} aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır.

X yönü için;

$$V_{tE} = 9500,63 \text{ kN}$$
$$V_t = 7682,49 \text{ kN}$$
$$\beta_{tE} = \frac{0,90 \times 9500,63}{7682,49} = 1,113$$

Y yönü için;

$$\begin{aligned} V_{tE} &= 9500,63 \text{ kN} \\ V_t &= 5933,73 \text{ kN} \\ \beta_{tE} &= \frac{0,90 \times 9500,63}{5933,73} = 1,441 \end{aligned}$$

Hesaplanan bu büyütme katsayıları, ETABS programında çarpan olarak eklenerek iç kuvvet ve yer değiştirme hesapları bu doğrultuda gerçekleştirilmiştir.

3.6.7. Perde Boyutları ve Boşluklu Perde Kontrolü

Perde elemanlar, TBDY-2018 Bölüm 7.6’da planda uzun kenar uzunluğunun kalınlığa oranı en az altı olan düşey taşıyıcı sistem elemanları olarak tanımlanmaktadır. Perdelerde boyutlar belirlenirken kat yüksekliğinin yanında perde elemanın tüm yüksekliği de dikkate alınmaktadır. Yönetmelik koşulları gereği perde elemanların kalınlığı için aşağıdaki sınırlamalar dikkate alınmaktadır. Perde elemanların kalınlığı;

- kat yüksekliğinin 1/16’sından ve 250 mm’den küçük,
- perde veya perde kolunun plandaki boyutunun 1/30’undan küçük,
- perde her iki ucundan bir perde ile tutulu ise, kat yüksekliğinin 1/20’sinden ve 250 mm’den küçük

olamamaktadır.

Denklem (3.21)’de verilen koşulu sağlayan perdeler için kalınlık hesabı yapıdaki en yüksek katın 1/20’si ve 200 mm’den küçük olmayacak şekilde belirlenebilir. Burada ΣA_g kat içerisinde göz önüne alınan deprem doğrultusundaki perde elemanların toplam enkesit alanı, ΣA_p ise yapının tüm katlarına ait toplam plan alanıdır.

$$\begin{aligned} \Sigma A_g / \Sigma A_p &\geq 0.002 \\ V_t / \Sigma A_g &\leq 0.5 f_{ctd} \end{aligned} \tag{3.21}$$

Yönetmelik sınırlamaları gereği yapıda bulunan sekiz adet perdenin gövde kalınlığı 40 cm olarak belirlenmiştir. Perde elemanların kalınlıkları belirlenirken uygulama açısından problem yaşanmaması adına giriş genişliği de göz önünde bulundurulmuştur. Buna ek olarak, perdeler yatay deplasmanı önemli ölçüde kısıtlayan

davranış göstermesi amacıyla taşıyıcı sisteme dahil edilmektedir. Bu nedenle, perdelerin taşıyıcı sistemin düşey elemanlarının maruz kalacağı deprem etkilerinden büyük oranda pay alması beklenir. Denklem (3.22)'de yer alan koşul doğrultusunda, perde yüksekliğinin perdenin plandaki boyuna oranı 2'den büyük olduğu durumlarda perde uç bölgeleri oluşturulmak zorundadır. Perde uç bölgeleri, kolon elemanlara benzer şekilde tasarlanır ve perde elemana etkiyen büyük normal kuvvetleri karşılaması beklenir. Perde uç bölgeleri perdenin kendisi dahilinde olabileceği gibi U, L ve T gibi perdelerde diğer perde kolunun içerisinde olacak şekilde de düzenlenebilir.

$$\frac{H_w}{\ell_w} > 2,0 \quad (3.22)$$

Kritik perde yüksekliği H_{cr} , $2\ell_w$ değerini aşmamak üzere denklem (3.23)'te verildiği şekilde elde edilecektir. Burada H_{cr} temel üstünden, perde uzunluğunun %20'den fazla azaldığı veya perdenin kesit eğilme rijitliğinin yarıdan fazla azaldığı seviyeden itibaren belirlenir.

$$2\ell_w \geq H_{cr} \geq \max \left[\ell_w; \frac{H_w}{6} \right] \quad (3.23)$$

Denklem (3.23)'te verilen koşullar uygulandığında;

$$H_w = 70 \text{ m} \rightarrow 70/6 = 11,67 \text{ m}$$

$$\ell_w = 7 \text{ m} \rightarrow 2\ell_w = 14 \text{ m}$$

Kat yükseklikleri de dikkate alınarak dördüncü kat diyafram seviyesine denk gelecek şekilde kritik perde yüksekliği H_{cr} 14 metre olarak belirlenmiştir.

Yapının merkezinde bulunan iki adet U perdenin Y yönünde çalışan kısımları için bağ derecesi katsayısı Ω hesaplanarak perdenin boşluklu perde davranışı gösterip göstermediği belirlenmelidir. Bağ derecesi katsayısı denklem (3.24)'te yer alan bağıntı ile hesaplanmaktadır.

$$\Omega = \frac{cN_v}{M_{DEV}} = \frac{cN_v}{M_1 + M_2 + cN_v} \quad (3.24)$$

Burada M_{DEV} boşluklu perdenin taban devrilme momenti, M_1 ve M_2 ise perdeyi oluşturan perde parçalarının tabanında elde edilen eğilme momentleri, c perde parçalarının ağırlık merkezlerinin arasındaki mesafe, N_v ise perde parçalarında oluşan eksenel kuvvet çiftinin değeridir. Bu doğrultuda aşağıdaki şekilde bağ derecesi katsayısı hesaplanmıştır.

$$M_1 = 8501,32 \text{ kNm}$$

$$M_2 = 8501,32 \text{ kNm}$$

$$c = 6,58 \text{ m} ; N_v = 4433,51 \text{ kN} \rightarrow cN_v = 29172,50 \text{ kNm}$$

$$M_{DEV} = 8501,32 + 8501,32 + 29172,50 = 46175,14 \text{ kNm}$$

$$\Omega = \frac{29172,50}{46175,14} = 0,632$$

Yapılan hesaplama sonucunda bağ derecesi katsayısı $\Omega = 0,632$ olarak elde edilmiştir. TBDY-2018’de verilen koşullar gereği bağ derecesi katsayısının 1/3’ten büyük olması durumunda taşıyıcı sistem elemanının bağ kirişli (boşluklu) perde olarak dikkate alınması gerekmektedir. Buna ek olarak aşırı derecede eksenel kuvvet oluşumunu engellemek amacıyla bu katsayının 2/3’ten küçük olması tercih edilmelidir. Bu doğrultuda bulunan katsayı gereği U perdelerin Y yönünde boşluklu perde davranışı gösterdiği belirlenmiştir.

TBDY-2018 Bölüm 4.3.4’te ve denklem (3.25)’te yer alan koşula göre; süneklik düzeyi yüksek boşluklu veya boşluksuz betonarme perdelerin moment aktaran süneklik düzeyi yüksek çerçeveler ile beraber kullanıldığı yapılarda, perdelerin tabanında oluşan toplam devrilme momenti değeri, yapının tamamı için tabanda meydana gelen toplam devrilme momentinin %40’ından az olmamakla birlikte %75’inden de fazla olamayacağı belirtilmektedir.

$$0,40M_o < \sum M_{DEV} < 0,75M_o \quad (3.25)$$

Denklem (3.25)’te verilen bu koşulların sağlanamaması durumunda yapının R ve D katsayılarında değişiklikler yapılarak bina yükseklik sınıfı da yeniden düzenlenmelidir. Denklem (3.25)’e göre binanın tabanında ve perde tabanlarında oluşan devrilme momentleri için gerekli hesaplamalar aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır.

X ve Y yönü için bulunan taban devrilme momentleri şu şekildedir:

$$M_{o(X)} = 192017,99 \text{ kNm}$$

$$M_{o(Y)} = 163674,21 \text{ kNm}$$

X yönünde çalışan perdelerin toplam devrilme momenti:

$$M_{DEV(X)} = 98849,53 \text{ kNm}$$

Y yönünde çalışan perdelerin toplam devrilme momenti:

$$M_{DEV(Y)} = 75700,17 \text{ kNm}$$

X yönünde perde devrilme momentlerinin toplam taban devrilme momentine oranı:

$$\frac{M_{DEV(X)}}{M_{o(X)}} = \frac{98849,53}{192017,99} = 0,51$$

Y yönünde perde devrilme momentlerinin toplam taban devrilme momentine oranı:

$$\frac{M_{DEV(Y)}}{M_{o(Y)}} = \frac{75700,17}{163674,21} = 0,46$$

Yapılan hesaplamalar sonucunda X ve Y yönleri için denklem (3.25)'te verilen taban devrilme momenti koşulunun sağlandığı görülmüştür.

3.6.8. Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı R Kontrolü

Bu başlık altında, TBDY-2018 Bölüm 4'te verilen yönlendirmeler doğrultusunda deprem etkisiyle betonarme perdelerde meydana gelen taban devrilme momentlerinin oranları dikkate alınarak Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı R 'nin belirlenmesi için kontroller yapılacaktır.

Yapının Deprem Tasarım Sınıfı DTS 1 olduğu için, TBDY-2018'de verilen aşağıdaki iki koşuldan herhangi birinin sağlanmaması durumunda R katsayısının $(4/5)R$ olarak dikkate alınması gerektiği belirtilmektedir. Bu koşullar,

- Tek bir perde elemanında oluşan taban devrilme momentinin, o doğrultuda binanın deprem kaynaklı toplam taban devrilme momentinin 1/3'ünden fazla olmaması gerekir;
- Yapının her bir kenar aksındaki perdelerin aldığı taban devrilme momenti toplamı, o doğrultuda binanın deprem kaynaklı toplam taban devrilme momentinin 1/6'sından az olmaması gerekir.

Bu koşullar doğrultusunda yapıda bulunan her bir perde elemanı için taban devrilme momenti kontrolü yapılarak **Tablo 3.23**'te verilmiştir.

Tablo 3.23: X ve Y yönlerindeki perdeler için $M_o/3$ kontrolü.

X			Y		
Perde No	$M_{DEV(X)}$	$M_o(X)/3$	Perde No	$M_{DEV(Y)}$	$M_o(Y)/3$
P1	13108,91	64005,99	P2	7348,53	54558,07
P6	13108,91		P3	7348,53	
U1	36242,51		P4	7348,53	
U2	36242,51		P5	7348,53	
			U1	8501,32	
			U2	8501,32	

Tablo 3.23'te elde edilen sonuçlara göre hiçbir perdenin taban devrilme momenti değeri, toplam taban devrilme momentinin 1/3'ünden büyük değildir ve bu koşul sağlanmaktadır.

Tablo 3.24: X ve Y yönleri kenar akslardaki perdeler için $M_o/6$ kontrolü.

X			Y		
Aks No	$M_{DEV(X)}$	$M_o(X)/6$	Perde No	$M_{DEV(Y)}$	$M_o(Y)/6$
1 aksı	13108,91	32003	A aksı	14697,06	27279,04
8 aksı	13108,91		F aksı	14697,06	

İkinci koşulda belirtildiği üzere her bir kenar aksın alacağı taban devrilme momenti değerinin toplam taban devrilme momentinin 1/6'sından büyük olması gerekmektedir. Ancak, yapılan kontroller sonrasında bu koşulun sağlanmadığı görülmüştür ve R ,

$$R = (4/5) \times 7 = 5,6$$

olacak şekilde güncellenmiştir. Yapıyla ilgili tüm hesaplar Mod Birleştirme Yöntemi kullanılarak $R=5,6$ olacak biçimde gerçekleştirilecektir.

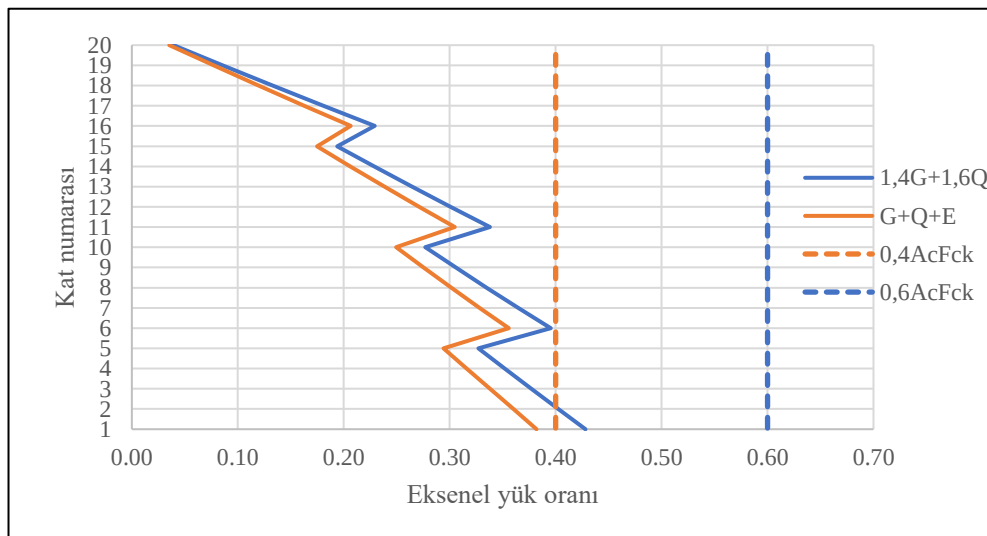
3.6.9. Elemanların Eksenel Yük Kontrolleri

Bu bölümde, taşıyıcı sistem elemanlarının yük kombinasyonlarına bağlı olarak maruz kaldıkları eksenel yük oranları TBDY-2018 ve TS500’de belirtilen koşullar altında kontrol edilecektir.

Kolon elemanlar için tasarım eksenel yükü değeri olan N_{dm} TBDY-2018’e göre düşey yükler ve deprem etkilerinin birleşimi sonucu oluşturulan G+Q+E kombinasyonun en elverişsiz değeri olarak belirlenir ve denklem (3.26)’da verilen koşulu sağlamalıdır. Burada A_c kolon kesitinin brüt alanı, f_{ck} ise betonun karakteristik basınç dayanımı temsil etmektedir. Aynı zamanda TS500’de verilen 1,4G+1,6Q yüklemesi altında elde edilen kolon eksenel basınç kuvveti değerlerinin $0,60A_c f_{ck}$ değerinden küçük olması gerekmektedir.

$$N_{dm} \leq 0,40A_c f_{ck} \quad (3.26)$$

Yapının en fazla eksenel basınç kuvvetine maruz kalan kolon elemanları iç akslarda bulunan ve yapı merkezine yakın olan kolonlardır. Bu kolonlar C19, C20, C23 ve C24 olmak üzere, bu elemanların karşılaştığı eksenel basınç kuvveti oranları Şekil 3.32’de verilmiştir. Elde edilen sonuçlara göre tüm kolon elemanları eksenel yük şartını sağlamaktadır.

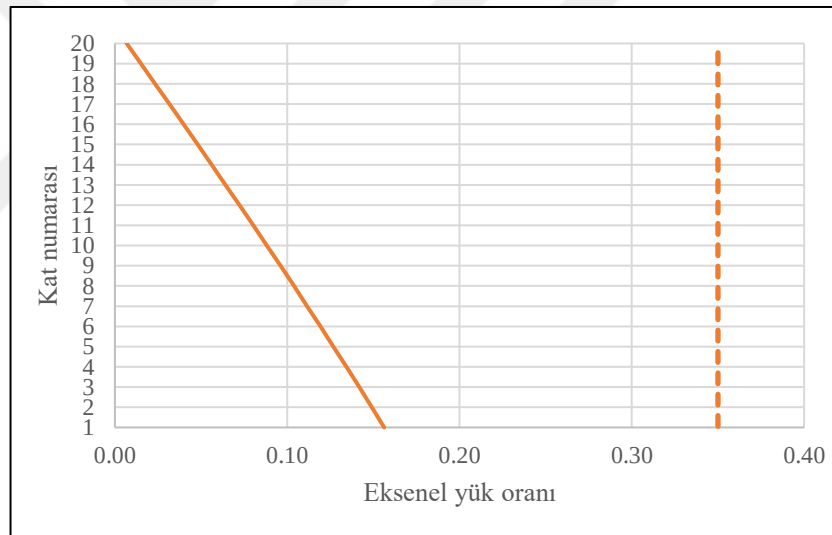


Şekil 3.32: C19-C20-C23-C24 Kolonları eksenel yük oranı.

TBDY-2018'e göre perde elemanlar için de eksenel basınç kuvveti kontrolü yapılmalıdır. Perde elemanların düşey yükler ve deprem etkilerinin birleşimi sonucu oluşturulan G+Q+E kombinasyonundan elde edilen eksenel yük değeri denklem (3.27)'de verilen koşulu sağlamalıdır.

$$N_{dm} \leq 0,35A_c f_{ck} \quad (3.27)$$

Yapının geometrisi gereği perde elemanlar için maksimum eksenel kuvvet değeri Y yönünde çalışan dış akslardaki perdelerde elde edilmiştir. P2, P3, P4 ve P5 olarak adlandırılan bu perdelerin eksenel basınç kuvveti oranları **Şekil 3.33**'te verilmiştir. Elde edilen sonuçlara göre tüm perdelerin TBDY-2018'de verilen eksenel yük oranı şartını sağladığı görülmüştür.



Şekil 3.33: P2-P3-P4-P5 perdeleri eksenel yük oranı.

TBDY-2018'de kiriş elemanlar için de bir eksenel yük kontrolü bulunmaktadır. Tasarım eksenel basınç kuvveti değeri denklem (3.28)'de verilen koşulu sağlamayan kiriş elemanların kolon olarak boyutlandırılıp tasarlanması gerekmektedir.

$$N_d \leq 0,10A_c f_{ck} \quad (3.28)$$

Kiriş elemanlar içerisinde maksimum aksenal kuvvet değeri 186,64 kN olarak elde edilmiştir. Bu koşula göre kirişlerde elde edilen maksimum aksenal kuvvet oranı,

$$\begin{aligned} N_d &= 186,64 \text{ kN} \\ A_c &= 240000 \text{ mm}^2 \\ f_{ck} &= 45 \text{ MPa} \\ \frac{N_d}{A_c f_{ck}} &= \frac{186,64 \times 10^3}{240000 \times 45} = 0,017 \leq 0,10 \end{aligned}$$

olarak elde edilmiştir.

3.7. Tasarım Hesapları

Bu aşamada, betonarme yapının taşıyıcı sistemini oluşturan elemanlar için çelik donatı hesapları gerçekleştirilecektir. Betonarme elemanların eğilme momentleri ve kesme kuvvetlerinin belirlenmesi için gerekli düzenlemeler yapılarak elemanların TBDY-2018 koşulları gereği tasarım aşaması tamamlanmıştır.

3.7.1. Kiriş Tasarımı

Kiriş elemanlar için boyutlandırma aşamaları önceki bölümlerde ele alınmıştı. Bu aşamada kiriş elemanlar için boyuna ve enine donatılar için gerekli hesaplamalar gerçekleştirilecektir. Betonarme taşıyıcı sistemin inşa süreçlerinden dolayı kiriş elemanlar tablalı kesit olarak tasarlanmalıdır. Kiriş elemanlarda dikkate alınması gereken iki enkesit durumu mevcuttur. Bunlardan birincisi düşey yüklerin büyük oranda hakim olduğu açıklık enkesiti, diğeri ise deprem gibi yatay kuvvetlerin ciddi şekilde zorladığı mesnet enkesitleridir. ETABS programında yapılan analizler sonucunda kiriş kesitlerini en çok zorlayan kuvvetler elde edilerek bu doğrultuda tüm kiriş elemanların donatı hesapları TBDY-2018 çerçevesinde gerçekleştirilmiştir. Kiriş elemanlar için örnek bir hesap olarak yapının 9. katında yer alan B7 kirişinin detaylı hesaplamaları aşağıdaki şekilde verilmiştir. Donatı hesaplamaları sonrasında dokuz farklı tablalı kiriş kesiti için her 5 katta bir donatı düzenlemesi yapılarak toplamda 36 adet kiriş kesiti elde edilmiştir.

Betonarme hesap için parametreler:

$$f_{ck} = 45 \text{ MPa}, \gamma_{mc} = 1,50 \rightarrow f_{cd} = 30 \text{ MPa}$$

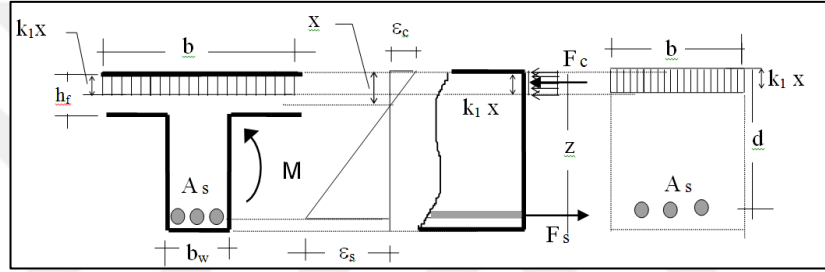
$$f_{yk} = 420 \text{ MPa}, \gamma_{ms} = 1,15 \rightarrow f_{yd} = 365 \text{ MPa}$$

$$k_1 = 0,85 - 0,006(f_{ck} - 25) = 0,85 - 0,006(45 - 25) = 0,73$$

$$f_{ctk} = 0,35 \times \sqrt{f_{ck}} = 0,35 \times \sqrt{45} = 2,348 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctd} = 1,57 \text{ MPa}$$

Kiriş açıklık boyuna donatı hesabı:

Kiriş açıklığı için elde edilen momentler pozitif değer almaktadır. Bu doğrultuda tablalı kiriş için beton basınç bloğu **Şekil 3.34**'te görüldüğü gibi meydana gelmektedir.



Şekil 3.34: Kiriş açıklığı beton basınç bloğu.

ETABS programında yapılan analizlerde kiriş açıklığı için elverişsiz moment değeri 198,03 kNm olarak elde edilmiştir.

$$M_d = 198,03 \text{ kNm}$$

$$M_{tt} = 0,85 \times f_{cd} \times h_f \times b \times (d - h_f/2) = 0,85 \times 30 \times 200 \times 400 \times (570 - 100) \times 10^{-6}$$

$$M_{tt} = 958,8 \text{ kNm}$$

$M_d < M_{tt}$ olduğu için **Şekil 3.34**'te görüldüğü gibi basınç bloğu dikdörtgen olarak meydana gelmektedir. Basınç bloğu yüksekliği döşeme kalınlığından küçük olduğu için donatı oranı şu şekilde elde edilir:

$$\bar{\rho} = 0,85 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_d}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}} \right) = 0,85 \frac{30}{365} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 198,03 \times 10^6}{0,85 \times 30 \times 1240 \times 570^2}} \right)$$

$$\bar{\rho} = 0,00136$$

$$A_s = \bar{\rho} \cdot b \cdot d = 0,00136 \times 1240 \times 570 = 961,25 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{961,25}{400 \times 570} = 0,00422$$

ρ donatı oranı değerinin aşağıda bulunan koşulu sağlaması gerekmektedir:

$$\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max}$$

$$\rho_{\min} = 0,8 \cdot \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} = 0,8 \cdot \frac{1,57}{365} = 0,00344$$

$$\rho_{\max} = 0,85 \cdot \bar{\rho}_b$$

$$\bar{\rho}_b = 0,85 \cdot k_1 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \left(\frac{600}{600 + f_{yd}} \right) \frac{b}{b_w} = 0,85 \times 0,73 \times \frac{30}{365} \left(\frac{600}{600 + 365} \right) \frac{1240}{400} = 0,0983$$

$$\rho_{\max} = 0,85 \times 0,0983 = 0,0836$$

$$\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max} \rightarrow 0,00344 \leq 0,00422 \leq 0,0836 \quad \checkmark$$

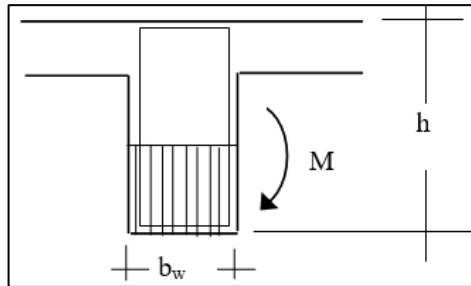
$$\rho_{\text{sehim}} = 0,235 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,235 \frac{30}{365} = 0,0193$$

$$\rho \leq \begin{cases} 0,85 \cdot \bar{\rho}_b \\ 0,02 \\ 0,235 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} (\text{sehim}) \end{cases} \rightarrow \rho = 0,00422 \leq \begin{cases} 0,0836 \\ 0,02 \\ 0,0193 \end{cases} \quad \checkmark$$

Kiriş açıklık momenti için donatı alanı $A_s = 961,25 \text{ mm}^2$ olarak bulunmuştur. Açıklık alt donatısı olarak $3\phi 22$ seçilmiştir ve $A_s = 1140,40 \text{ mm}^2$ olarak hesaplanmıştır.

Kiriş mesnet boyuna donatı hesabı:

ETABS programından alınan sonuçlara göre kirişlerin mesnet bölgesinde meydana gelen eğilme momenti negatif değer almaktadır. Negatif moment alan tablalı kirişlerin çekme donatısı için hesap adımları dikdörtgen kirişlerle aynı olmaktadır.



Şekil 3.35: Kiriş mesneti beton basınç bloğu.

Yapının 9. katında yer alan B7 kirişi için mesnet bölgesinde meydana gelen en elverişsiz kesit tesirlerine göre donatı hesabı aşağıdaki şekilde gerçekleştirilmiştir.

$$M_d = -252,3 \text{ kNm}$$

Basınç bloğu yüksekliği:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_d}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w}} = 570 - \sqrt{570^2 - \frac{2 \times 252,3 \times 10^6}{0,85 \times 30 \times 400}} = 45,186 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd}(d - a/2)} = \frac{252,3 \times 10^6}{365 \times (570 - 45,186/2)} = 1262,74 \text{ mm}^2$$

$$\text{Seçilen donatı} \rightarrow 4\phi 22 \rightarrow A_s = 1520,53 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{1520,53}{400 \times 570} = 0,00667$$

$$\rho_{\min} = 0,8 \cdot \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} = 0,8 \cdot \frac{1,57}{365} = 0,00344$$

$$A_{s\min} = 0,00344 \times 400 \times 570 = 784,32 \text{ mm}^2$$

$$\rho_b = 0,85 \cdot k_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \left(\frac{600}{600 + f_{yd}} \right) = 0,85 \times 0,73 \times \frac{30}{365} \left(\frac{600}{600 + 365} \right) = 0,0317$$

$$\rho_{\max} = 0,85 \times 0,0317 = 0,0269$$

$$A_{s\max} = 0,0317 \times 400 \times 570 = 7227,6 \text{ mm}^2$$

$$\rho \leq \begin{cases} 0,85 \cdot \rho_b \\ 0,02 \\ 0,235 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \end{cases} \rightarrow \rho = 0,00677 \leq \begin{cases} 0,0269 \\ 0,02 \\ 0,0193 \end{cases} \quad \checkmark$$

Mesnet üst donatısı olarak 4φ22 seçilmiştir ve $A_s = 1520,53 \text{ mm}^2$ olarak hesaplanmıştır. Yapı Deprem Tasarım Sınıf (DTS) 1 olarak belirlendiğinden dolayı TBDY-2018 Bölüm 7.4.2’de yer alan koşullar gereği mesnet alt donatısında, mesnet üst donatısında yer alan donatı alanının en az %50’si bulunmalıdır. Bu sebeple mesnet alt donatısı için 2φ22 ($A_s = 760,27 \text{ mm}^2$) seçilmesi uygun görülmüştür. Kiriş açıklık üst donatısının da 2φ22 olarak düzenlenmesi uygun görülmüştür. Kirişlerin boyuna donatı koşulları bu şekilde tamamlanmıştır.

Betonarme kirişlerin enine donatı hesabında kiriş elemanlar sarılma bölgesi ve orta bölge olarak ikiye ayrılmaktadır. Kiriş mesnetleri için kolon iç yüzünden kiriş yüksekliğinin iki katı kadar olan mesafe Sarılma Bölgesi olarak belirtilmektedir.

Kirişlerin sarılma bölgesindeki minimum etriye aralığı denklem (3.29)'da yer alan koşullar doğrultusunda belirlenmektedir.

$$s_k \leq \begin{cases} h_k/4 \\ 8\phi_{\min} \\ 150 \text{ mm} \end{cases} \quad (3.29)$$

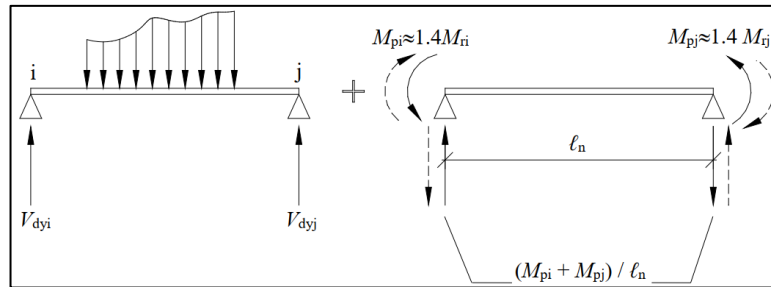
Denklem (3.29)'da yer alan koşullar B7 kirişi için uygulandığında sarılma bölgesi için minimum etriye aralığı aşağıdaki şekilde hesaplanmaktadır.

$$s_k \leq \begin{cases} 143,75 \text{ mm} \\ 176 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \end{cases}$$

Kirişlerin enine donatı hesabında kullanılacak olan kesme kuvveti V_e , denklem (3.30)'da yer alan koşul ile belirlenecektir. Burada depremin iki yönü için elverişsiz olan durum ele alınacaktır.

$$V_e = V_{dy} \pm \frac{M_{pi} + M_{pj}}{l_n} \quad (3.30)$$

Denklem (3.30)'da yer alan koşula göre 9. katta yer alan B7 kirişi için aşağıdaki hesaplamalar gerçekleştirilmiştir. Burada kiriş uç bölgelerindeki moment kapasiteleri $M_p \approx 1,4M_r$ olarak dikkate alınmıştır. Denklem (3.30)'da yer alan koşula ilave olarak deprem yüklerinin dayanım fazlalığı katsayısı ($D = 2,5$) ile artırılması durumunda yük birleşiminden elde edilen kesme kuvvetinin denklem (3.30)'da yer alan kesme kuvvetinden küçük olması halinde, V_e yerine bu kuvvetin kullanılması TBDY-2018'de belirtilmiştir.



Şekil 3.36: Kiriş kesme kuvveti belirlenmesi için moment kapasiteleri.

$$\begin{aligned}
V_{dy} &= 136,67 \text{ kN} \\
M_{pi}^{üst} &= 427,35 \text{ kN} \\
M_{pj}^{alt} &= 213,67 \text{ kN} \\
M_{pi}^{alt} &= 213,67 \text{ kN} \\
M_{pj}^{üst} &= 427,35 \text{ kN} \\
V_{e1} &= 136,67 \pm \frac{427,35 + 213,67}{7} = 228,24 \text{ kN} \\
V_{e2} &= 136,67 \pm \frac{213,67 + 427,35}{7} = 228,24 \text{ kN} \\
V_G + V_Q + D \times V_E &= 267,14 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Yapılan hesaplamalar sonucunda kesme kuvveti V_e 'nin 228,24 kN olarak dikkate alınması uygun görülmüştür. Elde edilen bu kesme kuvvetinin denklem (3.31)'de yer alan bağıntıdaki koşulu sağlamaması halinde, kesit boyutlarının artırılarak deprem hesabının tekrarlanması gerekmektedir.

$$V_e \leq 0,85 \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (3.31)$$

$$228,28 \leq 0,85 \times 400 \times 570 \times \sqrt{45} \times 10^{-3}$$

$$228,20 \leq 1300,05 \text{ (kN)} \quad \checkmark$$

Kirişlerin sarılma bölgesindeki enine donatı hesabında betonun kesme dayanımına katkısı V_c de dikkate alınmalıdır. Fakat sadece deprem yüklerinden meydana gelen kiriş kesme kuvveti, depremli yük kombinasyonlarından meydana gelen kesme kuvvetinin yarısından fazla ise $V_c = 0$ olarak belirlenmelidir. Bu koşula göre aşağıdaki hesaplamalar yapılmıştır.

Sadece deprem kuvvetinden meydana gelen kesme kuvveti $\rightarrow 24,24 \text{ kN}$

$$V_e = 228,24 \text{ kN}$$

$$24,24 \geq \frac{228,24}{2} = 114,12 \quad \text{X} \rightarrow \text{Beton katkısı dikkate alınabilir.}$$

$$V_c = 0,80 \cdot V_{cr}$$

$$V_{cr} = 0,65 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,65 \times 1,57 \times 400 \times 570 \times 10^{-3} = 232,67 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,80 \times 232,67 = 186,14 \text{ kN}$$

Enine donatıların karşılamak zorunda olduğu kuvvet:

$$V_w = 228,24 - 186,14 = 42,1 \text{ kN}$$

Enine donatı olarak 10 mm çapında iki kollu etriye seçildiğinde:

$$A_{sw} = 2 \times (\pi \times 10^2)/4 = 157,08 \text{ mm}^2$$

Kiriş elemanın sarılma bölgesindeki etriye aralığı,

$$s_k = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot d}{V_w} = \frac{157,08 \times 365 \times 570}{42,1 \times 10^3} = 776,26 \text{ mm}$$

$$s_k \leq \begin{cases} 143,75 \text{ mm} \\ 176 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \\ 776,26 \text{ mm} \end{cases}$$

$s_k = 100 \text{ mm} = 10 \text{ cm}$ olarak belirlenmiştir ($\phi 10/100$). Elde edilen bu enine donatı aralığının TS500'de yer alan koşulu da sağlaması gerekmektedir.

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq 0,3 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} b_w \rightarrow \frac{157,08}{100} \geq 0,3 \frac{1,57}{365} 400 \rightarrow 1,57 > 0,516 \quad \checkmark$$

Seçilen enine donatının TS500'de yer alan koşulları sağladığı görülmektedir. Belirlenen bu enine donatının karşılayabileceği taşıma gücü ise aşağıdaki şekilde belirlenir.

$$V_w = \frac{157,08 \times 365 \times 570}{100} \times 10^{-3} = 326,80 \text{ kN}$$

Beton katkısı ilave edilirse:

$$V_r = V_w + V_c = 326,80 + 186,14 = 512,94 \text{ kN}$$

Kiriş orta bölgesi için enine donatı hesapları aşağıdaki şekilde gerçekleştirilmiştir.

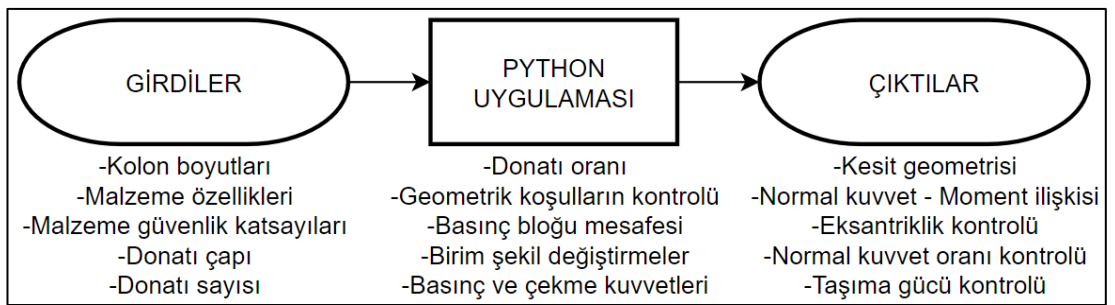
$$V_e < 3.V_{cr} \rightarrow 228,24 < 3 \times 186,14 \text{ olduğu için, } s_o \leq d/2 \rightarrow 570/2 = 285 \text{ mm olmalıdır.}$$

Kiriş orta bölgesi için $\phi 10/200$ enine donatı uygun görülmüştür.

3.7.2. Kolon Tasarımı

Kolon ön boyutlandırma için gerekli koşullar önceki bölümlerde ele alınmıştı. Bu bölümde kolonların boyuna ve enine donatıları için gerekli olan hesaplamalar yapılarak kolon elemanların tasarımları TBDY-2018 çerçevesinde gerçekleştirilecektir. Kolon elemanların boyuna donatı koşullarından bahsedilecek olursa, boyuna donatı alanının brüt kesit alanının %1'inden az ve %4'ünden daha fazla olmaması gerekmektedir. Aynı zamanda kolonlarda boyuna donatı olarak en küçük $\phi 14$ donatısı kullanılmalıdır. Kolonların ek yapılan kesitlerinde maksimum donatı oranının %6 olmasına izin verilmektedir. Boyuna donatılardaki bindirme ekleri, kolon yüksekliğinin orta 1/3'lük kısmında yapılması gerekmektedir. Bu bölgede kullanılacak enine donatıların aralıkları kolonun en küçük boyutunun üçte birinden ve 150 mm'den büyük olmamalıdır.

Yapının iç akslarında yer alan kolonlar, dış akslarda yer alan kolonlara göre boyut olarak 10'ar cm daha küçüktür. Kolonların kesit boyutları dikkate alınarak her 5 katta bir iç ve dış kolonları şeklinde ayrılmak üzere toplamda 8 adet kolon kesiti belirlenmiştir. Kolon elemanların boyuna donatı hesaplarının pratik bir şekilde yapılabilmesi için Python programlama dilinde bir uygulama geliştirilmiştir [Python, 2009]. Şekil 3.37'de geliştirilen programdaki girdilerin, içerisinde gerçekleştirilen hesapların ve çıktıların yer aldığı özet diyagram görülmektedir.



Şekil 3.37: Python programının özet diyagramı.

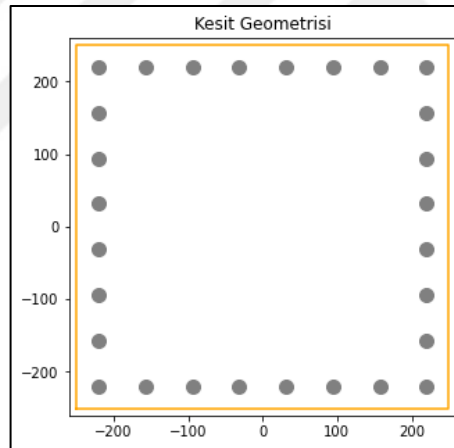
Python programında oluşturulan uygulama ile yapıya ait tüm kolonların boyuna donatı hesaplamaları gerçekleştirilmiştir. Bu aşamada, 15-20 kat aralığında iç akslarda yer alan 500x500 boyutlarındaki kolonlar göz önüne alınarak tüm hesaplamalar detaylı bir şekilde gösterilmiştir.

500x500 boyutlarındaki kolon için köşe donatılar 18 mm, diğer donatılar 14 mm olacak şekilde toplamda 28 adet donatı yerleştirilmiştir. Kesitin donatı oranı,

$$A_s = 4 \frac{\pi \times 18^2}{4} + 24 \frac{\pi \times 14^2}{4} = 4712,39 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{4712,39}{500 \times 500} = 0,0188 = \%1,88$$

şeklinde elde edilmiştir. Donatı oranı $0,01 \leq \rho \leq 0,04$ koşulunu sağlamaktadır. TS500’de yer alan ifadeye göre, donatılar arasındaki maksimum mesafenin $25 \cdot \phi_{\text{etriye}}$ koşulunu da sağlaması gerekmektedir. Etriye çapı olarak 10 mm göz önüne alınırsa donatı aralarındaki mesafenin maksimum 250 mm olması gerekmektedir. Python programına verilen girdiler doğrultusunda **Şekil 3.38**’de yer alan kolon enkesiti elde edilmiştir.



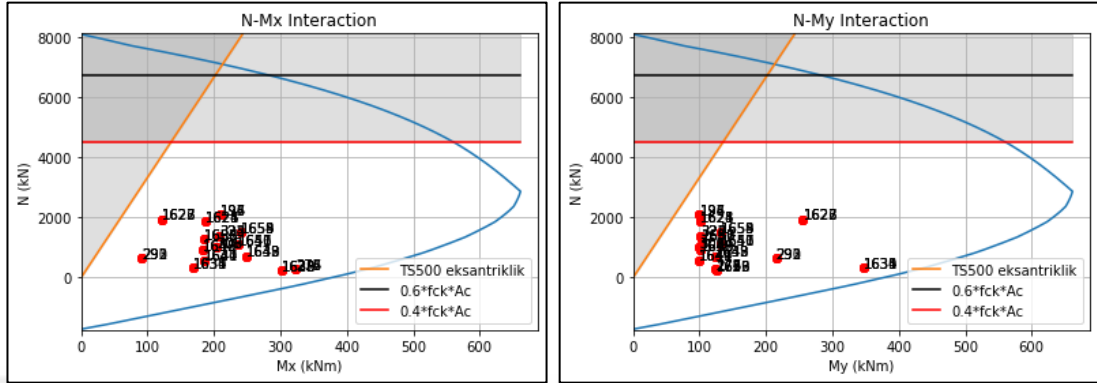
Şekil 3.38: 15-20. katlardaki 500x500 iç aks kolon enkesiti.

Python yazılım dilinde geliştirilen programda verilen girdiler doğrultusunda kolon kesitine ait Normal kuvvet – Eğilme momenti etkileşim diyagramı elde edilebilmektedir. Bu etkileşim diyagramı, diğer bir adıyla kolon dayanım zarfı, üzerinde kolona etkiyebilecek maksimum normal kuvvet değerinin ve TS500’de yer alan minimum dış merkezlik koşulunun da kontrolü otomatik olarak yapılmaktadır. Burada dış merkezlik koşulu denklem (3.32)’de yer alan bağıntı ile belirlenmektedir.

$$e_{\min} = 15 \text{ mm} + 0,03 \cdot h$$

$$M_d = N_d \cdot e_{\min} \quad (3.32)$$

Python uygulamasından elde edilen çıktılar **Şekil 3.39**'da görülmektedir. Kolon elemana etkiyen kuvvet değerleri de Excel tablolarından okunarak program tarafından kolon dayanım zarfı diyagramında noktalanmaktadır.



Şekil 3.39: 500x500 kolon elemanların PM etkileşim diyagramı ve kuvvetlerin gösterimi.

Kolon elemanın enine donatı hesaplarına gelindiğinde, yük birleşimlerinden elde edilen en elverişsiz kesme kuvveti enine donatı tasarımında dikkate alınarak işlemler gerçekleştirilir. Kolon elemanların alt ve üst uçlarında sarılma bölgeleri tanımlanmalıdır. Bu sarılma bölgelerinin uzunluğu kolon serbest boyunun 1/6'sından, kolon en büyük kesit uzunluğunun 1,5 katından ve 500 mm'den küçük olmaması gerekmektedir. Sarılma bölgesinin uzunluğu 500x500 mm boyutlarındaki kolon için aşağıdaki şekilde elde edilir. Sarılma bölgesi uzunluğu,

$$\text{kolon serbest yüksekliğinin } 1/6\text{'sı} \rightarrow 350-60 = 290 \text{ cm} \rightarrow 290/6 = 48,33 \text{ cm}$$

$$\text{en büyük kesit boyutunun } 1,5 \text{ katı} \rightarrow 50 \times 1,5 = 75 \text{ cm}$$

ve 500 mm'den küçük olmamalıdır. Bu durumda sarılma bölgesi uzunluğu 75 cm olarak belirlenmiştir.

Kolon elemanın kesme kuvveti belirlenirken denklem (3.33)'te yer alan kesme kuvveti koşulunun sağlanması gerekmektedir.

$$V_d \leq 0,22 \cdot A_w \cdot f_{cd} \quad (3.33)$$

$$V_d \leq 0,22 \times 500 \times 500 \times 30 \times 10^{-3} = 1650 \text{ kN}$$

Yük kombinasyonları sonucunda 16. kat iç aksta yer alan 500x500 boyutlarındaki C19 kolon elemanın kesme kuvveti değeri $V_d = 104,58$ kN, Normal kuvvet değeri $N_d = 2322,42$ kN olarak elde edilmiştir. Kolon elemanlar için kesme kuvveti altında çatlama dayanımı V_{cr} denklem (3.34)'te verilen bağıntı ile elde edilmektedir.

$$V_{cr} = 0,65 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d \left(1 + 0,07 \frac{N_d}{A_c} \right) \quad (3.34)$$

Kolon kesitinin kesme kuvveti altında çatlama dayanımı V_{cr} ,

$$V_{cr} = 0,65 \times 1,57 \times 500 \times 470 \left(1 + 0,07 \frac{2322,42}{500 \times 500} \right) \times 10^{-3} = 395,77 \text{ kN}$$

olarak elde edilmiştir. Betonun kesme katkısı ise denklem (3.35) ile belirlenmektedir.

$$V_c = 0,8 \cdot V_{cr} \quad (3.35)$$

Betonun kolon kesme dayanımına katkısı V_c ,

$$V_c = 0,8 \times 395,77 = 316,62 \text{ kN}$$

olarak hesaplanmıştır. Betonun kesme dayanımına katkısının göz önüne alınıp alınmayacağı ilerleyen aşamalarda belirlenecektir. Süneklik düzeyi yüksek kolon elemanlar için denklem (3.36)'da yer alan enine donatı aralığı şartının sağlanmalıdır.

$$s_c \leq \begin{cases} \frac{b_{min}}{3} \\ 6\phi_{min} \\ 150 \text{ mm} \end{cases} \quad (3.36)$$

Kolon elemanın sarılma bölgesi için minimum etriye aralığı,

$$s_c \leq \begin{cases} \frac{500}{3} = 167 \text{ mm} \\ 6 \times 14 = 84 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \end{cases}$$

etriye çapı 10 mm olacak şekilde $\phi 10/80$ şeklinde seçilmesi uygun görülmüştür.

Kolon elemanlar için basınç durumunda $N_d > 0,20.A_c.f_{ck}$ olması halinde sarılma bölgesindeki minimum enine donatı alanı denklem (3.37)'de yer alan koşullardan aleyhte olan durum göz önüne alınarak hesaplama yapılmalıdır. Normal kuvvet oranının 0,20'den küçük olması halinde bu koşulun en az 2/3'ü uygulanmalıdır.

$$\frac{A_{sh}}{s_c} \geq \begin{cases} 0,30 \cdot b_k \left[\frac{A_c}{A_{ck}} - 1 \right] \frac{f_{ck}}{f_{ywk}} \\ 0,075 \cdot b_k \frac{f_{ck}}{f_{ywk}} \end{cases} \quad (3.37)$$

Sarılma bölgesindeki enine donatı $n=5$ olmak üzere $\phi 10/80$ olarak dikkate alınırsa,

$$A_{sh} = \frac{n \cdot \pi \cdot \phi_w^2}{4} = \frac{5 \cdot \pi \cdot 10^2}{4} = 392,70 \text{ mm}^2$$

$$\frac{392,70}{80} \geq \begin{cases} 0,30 \times 440 \times \left[\frac{500 \times 500}{440 \times 440} - 1 \right] \frac{45}{420} \\ 0,075 \times 440 \times \frac{45}{420} \end{cases} \rightarrow 4,908 \geq \begin{cases} 4,12 \\ 3,536 \end{cases} \quad \checkmark$$

denklem (3.37)'de verilen koşulların sağlandığı görülmektedir. Betonarme elemanlarda gevrek kırılmanın önlenmesi adına TS500'de ifade edilen denklem (3.38)'de yer alan koşulun sağlanması gerekmektedir.

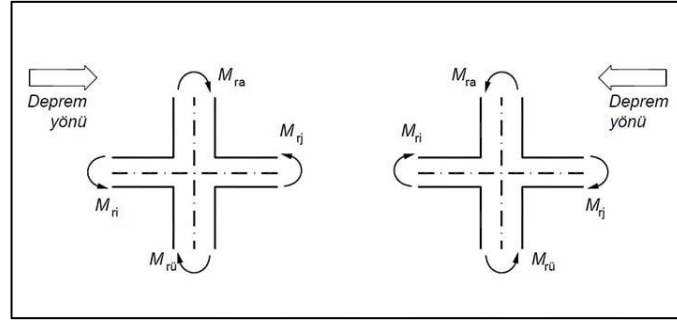
$$\frac{A_{sw}}{s_c} \geq 0,3 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} b \quad (3.38)$$

$$\frac{392,70}{80} \geq 0,3 \frac{1,57}{365} 500 \rightarrow 4,908 \geq 0,645 \quad \checkmark$$

Denklem (3.38)'de yer alan koşul sarılma bölgesi enine donatısı için sağlanmaktadır. Kolon ve kirişlerin düğüm noktalarında kolonların toplam moment taşıma gücünün, o düğüm noktasındaki kirişlerin toplam moment taşıma gücünün 1,2 katından büyük olması gerekmektedir. Denklem (3.39)'da verilen bağıntıda kolon elemanlar için daha düşük taşıma gücü değeri veren birleşimler seçilmeli ve kiriş elemanlar için de yüksek taşıma gücü değeri elde edilen durum dikkate alınmalıdır.

$$(M_{ra} + M_{r\ddot{u}}) \geq 1,2(M_{ri} + M_{rj}) \quad (3.39)$$

Şekil 3.40'ta kolonların kirişlerden daha güçlü olma koşulunun bir gösterimi yer almaktadır. Yapının 16. katında yer alan C19 kolonunun üst düğüm noktasında kolonların kirişlerden daha güçlü olma koşulu, diğer bir adıyla güçlü kolon ilkesi, için hesaplamalar detaylı bir şekilde gösterilecektir.



Şekil 3.40: Kolonların kirişlerden güçlü olma koşulu için taşıma gücü gösterimi.

Binanın 16. katında iç aksta bulunan 500x500 mm boyutlarındaki C19 kolonunun üst düğüm noktası için güçlü kolon ilkesi hesapları aşağıdaki şekilde gerçekleştirilmiştir.

16. Kat C19 üst ucunda,

$$P = 1942,27 \text{ kN} \rightarrow M_r = 628,73 \text{ kNm}$$

17. Kat C19 alt ucunda,

$$P = 1547,42 \text{ kN} \rightarrow M_r = 597,26 \text{ kNm}$$

X yönü için düğüm noktası kirişlerinin taşıma gücü momentleri,

$$M_{ri}^{üst} = 181,63 \text{ kNm}$$

$$M_{ri}^{alt} = 306,51 \text{ kNm}$$

$$M_{rj}^{üst} = 378,40 \text{ kNm}$$

$$M_{rj}^{alt} = 152,62 \text{ kNm}$$

$$1,2(M_{ri} + M_{rj})_1 = 1,2 \times (181,63 + 152,62) = 401,1 \text{ kNm}$$

$$1,2(M_{ri} + M_{rj})_2 = 1,2 \times (306,51 + 378,40) = \mathbf{821,89 \text{ kNm}}$$

$$(M_{ra} + M_{ru}) \geq 1,2(M_{ri} + M_{rj}) \rightarrow (628,73 + 597,26) \geq 821,89$$

$$(1225,99) \geq 821,89 \quad \checkmark$$

Y yönü için düğüm noktası kirişlerinin taşıma gücü momentleri,

$$M_{ri}^{üst} = 378,40 \text{ kNm}$$

$$M_{ri}^{alt} = 189,20 \text{ kNm}$$

$$M_{rj}^{üst} = 544,90 \text{ kNm}$$

$$M_{rj}^{alt} = 306,51 \text{ kNm}$$

$$1,2(M_{ri} + M_{rj})_1 = 1,2 \times (378,40 + 306,51) = 821,89 \text{ kNm}$$

$$1,2(M_{ri} + M_{rj})_2 = 1,2 \times (189,20 + 544,90) = \mathbf{880,92 \text{ kNm}}$$

$$(M_{ra} + M_{rü}) \geq 1,2(M_{ri} + M_{rj}) \rightarrow (628,73 + 597,26) \geq 880,92$$

$$(1225,99) \geq 880,92 \quad \checkmark$$

Yapılan tahkikler sonucunda yapının tüm düğüm noktaları için kolonların kirişlerden güçlü olma koşulunun sağlandığı görülmüştür.

Kolon elemanların enine donatı hesabında göz önüne alınan kesme kuvveti denklem (3.40)'ta yer alan bağıntı ile elde edilmektedir.

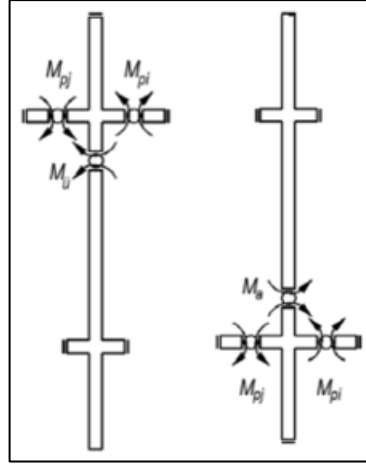
$$V_e = (M_a + M_{\bar{u}})/l_n \quad (3.40)$$

Denklem (3.40)'ta elde edilecek kesme kuvvetinin düşey yüklerden ve dayanım fazlalığı katsayısı D ile arttırılmış depremten dolayı oluşan kesme kuvvetlerinin toplamından daha küçük olduğu durumda, bu kesme kuvveti esas alınmalıdır.

Yapının 16. katında bulunan C19 kolonunun alt ve üst uçlarında güçlü kolon ilkesi sağlandığı için M_a ve $M_{\bar{u}}$ hesaplamaları denklem (3.41)'de verilen ifadeler ile yapılacaktır. Burada $M_{h\bar{u}}$ ve M_{ha} ifadeleri yapının deprem hesabı sonucunda elde edilen eğilme momenti değerleridir. $\sum M_p$ değeri ise düğüm noktasında yer alan kirişlerin uçlarındaki moment kapasitelerinin toplamıdır. **Şekil 3.41**'de üst ve alt düğüm noktası için M_a , $M_{\bar{u}}$ ve M_p değerlerinin gösterimi verilmiştir.

$$M_{\bar{u}} = \frac{M_{h\bar{u}(i)}}{M_{h\bar{u}(i)} + M_{ha(i+1)}} \sum M_p$$

$$M_a = \frac{M_{ha(i)}}{M_{ha(i)} + M_{h\bar{u}(i-1)}} \sum M_p \quad (3.41)$$



Şekil 3.41: Güçlü kolon ilkesinin sağlandığı düğüm noktalarında moment eşitliğinin gösterimi.

Göz önüne alınan kolon için kesme kuvveti hesabı şu şekilde yapılmıştır.

$$\Sigma M_p = 1,4 \times (306,51 + 378,40) = 958,87 \text{ kNm}$$

$$M_{\bar{u}} = \frac{130,27}{130,27 + 201,69} 958,87 = 376,29 \text{ kNm}$$

$$M_a = \frac{173,14}{173,14 + 195,49} 958,87 = 450,37 \text{ kNm}$$

$$V_e = \frac{450,37 + 376,29}{2,9} = 285,06 \text{ kN}$$

Elde edilen bu kesme kuvvetinin denklem (3.42)'de yer alan maksimum kesme kuvveti değerinden küçük olması gerekmektedir. Aksi durumda kesit boyutları büyütülerek deprem hesabının tekrarlanması gerekmektedir.

$$V_e \leq 0,85 \cdot A_w \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (3.42)$$

Maksimum kesme kuvveti hesabı,

$$285,06 \leq 0,85 \times 500 \times 500 \times \sqrt{45} \times 10^{-3} = 1425,49 \quad \checkmark$$

Kolon enine donatısı hesabında beton katkısının göz önüne alınıp alınmayacağına karar verilmesi için iki durum göz önüne alınmaktadır. Bunlardan birincisi, yalnızca deprem yüklerinden meydana gelen kesme kuvvetinin depremli kombinasyonlar sonucunda elde edilen kesme kuvvetinden daha büyük olması ve ikinci olarak da $N_d \leq$

$0,05.A_c.f_{ck}$ şartının sağlanması durumunda betonun kesme dayanımı için katkısı $V_c=0$ olarak ele alınmalıdır. Göz önüne alınan kolonda normal kuvvet oranı şartı sağlanmadığı için betonun kesme katkısına oranı hesaplandığı şekliyle,

$$V_c = 0,8 \times 395,77 = 316,62 \text{ kN}$$

olarak dikkate alınmıştır. Kolon kesme kuvveti kapasitesi denklem (3.43)'te verilen bağıntı ile hesaplanmaktadır. Burada V_w ifadesi kolon enine donatısının kesme kuvveti kapasitesi olarak ifade edilmektedir.

$$V_r = V_c + V_w \quad (3.43)$$

Kolon elemanın 5 kollu $\phi 10$ ve 80 mm aralıkla enine donatı yerleşimi yapılmıştır. Bu doğrultuda enine donatı kapasitesi,

$$V_w = \frac{A_{sh} \cdot f_{ywd} \cdot d}{s_c} = \frac{392,70 \times 365 \times 470}{80} 10^{-3} = 842,1 \text{ kN}$$

olarak hesaplanır. Bu doğrultuda kolonun toplam kesme kuvveti kapasitesi,

$$V_r = V_c + V_w = 316,62 + 842,1 = 1158,72 \text{ kN}$$

şeklinde elde edilmiştir.

Bu doğrultuda kolon eleman için hesaplanan kesme kuvveti $V_e = 285,06 \text{ kN}$ değeri, kolonun kesme kuvveti kapasitesi $V_r = 1158,72$ değerinden küçük olmaktadır. Kolon sarılma bölgesi için yapılan enine donatı hesabı güvenli şekilde tamamlanmıştır

Kolon orta bölgesi için enine donatı hesabında denklem (3.44) ve (3.45)'te yer alan koşulların sağlanması gerekmektedir.

$$s_o \leq \begin{cases} \frac{b_{min}}{2} \\ 200 \text{ mm} \end{cases} \quad (3.44)$$

$$\frac{A_{sw}}{s_o} \geq 0,3 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} b \quad (3.45)$$

Kolon orta bölgesi için enine donatı hesabı aşağıdaki şekilde gerçekleştirilmiştir.

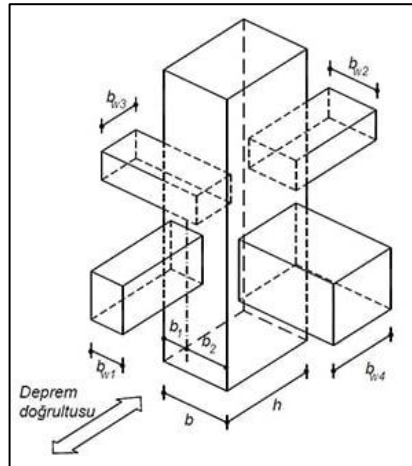
Kolon orta bölgesi için adım mesafesi,

$$s_o \leq \begin{cases} \frac{500}{2} \\ 200 \text{ mm} \end{cases} = s_o \leq \begin{cases} 250 \\ 200 \text{ mm} \end{cases}$$
$$\frac{392,70}{s_o} \geq 0,3 \frac{1,57}{365} 500 \rightarrow s_o \leq 609 \text{ mm}$$

şeklinde hesaplanmıştır. Bu doğrultuda kolon orta bölgesi için 5 kollu $\phi 10/200$ enine donatısı düzenlemesi uygun görülmüştür.

3.7.3. Kolon-Kiriş Birleşim Bölgesi

Betonarme yapıların çerçeve sisteminin düğüm noktaları kolon-kiriş birleşim bölgesi olarak göz önüne alınır. Bu birleşim bölgeleri TBDY-2018’de eleman boyutları ve kiriş sayısına bağlı olarak kuşatılmış ve kuşatılmamış birleşim olarak iki şekilde dikkate alınmaktadır. **Şekil 3.42**’de kolon-kiriş birleşim bölgesine ait bir gösterim sunulmaktadır.



Şekil 3.42: Kolon-kiriş birleşim bölgesi.

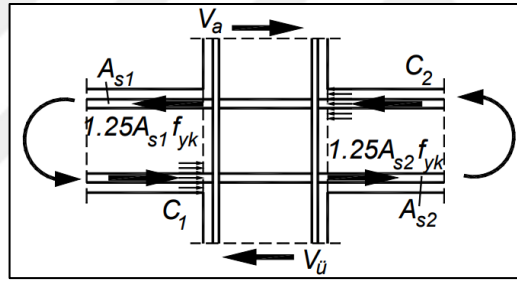
Yapının 16. katında yer alan C19 kolonu göz önüne alınarak kolon-kiriş birleşim bölgesi için gerekli kontrol ve hesaplamalar gerçekleştirilecektir. C19 kolonu dört taraftan kirişler ile çevrili olmakla birlikte çevreleyen kirişlerin genişlikleri 40 cm’dir. 16. katta yer alan C19 kolonu iç aksta bulunması sebebiyle 50x50 cm boyutlarına

sahiptir. Kolonun birleştiği dört kiriş için her birinin genişliği kolon genişliğinin 3/4'ünden büyük olduğu için buradaki kolon-kiriş birleşimi kuşatılmış birleşim olarak dikkate alınmıştır.

Kolon-kiriş birleşim bölgesinde kesme güvenliği için dikkate alınacak kesme kuvveti denklem (3.46)'da verilen bağıntı ile hesaplanmalıdır.

$$V_e = 1,25 \cdot f_{yk} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) - V_{kol} \quad (3.46)$$

Burada A_{s1} ve A_{s2} kirişlerde düzenlenen alt ve üst boyuna donatılar olmakla birlikte **Şekil 3.43**'te gösterilen çekme donatısı gösterimlerinden büyük olan kuvvet göz önüne alınacaktır. V_{kol} ise alt ve üst kolonlarda deprem hesabı sonucunda elde edilen kesme kuvveti değerlerinden küçük olan kesme kuvveti olarak dikkate alınır.



Şekil 3.43: Kolon-kiriş birleşim bölgesi kesme kuvveti hesabı.

C19 kolonuna X yönünde birleşen iki kirişin alt ve üst mesnet donatıları önceki bölümlerde aşağıdaki şekilde belirlenmişti. Bu doğrultuda, donatı alanları toplamını maksimum yapacak şekilde seçim yapılmıştır.

$$(A_{s1} + A_{s2})_1 = 2 \frac{\pi \times 24^2}{4} + 2 \frac{\pi \times 22^2}{4} = 1665,04 \text{ mm}^2$$

$$(A_{s1} + A_{s2})_2 = 6 \frac{\pi \times 18^2}{4} + 6 \frac{\pi \times 20^2}{4} = \mathbf{3411,77 \text{ mm}^2}$$

$$V_{kol} = \min(V_a, V_{\bar{u}}) = \min(115,19; 104,58) = 104,58 \text{ kN}$$

$$V_e = 1,25 \cdot f_{yk} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) - V_{kol}$$

$$= 1,25 \times 420 \times 3411,77 \times 10^{-3} - 104,58 = 1686,60 \text{ kN}$$

Birleşimin kuşatılmış birleşim olması sebebiyle denklem (3.47)'de verilen koşulun sağlanması gerekmektedir.

$$V_e \leq 1,7 \cdot b_j \cdot h \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (3.47)$$

Kolon-kiriş birleşim bölgesi için kesme kuvveti kontrolü,

$$V_e \leq 1,7 \cdot b_j \cdot h \cdot \sqrt{f_{ck}} = 1,7 \times (2 \times 250) \times 500 \times \sqrt{45} = 2850,99 \text{ kN}$$
$$1686,60 \leq 2850,99 \quad \checkmark$$

şeklinde gerçekleştirilmiştir ve kolon-kiriş bölgesi için kesme güvenliği sağlanmıştır. Sarılma bölgesi enine donatısı için $\phi 10/100$ mm seçilmesi uygun görülmüştür.

3.7.4. Betonarme Perde Tasarımı

Betonarme tasarım hesapları gerçekleştirilen yapıda X yönünde iki adet, Y yönünde dört adet ve binanın merkezinde konumlandırılan iki adet U perde bulunmaktadır. Bu perdelerin boyutlandırma ve kritik yükseklik hesaplamaları önceki bölümlerde yapılmıştı. Bu bölümde, betonarme perdeler için uç bölgeleri belirlenecek ve TBDY-2018 doğrultusunda donatı hesapları gerçekleştirilecektir.

3.7.4.1. Boşluksuz Perde Tasarımı

Yapıda X yönünde iki adet ve Y yönünde dört adet olmak üzere toplamda altı adet boşluksuz perde bulunmaktadır. X yönünde bulunan perdelerin plandaki uzunlukları 7 metre, Y yönündeki perdelerin plandaki uzunlukları ise 6 metre olarak belirlenmiştir ve tüm perdelerin kalınlıkları 40 cm'dir. TBDY-2018'de belirlenen koşullar gereği perde toplam yüksekliğinin perdenin plandaki boyuna oranı 2'den büyük olduğu durumda perde uç bölgeleri oluşturulması gerekmektedir. Dikdörtgen kesitli perdeler için her bir perde uç bölgesi uzunluğunun kritik perde yüksekliği boyunca perdenin plandaki boyunun %20'sinden az ve aynı zamanda perde kalınlığının iki katından daha az olmaması gerekmektedir. Kritik perde yüksekliğinin dışında kalan bölgelerde bu koşullar plandaki boyun %10'undan ve perde kalınlığından daha küçük olmayacak şekilde göz önüne alınabilir.

X yönündeki perdeler için perde uç bölgesi uzunluğu,

$$b_w = 0,40 \text{ m} \rightarrow 2b_w = 0,80 \text{ m}$$

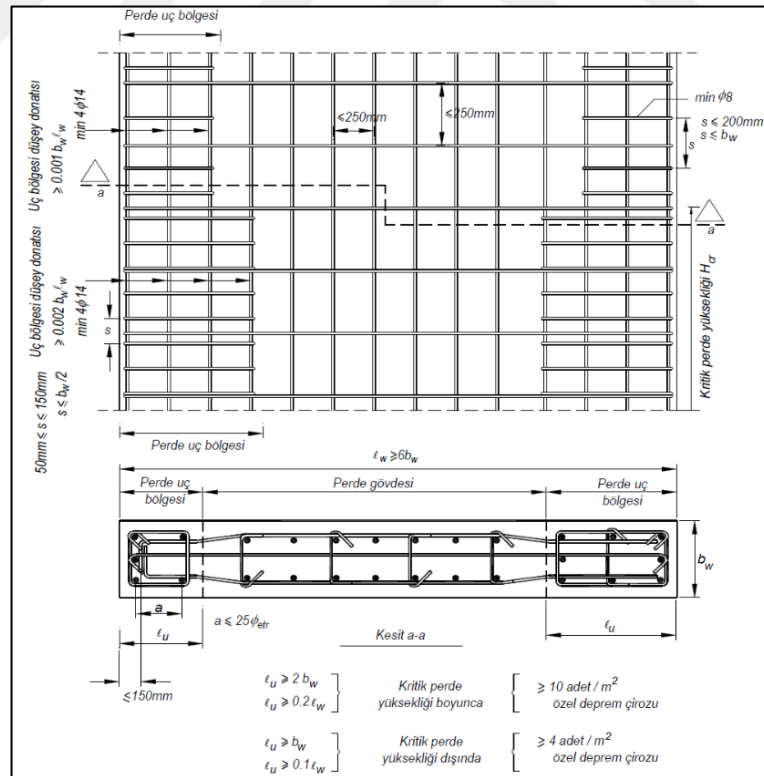
$$l_w = 7 \text{ m} \rightarrow 0,20l_w = \mathbf{1,40 \text{ m}} \quad (l_u = 1,40 \text{ m})$$

Y yönündeki perdeler için perde uç bölgesi uzunluğu,

$$b_w = 0,40 \text{ m} \rightarrow 2b_w = 0,80 \text{ m}$$

$$l_w = 5 \text{ m} \rightarrow 0,20l_w = \mathbf{1,00 \text{ m}} \quad (l_u = 1,00 \text{ m})$$

Yapının X ve Y yönlerinde bulunan boşluksuz perdeler için uç bölgeleri oluşturulmuştur. **Şekil 3.44**'te görüleceği üzere kritik perde yüksekliğince bu uç bölgelerin boyuna donatı alanının perdenin enkesit alanına oranı 0,002'den büyük olmalıdır. Kritik perde yüksekliği dışında kalan bölgelerde bu oran 0,001 olarak dikkate alınabilir. Buna ilaveten, perde uç bölgelerinde boyuna donatı olarak en az 4φ14 bulunması zorunludur ve boyuna donatı oranını 0,03'ü geçmemelidir.



Şekil 3.44: Boşluksuz perde donatı düzenlemesine ait özet gösterim.

X yönünde bulunan boşluksuz perdeler için donatı hesapları şu şekilde gerçekleştirilmiştir. Uç bölgelerde boyuna donatı alanı,

$$0,002 \cdot b_w \cdot l_w = 0,002 \times 400 \times 7000 = 5600 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{seçilen } 22\phi 20 (6911 \text{ mm}^2)$$

Gövde boyuna ve enine donatısı için aşağıdaki koşulların kontrolü yapılmıştır.

$$\frac{\sum A_g}{\sum A_p} \geq 0,002 \rightarrow \frac{11,2}{14520} = 0,00077 \text{ X}$$

$$\frac{V_t}{\sum A_g} \leq 0,5 \cdot f_{ctd} \rightarrow \frac{1,113 \times 7682,49 \times 10^3}{11,2 \times 10^6} \leq 0,5 \times 1,57 \rightarrow 0,763 \leq 0,785 \checkmark$$

Yapılan kontrollerden herhangi birinin sağlanmaması durumunda enine ve boyuna gövde donatılarının perde gövdesi enkesit alanına oranı 0,0025'ten fazla ve donatı aralıkları 250 mm'den az olmalıdır.

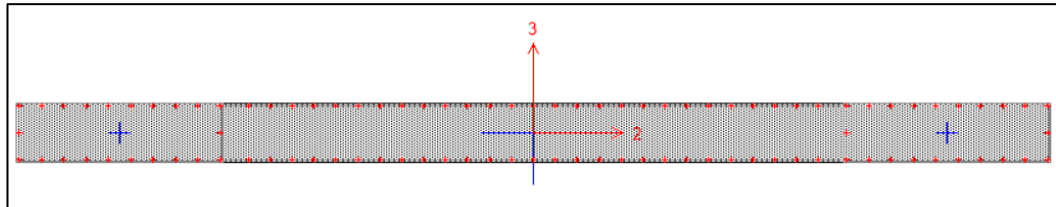
$$A_v \geq 0,0025 \times 400 \times 4200 = 4200 \text{ mm}^2 \rightarrow 54\phi 14 (\phi 14/150) (8312 \text{ mm}^2)$$

$$A_h \geq 0,0025 \times 400 \times 4200 = 4200 \text{ mm}^2 \rightarrow 48\phi 14 (\phi 14/150) (7389 \text{ mm}^2)$$

Toplam boyuna donatı $44\phi 20 + 54\phi 14$ olarak elde edilmiştir. Düşey donatı alanının perde enkesit alanına oranı 0,002'den büyük olmalıdır. Aynı zamanda önceden belirtildiği gibi perde uç bölgelerinde belirlenen boyuna donatı oranı 0,03'ten fazla olmamalıdır.

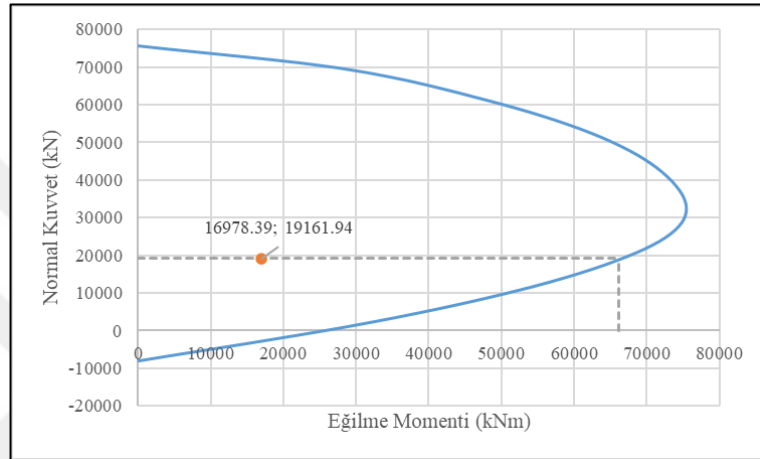
$$\rho_t = \frac{22134}{400 \times 7000} = 0,0079 \geq 0,002 \checkmark$$

$$\rho_{uç} = \frac{6911}{400 \times 1400} = 0,0123 \leq 0,03 \checkmark$$



Şekil 3.45: X yönünde yerleştirilen boşluksuz perdelerin enkesiti.

Boyuna donatıları belirlenen X yönündeki perdelerin malzeme ve geometrik koşulları dikkate alınarak dayanım zarfı olarak da adlandırılan Normal kuvvet – Eğilme momenti etkileşim diyagramı **Şekil 3.46**'da görüldüğü biçimde oluşturulmuştur. Bu etkileşim diyagramı birleşik eğilme etkisi altındaki kesitler için oluşturulmakla birlikte kesitin taşıma gücünü temsil etmektedir. Yapılan analiz sonucunda kombinasyonlar içerisinde en elverişsiz yükleme olarak perdenin eksenel kuvveti $N_d=16978,39$ kN ve eğilme momenti değeri $M_d=19161,94$ kNm olarak elde edilmiştir.



Şekil 3.46: P1-P6 perdeleri için dayanım zarfı diyagramı.

Betonarme perdelerin kritik perde yüksekliği boyunca oluşturulan uç bölgelerinin sargı (enine) donatıları TBDY-2018'de bahsedildiği üzere denklem (3.48)'de verilen koşullara göre belirlenir.

$$s_{uç} \leq \begin{cases} 6\phi_{boy} \\ \frac{b_w}{3} \\ 150 \text{ mm} \end{cases} \quad (3.48)$$

Denklem (3.48)'de verilen koşullara göre X yönündeki boşluksuz perdeler için enine donatı aralığı,

$$s_{uç} \leq \begin{cases} 6\phi_{boy} \\ \frac{b_w}{3} \\ 150 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow s_{uç} \leq \begin{cases} 6 \times 20 = 120 \text{ mm} \\ \frac{400}{3} = 13,33 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \text{seçilen } \phi 10/100 \text{ mm}$$

şeklinde hesaplanmıştır.

Perde elemanların kesme güvenliği hesabında kullanılmak üzere kesme dayanımlarının belirlenmesi için denklem (3.49)'dan yararlanılmaktadır.

$$V_r = A_{ch}(0,65 \cdot f_{ctd} + \rho_{sh} \cdot f_{ywd}) \quad (3.49)$$

X yönünde yer alan boşluksuz perdelerin kesme güvenliği hesapları aşağıdaki şekilde gerçekleştirilmiştir. $\phi 14$ 'lük donatı için ρ_{sh} ,

$$\rho_{sh} = \frac{2 \times A_{\phi h}}{b_w \cdot s_h} = \frac{2 \times 154}{400 \times 150} = 0,00513$$

şeklinde elde edilir. Bu doğrultuda kesitin kesme dayanımı V_r ,

$$V_r = 400 \times 7000 (0,65 \times 1,57 + 0,00513 \times 365) \times 10^{-3} = 8100,26 \text{ kN}$$

Perde kesiti için tasarım kesme kuvveti V_e , denklem (3.50) ile hesaplanır. Analizler sonucunda X yönündeki perde kesitleri için $V_d = 1197,77 \text{ kN}$ olarak elde edilmiştir.

$$V_e = \beta_v \frac{(M_p)_t}{(M_d)_t} V_d \quad (3.50)$$

Burada dinamik büyütme katsayısı $\beta_v = 1,5$ olarak belirlenmiştir. $(M_p)_t$ değeri $1,25(M_r)_t$ olarak göz önüne alınarak **Şekil 3.46**'da $(M_r)_t$ değeri 66209,52 kNm olarak hesaplanmıştır ve $(M_p)_t = 82761,9 \text{ kNm}$ olmaktadır. M_d değeri ise yapılan analizler sonucunda 19161,94 kNm olarak elde edilmiştir. Bu doğrultuda tasarım kesme kuvveti,

$$V_e = \beta_v \frac{(M_p)_t}{(M_d)_t} V_d = 1,5 \frac{82761,9}{19161,94} 1197,77 = 7759,89 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Elde edilen bu tasarım kesme kuvvetinin aynı zamanda boşluksuz perdeler için denklem (3.51)'de verilen koşulu sağlaması gerekmektedir.

$$V_e \leq 0,85 \cdot A_{ch} \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (3.51)$$

$$7759,89 \leq 0,85 \times 400 \times 7000 \times \sqrt{45} \times 10^{-3} \rightarrow 7759,89 \leq 15965,53 \quad \checkmark$$

Perdelerin temel bağlantı seviyesinde ve yatay inşaat derzlerinde TS500’de yer alan kesme sürtünmesi yöntemi kullanılarak kesitte aktarılan kesme kuvveti göz önüne alınıp düşey donatı kontrolü denklem (3.52)’deki bağıntılar ile gerçekleştirilmelidir.

$$V_e \leq f_{ctd} \cdot A_c + \mu \cdot A_s \cdot f_{yd}$$

$$V_e \leq \min [0,2 \cdot f_{ck} \cdot A_c; (3,3 + 0,08f_{ck})A_c] \quad (3.52)$$

Burada sürtünme katsayısı μ , pürüzlendirilmemiş yüzey göz önüne alınarak 0,6 olarak belirlenmiştir.

$$V_e \leq f_{ctd} \cdot A_c + \mu \cdot A_s \cdot f_{yd}$$

$$= (1,57 \times 400 \times 7000 + 0,60 \times 22134 \times 420) \times 10^{-3} = 9973,77 \text{ kN} \quad \checkmark$$

$$V_e \leq \min [0,2 \cdot f_{ck} \cdot A_c; (3,3 + 0,08f_{ck})A_c]$$

$$= \min [0,2 \times 45 \times 400 \times 7000 \times 10^{-3}; (3,3 + 0,08 \times 45) \times 400 \times 7000 \times 10^{-3}]$$

$$= \min (25200; \mathbf{19320}) \quad \checkmark$$

Böylelikle X yönünde yer alan boşluksuz perdelerin kesme kuvveti altında güvenlik hesapları tamamlanmıştır.

Y yönünde bulunan boşluksuz perdeler için donatı hesapları şu şekilde gerçekleştirilmiştir. Uç bölgelerde boyuna donatı alanı,

$$0,002 \cdot b_w \cdot l_w = 0,002 \times 400 \times 5000 = 4000 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{seçilen } 18\phi 20 (5655 \text{ mm}^2)$$

Gövde boyuna ve enine donatısı için aşağıdaki koşulların kontrolü yapılmıştır.

$$\frac{\sum A_g}{\sum A_p} \geq 0,002 \rightarrow \frac{12,8}{14520} = 0,00088 \quad \mathbf{X}$$

$$\frac{V_t}{\sum A_g} \leq 0,5 \cdot f_{ctd} \rightarrow \frac{1,441 \times 5933,73 \times 10^3}{12,8 \times 10^6} \leq 0,5 \times 1,57 \rightarrow 0,668 \leq 0,785 \quad \checkmark$$

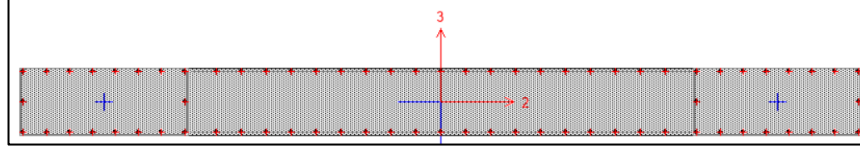
$$A_v \geq 0,0025 \times 400 \times 3000 = 3000 \text{ mm}^2 \rightarrow 38\phi 14 (\phi 14/150) (5850 \text{ mm}^2)$$

$$A_h \geq 0,0025 \times 400 \times 3000 = 3000 \text{ mm}^2 \rightarrow 48\phi 14 (\phi 14/150) (7389 \text{ mm}^2)$$

Y yönünde bulunan boşluksuz perdeler için toplam boyuna donatı $36\phi 20 + 38\phi 14$ olarak elde edilmiştir.

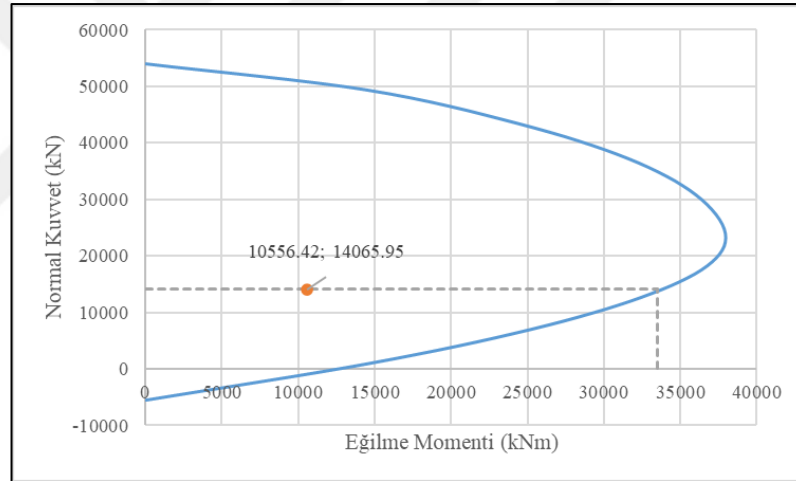
$$\rho_t = \frac{17159}{400 \times 5000} = 0,00858 \geq 0,002 \quad \checkmark$$

$$\rho_{uç} = \frac{4580}{400 \times 1000} = 0,0146 \leq 0,03 \quad \checkmark$$



Şekil 3.47: Y yönünde yerleştirilen boşluksuz perdelerin enkesiti.

Y yönündeki perdelerin Normal kuvvet – Eğilme momenti etkileşim diyagramı **Şekil 3.48**'de görüldüğü biçimde hesaplanmıştır. Analiz sonucunda gözlemlenen elverişsiz yüklemelerde $N_d = 14065,95$ kN ve $M_d = 10556,42$ kNm olarak elde edilmiştir.



Şekil 3.48: P2-P3-P4-P5 perdeleri için dayanım zarfı diyagramı.

Denklem (3.48)'de verilen koşullara göre Y yönündeki boşluksuz perdeler için enine donatı aralığı,

$$s_{uç} \leq \begin{cases} 6\phi_{boy} \\ \frac{b_w}{3} \\ 150 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow s_{uç} \leq \begin{cases} 6 \times 18 = 108 \text{ mm} \\ \frac{400}{3} = 13,33 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \text{seçilen } \phi 10/100 \text{ mm}$$

şeklinde hesaplanmıştır.

Denklem (3.49)'da yer alan bağıntı kullanılarak Y yönünde yer alan boşluksuz perdelerin kesme güvenliği hesapları aşağıdaki şekilde gerçekleştirilmiştir. $\phi 14$ 'lük donatı için ρ_{sh} ,

$$\rho_{sh} = \frac{2x A_{\phi h}}{b_w \cdot s_h} = \frac{2x154}{400x150} = 0,00513$$

şeklinde elde edilir. Bu doğrultuda kesitin kesme dayanımı V_r ,

$$V_r = 400x5000(0,65x1,57 + 0,00513x365)x10^{-3} = 5985,9 \text{ kN}$$

Yapılan analizler sonucunda Y yönündeki perde kesitleri için kesme kuvveti değeri $V_d = 726,53 \text{ kN}$ olarak elde edilmiştir. **Şekil 3.48**'de görüldüğü üzere $(M_r)_t$ değeri 33517,78 kNm ve $(M_p)_t = 41447,23 \text{ kNm}$ olarak dikkate alınmıştır. M_d değeri ise yapılan analizler sonucunda 14065,95 kNm olarak hesaplanmıştır. Bu doğrultuda tasarım kesme kuvveti,

$$V_e = \beta_v \frac{(M_p)_t}{(M_d)_t} V_d = 1,5 \frac{41447,23}{14065,95} 726,53 = 3211,23 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Denklem (3.51)'de verilen bağıntıya göre,

$$3211,23 \leq 0,85 \times 400x5000 \times \sqrt{45} \times 10^{-3} \rightarrow 3211,23 \leq 11403,95 \quad \checkmark$$

Denklem (3.52)'de yer alan sürtünme kesme kuvveti hesabı,

$$\begin{aligned} V_e &\leq f_{ctd} \cdot A_c + \mu \cdot A_s \cdot f_{yd} \\ &= (1,57x400x5000 + 0,60x15010x420)x10^{-3} = 6922,52 \text{ kN} \quad \checkmark \\ V_e &\leq \min[0,2 \cdot f_{ck} \cdot A_c; (3,3 + 0,08f_{ck})A_c] \\ &= \min[0,2x45x400x5000x10^{-3}; (3,3 + 0,08x45)x400x5000x10^{-3}] \\ &= \min(18000; \mathbf{13800}) \quad \checkmark \end{aligned}$$

şeklinde gerçekleştirilmiştir.

Yapılan hesaplamalar sonucunda Y yönünde yer alan boşluksuz perdelerin kesme güvenliği açısından gerekli şartları sağladığı görülmüştür.

3.7.4.2. Boşluklu (Bağ Kirişli) Perde Tasarımı

Bölüm 3.6.7’de hesaplanan bağ derecesi katsayısı Ω göz önüne alındığında yapının merkezine yerleştirilen iki adet U kesitli betonarme perdenin boşluklu (bağ kirişli) perde olarak dikkate alınması gerektiği sonucuna ulaşılmıştır. Bu bölümde, U kesitli perdelerin betonarme hesapları gerçekleştirilecek olup elemanların gerekli kontrolleri yapılacaktır. Yapı merkezinde yer alan perdelerin kalınlıkları 40 cm, kısa kenar uzunluğu 3 m ve uzun kenar uzunluğu 7 m’dir. Perde toplam yüksekliğinin plandaki perde boyuna oranı 2’den büyük olması sebebiyle perdelerin her bir kenarı için uç bölgeler oluşturulmalıdır. TBDY-2018’de perde uç bölgelerinin, başka bir perde içinde oluşturulduğu durumlarda perde uç bölgesinin perde gövdesi doğrultusunda en az 300 mm veya perde kalınlığı kadar uzatılması gerektiği şart koşulmaktadır. Bu oluşturulan perde uç bölgesinin enkesit alanı, dikdörtgen perdelerde oluşturulan uç bölge alanından daha az olmaması gerekmektedir.

U perdenin kısa kolu için perde uç bölgesi uzunluğu,

$$b_w = 0,40 \text{ m} \rightarrow 2b_w = \mathbf{0,80 \text{ m}}$$
$$l_{wk} = 3 \text{ m} \rightarrow 0,20l_w = 0,60 \text{ m} \quad (l_{wkuç} = 0,90 \text{ m olarak belirlendi.})$$

U perdenin uzun kolu için perde uç bölgesi uzunluğu,

$$b_w = 0,40 \text{ m} \rightarrow 2b_w = 0,80 \text{ m}$$
$$l_{wu} = 7 \text{ m} \rightarrow 0,20l_w = \mathbf{1,40 \text{ m}} \quad (l_{wuuç} = 1,40 \text{ m olarak belirlendi.})$$

Yapının merkezinde yer alan boşluklu U perdeler için donatı hesabı aşağıdaki şekilde gerçekleştirilmiştir. Uç bölgelerde boyuna donatı alanı kısa ve birleşim uç bölgesi için,

$$0,002 \cdot b_w \cdot l_{wk} = 0,002 \times 400 \times 3000 = 2400 \text{ mm}^2 - \text{seçilen } 18\phi 20(5655 \text{ mm}^2)$$
$$0,002 \cdot b_w \cdot l_{wb} = 0,002 \times 400 \times 7000 = 5600 \text{ mm}^2 - \text{seçilen } 42\phi 20(13195 \text{ mm}^2)$$

Perdenin kısa ve uzun kenarlarında gövde boyuna ve enine donatı hesabı aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır.

Kısa kenar için gövde donatıları,

$$A_{v,k} \geq 0,0025 \times 400 \times 1200 = 1200 \text{ mm}^2 \rightarrow 16\phi 16 (\phi 16/150)(3217 \text{ mm}^2)$$

$$A_{h,k} \geq 0,0025 \times 400 \times 1200 = 1200 \text{ mm}^2 \rightarrow 48\phi 14 (\phi 14/150)(7389 \text{ mm}^2)$$

Uzun kenar için gövde donatıları,

$$A_{v,u} \geq 0,0025 \times 400 \times 4200 = 4200 \text{ mm}^2 \rightarrow 54\phi 16 (\phi 16/150)(10857 \text{ mm}^2)$$

$$A_{h,u} \geq 0,0025 \times 400 \times 4200 = 4200 \text{ mm}^2 \rightarrow 48\phi 14 (\phi 14/150)(7389 \text{ mm}^2)$$

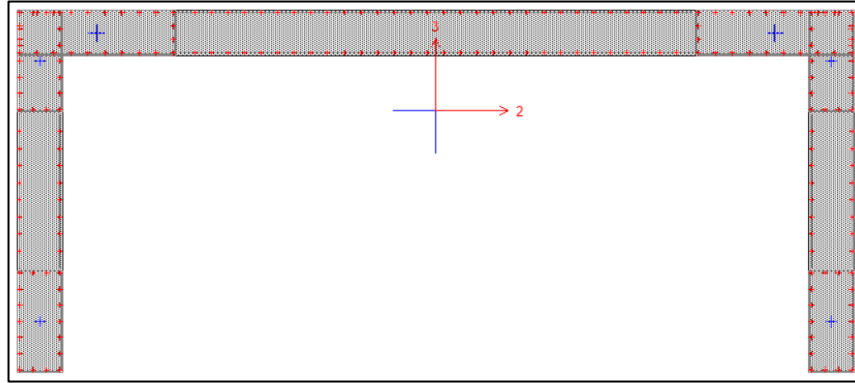
U perdelerin toplam boyuna donatısı $120\phi 20 + 86\phi 16$ olarak belirlenmiştir.

$$\rho_t = \frac{54990}{400 \times 13000} = 0,0106 \geq 0,002 \quad \checkmark$$

$$\rho_{u\checkmark,k} = \frac{5655}{400 \times 900} = 0,0157 \leq 0,03 \quad \checkmark$$

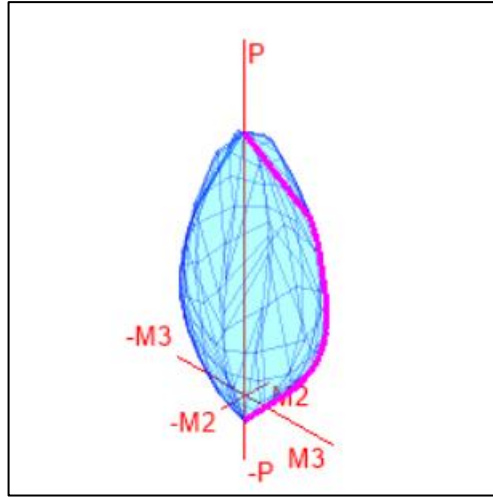
$$\rho_{u\checkmark,b} = \frac{13195}{400 \times (900 + 1000)} = 0,0174 \leq 0,03 \quad \checkmark$$

Şekil 3.49’da boşluklu U perdelerin enkesiti görülmektedir. Perdelere yerleştirilen donatılar doğrultusunda elverişsiz yüklemeler altındaki taşıma gücü ve kesme güvenliği kontrolleri gerçekleştirilecektir.



Şekil 3.49: Merkezde yer alan U tipli bağ kirişli perdelerin enkesiti.

ETABS programında oluşturulan perde enkesiti için üç boyutlu bir eksenel kuvvet - moment etkileşim diyagramı elde edilmiştir. Bu etkileşim diyagramı perde kesitinin 2 ve 3 lokal eksenlerindeki moment taşıma kapasitesini temsil etmektedir. Şekil 3.50’de U perde kesitine ait etkileşim diyagramı görülmektedir.



Şekil 3.50: U perde kesitine ait eksenel kuvvet – moment etkileşim diyagramı.

Yapının depremli kombinasyonlar sonucunda elde edilen sonuçlara göre U perdenin maruz kaldığı kuvvetler,

$$P_d = 5542,05 \text{ kN}$$

$$M_{d2} = 10626,95 \text{ kNm}$$

$$M_{d3} = 45304,44 \text{ kNm}$$

$$V_{d2} = 1867,71 \text{ kN}$$

$$V_{d3} = 1120,43 \text{ kN}$$

şeklinde elde edilmiştir.

Şekil 3.50'de gösterilen dayanım zarfı dikkate alındığında $P_d = 5542,05 \text{ kN}$ eksenel yük karşılığında U perdenin moment taşıma kapasitesi $M_{r2} = 17922,95 \text{ kNm}$ ve $M_{r3} = 90328,08 \text{ kNm}$ olarak elde edilmiştir. Bu sonuçlar doğrultusunda, U perdenin üzerine etkiyen eğilme momentini güvenli bir şekilde taşıdığı görülmüştür.

Denklem (3.48)'de verilen koşullar göz önüne alındığında U perdenin uç bölgelerinde enine donatı aralığı,

$$s_{uç} \leq \begin{cases} 6\phi_{boy} \\ \frac{b_w}{3} \\ 150 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow s_{uç} \leq \begin{cases} 6 \times 20 = 120 \text{ mm} \\ \frac{400}{3} = 13,33 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \text{seçilen } \phi 10/100 \text{ mm}$$

şeklinde elde edilmiştir.

Denklem (3.49)'da verilen bağıntı ile boşluklu perdenin kesme dayanımı elde edilerek kesme güvenliği hesapları gerçekleştirilmiştir. $\phi 14$ 'lük donatı için ρ_{sh} ,

$$\rho_{sh} = \frac{2 \times A_{\phi h}}{b_w \cdot s_h} = \frac{2 \times 154}{400 \times 150} = 0,00513$$

şeklinde elde edilir. Bu doğrultuda kesitin kesme dayanımı V_r ,

$$V_{r2} = 400 \times 6000 (0,65 \times 1,57 + 0,00513 \times 365) \times 10^{-3} = 6943,08 \text{ kN}$$

$$V_{r3} = 400 \times 7000 (0,65 \times 1,57 + 0,00513 \times 365) \times 10^{-3} = 8100,26 \text{ kN}$$

U perde kesitinin maruz kaldığı kuvvetler doğrultusunda tasarım kesme kuvveti,

$$V_{e2} = \beta_v \frac{(M_{p2})_t}{(M_{d2})_t} V_{d2} = 1,5 \frac{1,25 \times 17922,95}{10626,95} 1867,71 = 5906,25 \text{ kN} \quad \checkmark$$

$$V_{e3} = \beta_v \frac{(M_{p3})_t}{(M_{d3})_t} V_{d3} = 1,5 \frac{1,25 \times 90328,08}{45304,44} 1120,43 = 4188,59 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Elde edilen bu tasarım kesme kuvvetlerinin boşluklu (bağ kirişli) perdeler için denklem (3.53)'te verilen koşulu sağlaması gerekmektedir.

$$V_e \leq 0,65 \cdot A_{ch} \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (3.53)$$

Denklem (3.53)'te verilen bağıntıya göre,

$$5906,25 \leq 0,65 \times 400 \times 6000 \times \sqrt{45} \times 10^{-3} \rightarrow 5906,25 \leq 10464,80 \quad \checkmark$$

$$4188,59 \leq 0,65 \times 400 \times 7000 \times \sqrt{45} \times 10^{-3} \rightarrow 4188,59 \leq 12208,93 \quad \checkmark$$

Denklem (3.52)'de verilen sürtünme kesme kuvveti hesabı için,

$$\begin{aligned} V_e &\leq f_{ctd} \cdot A_c + \mu \cdot A_s \cdot f_{yd} \\ &= (1,57 \times 400 \times 13000 + 0,60 \times 54990 \times 420) \times 10^{-3} = 22021,48 \text{ kN} \quad \checkmark \\ V_e &\leq \min[0,2 \cdot f_{ck} \cdot A_c; (3,3 + 0,08 f_{ck}) A_c] \\ &= \min[0,2 \times 45 \times 400 \times 13000 \times 10^{-3}; (3,3 + 0,08 \times 45) \times 400 \times 13000 \times 10^{-3}] \\ &= \min(46800; \mathbf{35880}) \quad \checkmark \end{aligned}$$

şeklinde gerçekleştirilmiştir. Yapılan hesaplamalar sonucunda boşluklu perdelerin kesme güvenliği açısından gerekli koşulları karşıladığı görülmüştür.

Boşluklu perdenin bağ kirişlerinin enine donatı hesapları için denklem (3.54)'te verilen koşullardan en az birinin sağlanması durumunda enine donatı hesabı süneklik düzeyi yüksek kirişler ile aynı şekilde yapılmalıdır.

$$\begin{aligned} l_n &> 2 \cdot h_k \\ V_d &\leq 1,5 \cdot b_w \cdot d \cdot f_{ctd} \end{aligned} \quad (3.54)$$

Yapının bağ kirişleri 2 metre açıklığa sahiptir ve B5 kirişi olarak adlandırılmıştır. Denklem (3.54)'te verilen koşullar doğrultusunda,

$$\begin{aligned} l_n &> 2 \cdot h_k \rightarrow 200 > 2 \times 60 \quad \checkmark \\ V_d &\leq 1,5 \times 400 \times 570 \times 1,57 \times 10^{-3} \rightarrow 188,74 \leq 536,94 \quad \checkmark \end{aligned}$$

koşulları sağlanmıştır ve kesme kuvveti hesapları bu doğrultuda gerçekleştirilmelidir.

Bölüm 3.7.1 Kiriş Tasarımı için yapılan tüm hesaplamalar bağ kirişi için de gerçekleştirilmiştir. Aynı hesapların tekrarlanmaması adına 6. katta yer alan bağ kirişleri için elde edilen boyuna ve enine donatılar aşağıdaki şekildedir.

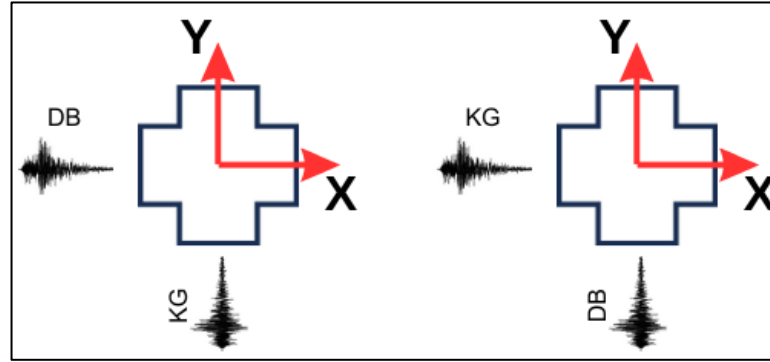
Boyuna donatı, sol üst 6φ22 , sol alt 6φ22, sağ üst 6φ22, sağ alt 6φ22; enine donatı,

bağ kirişlerinin orta bölgesi olmadığı için tüm kesitte φ10/100 yerleştirilmesi uygun görülmüştür.

Böylelikle betonarme perde-çerçeve taşıyıcı sisteme sahip 20 katlı bir yapının tasarım hesapları tamamlanmıştır. Yapılan bu tasarım hesapları doğrultusunda bundan sonraki bölümde yapının zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yöntemi ile deprem etkisi altındaki performansı irdelenecektir.

4. 20 KATLI BETONARME YAPININ DEPREM PERFORMANSININ İRDELENMESİ

Bu bölümde, Bölüm 3'te doğrusal analiz yöntemi ile betonarme tasarımı gerçekleştirilen yapının doğrusal olmayan analiz yöntemi ile deprem performansı değerlendirilecektir. Yapının doğrusal olmayan analizlerinde Computer and Structures Inc. tarafından geliştirilen SAP2000 v21 sonlu elemanlar yapısal analiz programı kullanılmıştır [CSI, 2018]. Doğrusal olmayan analiz yöntemi olarak zaman tanım alanında analiz yöntemi uygulanmıştır. Analizlerde kullanılan 11 çift deprem kaydı Pasifik Deprem Mühendisliği Araştırma Merkezi'nin (PEER) yer hareketi veri tabanından elde edilmiştir [PEER, 2023]. Elde edilen deprem kayıtları Python programlama dilinde yazılan bir uygulama ile TBDY-2018'de yer alan yönlendirmeler ışığında ölçeklendirilmiştir. Betonarme elemanların doğrusal olmayan davranışı; kolon ve kiriş elemanlar için yığılı plastik davranış (plastik mafsallı) modeli, perdeler için ise yayılı plastik davranış modeli ile göz önüne alınmıştır. Şekil 4.1'de görüldüğü üzere 11 çift deprem kaydının iki yönde dönüşümlü etkimesine bağlı olarak 22 adet analiz sonucu elde edilmiştir.



Şekil 4.1: Deprem kayıtlarının dönüşümlü olarak etkiltilmesi.

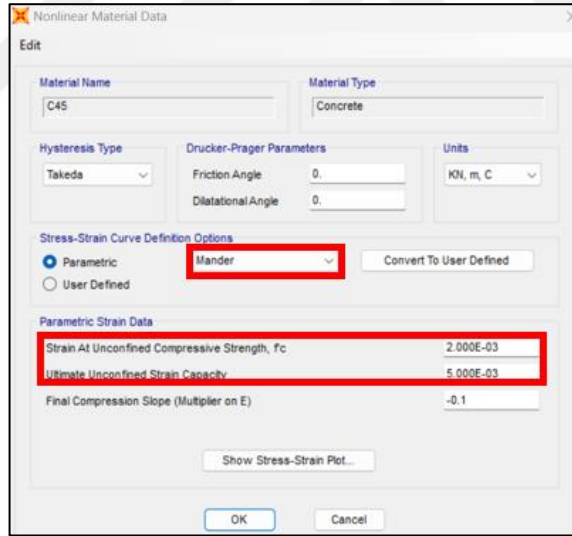
Elde edilen bu analiz sonuçlarının mutlak değerce en büyük olanlarının ortalaması hesaplanarak elemanların şekil değiştirme talepleri belirlenmiştir. TBDY-2018'de izin verilen şekil değiştirme sınırları dikkate alınarak elemanların talepleri ile kıyaslanmıştır. Bu doğrultuda elemanların hasar bölgeleri ve performans seviyeleri belirlenmiştir. Betonarme elemanların doğrusal olmayan modellemesinde eğilme momenti - eğrilik ilişkileri belirlenerek plastik mafsallı tanımlamaları gerçekleştirilmiş ve etkin kesit rijitliği değerleri bu ilişki doğrultusunda hesaplanmıştır.

4.1. Doğrusal Olmayan Yapı Modelinin Oluşturulması

Bu bölümde, Bölüm 3'te tasarımı gerçekleştirilen yapının doğrusal olmayan sonlu elemanlar modeli oluşturulacaktır. Öncelikle, TBDY-2018'de yer alan beton ve çelik malzeme modelleri SAP2000 programında tanımlanacaktır. Kolon ve kiriş çubuk elemanları plastik mafsallı hipotezi doğrultusunda, kabuk eleman olarak modellenen perdeler ise yayılı plastik davranış göz önüne alınarak modellenecektir.

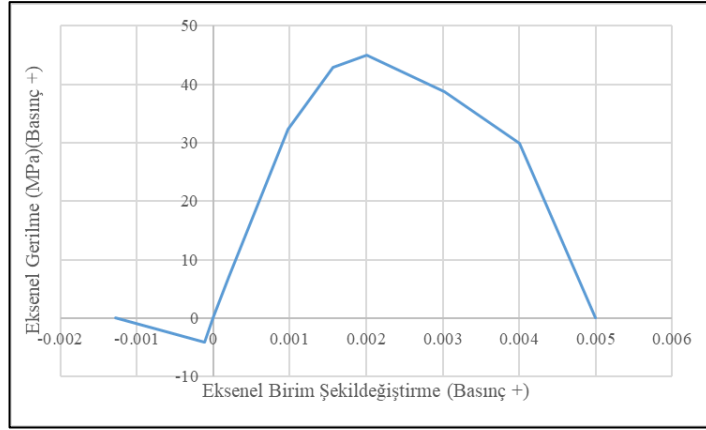
4.1.1. Malzeme Modelleri

Doğrusal olmayan yapı modelinde başlıca göz önüne alınması gereken parametrelerden birisi doğrusal olmayan malzeme modelleridir. TBDY-2018 Bölüm 5A'da verilen bağıntılara göre beton ve donatı çeliğinin malzeme modelleri oluşturulmuştur. Şekil 4.2'de beton malzeme modelinin SAP2000 analiz programında tanımlanması görülmektedir.



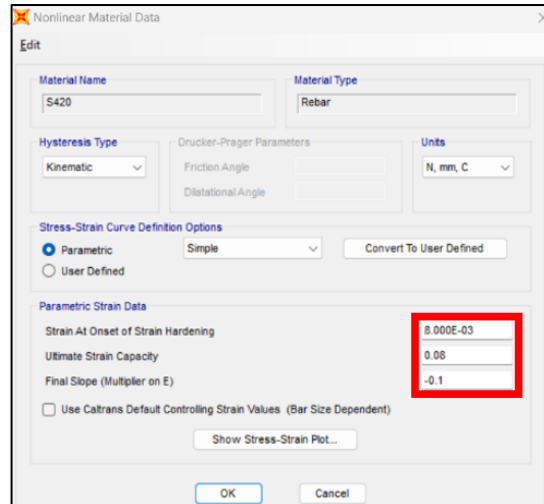
Şekil 4.2: Doğrusal olmayan beton malzeme modelinin tanımlanması.

Şekil 4.2'de yapılan tanımlama doğrultusunda Şekil 4.3'te görülen beton malzeme modeli elde edilmiştir. Betonun sargısız basınç dayanımına karşılık gelen basınç birim şekil değiştirmesi 0,002 ve maksimum basınç birim şekil değiştirmesi 0,005 olarak göz önüne alınmaktadır. Sargısız betonun basınç dayanımı 45 MPa olmakla birlikte betonarme elemanlardaki sargı donatısının etkisiyle bu dayanımda artış görülmektedir.



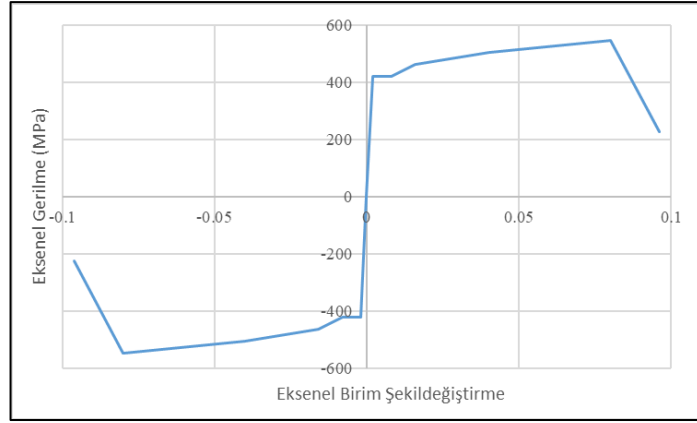
Şekil 4.3: Sargısız beton malzeme modeli.

Donatı çeliği için doğrusal olmayan malzeme modeli tanımlaması **Şekil 4.4**'te yapılmıştır. Donatı çeliği için akma gerilmesi 420 MPa ve elastisite modülü 200 GPa olarak verilmektedir. Donatı çeliği akma noktasına kadar doğrusal elastik davranış göstermekte ve Hooke yasasının gerekliliklerini karşılamaktadır. Bu doğrultuda donatı çeliğinin akma birim şekil değiştirmesi $0,0021 [420/(2 \times 10^5)]$ olarak hesaplanmaktadır. TBDY-2018 Bölüm 5A'da verilen bilgiler doğrultusunda S420 çeliği için pekleşme başlangıcındaki birim şekil değiştirme değeri 0,008 ve kopma birim şekil değiştirme değeri ise 0,08 olarak elde edilmektedir.



Şekil 4.4: Doğrusal olmayan çelik malzeme modelinin tanımlanması.

Şekil 4.4'te yapılan tanımlama sonucunda donatı çeliği için malzeme modeli oluşturulmuştur. **Şekil 4.5**'te basınç ve çekme bölgeleri için donatı çeliğinin gerilme – şekil değiştirme ilişkisi görülmektedir.

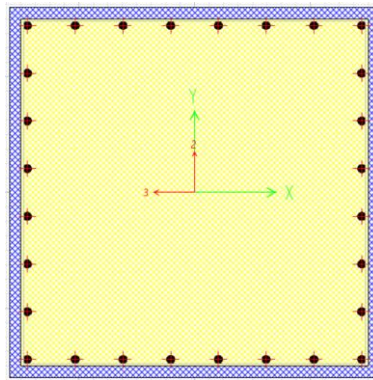


Şekil 4.5: Donatı çeliği malzeme modeli.

Doğrusal olmayan malzeme modellerinin SAP2000 programında tanımlanması ile yapı modelinin kurulmasında ilk adım atılmıştır. Bundan sonraki aşamalarda elemanların modellenmesi ve elastik ötesi davranışları ele alınacaktır.

4.1.2. Kolon Elemanların Modellenmesi

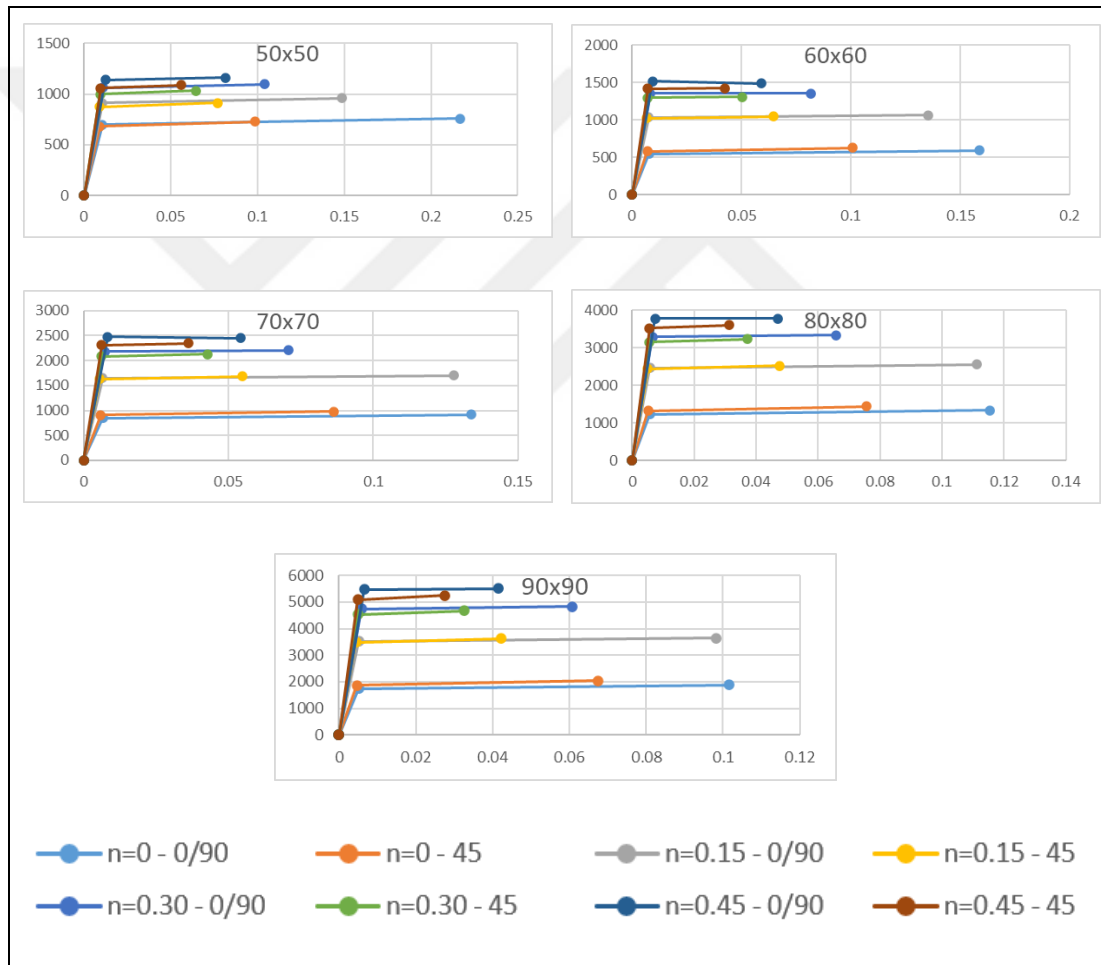
SAP2000 programında kolon elemanların modellenmesi için Section Designer aracından yararlanılmıştır. Kolonların malzeme bilgileri, donatı özellikleri gibi parametreler tanımlanarak Section Designer aracı sayesinde kesitlerin analizi yapılabilmektedir. Örnek olması açısından Şekil 4.6'da 500x500 boyutlarındaki kolon elemanın Section Designer'da tanımlanan kesiti görülmektedir.



Şekil 4.6: 500x500 kolon kesitinin tanımlanması.

Kolon elemanların doğrusal olmayan modellenmesinde kesitin eğilme momenti – eğrilik ilişkisi en önemli parametrelerden birisidir. Eğilme momenti – eğrilik ilişkisi aracılığıyla kesitin sünekliği ve sargı durumu hakkında bilgi edinmek mümkündür.

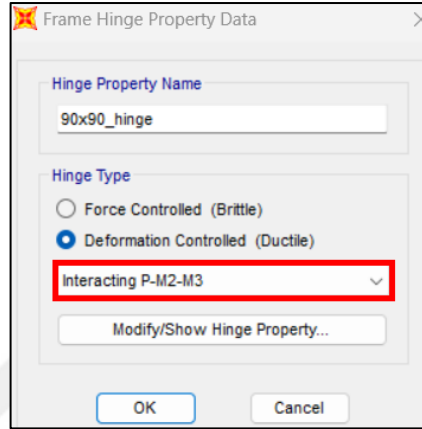
Moment – eğrilik ilişkisi kesitin malzeme özellikleri, boyuna ve enine donatı durumu ve üzerindeki eksenel kuvvetin oranına bağlı olarak değişkenlik göstermektedir. TBDY-2018’de çubuk elemanlar için plastik mafsallı davranış modelinin uygun olduğu belirtilmektedir. Bu yaklaşıma göre kolon elemanların farklı eksenel yükler ve farklı doğrultulardaki moment – eğrilik ilişkilerinin belirlenmesi gerekmektedir. Bu doğrultuda, yapıda bulunan beş farklı kesite sahip kolon elemanlar için %0, %15, %30 ve %45 eksenel yük seviyeleri ve 0°, 45° ve 90° doğrultuları olmak üzere toplamda 40 adet kolon kesit analizi yapılmıştır. Kolon kesitlerinin analizi sonucunda elde edilen moment - eğrilik ilişkileri **Şekil 4.7**’de görülmektedir.



Şekil 4.7: Kolon elemanlara ait Eğilme momenti – Eğrilik ilişkileri.

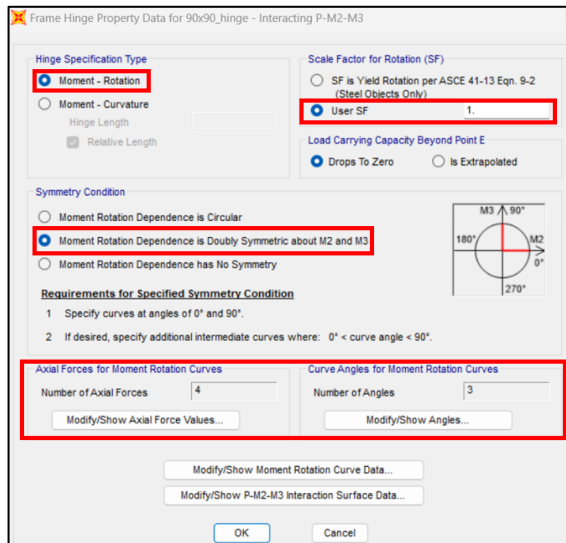
Kolon elemanların davranışı göz önüne alındığında eksenel kuvvet ve eğilme momenti etkisi altında oldukları ve bu etkiler doğrultusunda elastik ötesi davranış gösterdikleri bilinmektedir. Kolon elemanlarda plastik mafsallı davranışını tanımlamak için **Şekil 4.8**’de görüldüğü üzere mafsal tipi P-M2-M3 olarak seçilmelidir. Burada sünek

elemanlar için deformasyon kontrollü mafsalsal tipi seçilerek plastik mafsalsal detaylarını tanımlamak için “Modify/Show Hinge Property...” butonuna tıklanır. Bu aşamada kolon elemanın elastik ötesi davranışına dair detaylı bilgiye sahip olunması önem arz etmektedir. Tersine bir durumda elemanın doğrusal olmayan davranışı yanlış bir şekilde modellenmiş olacaktır.



Şekil 4.8: Kolon plastik mafsalsal tipi seçimi.

Şekil 4.9 incelendiğinde kolon elemanın plastik mafsalsal özelliklerinin tanımlanmasına dair ifadeler yer almaktadır. Mafsalsal özellikleri eğilme momenti – dönme ilişkisi üzerine kurulmaktadır. Kolon elemanın dikdörtgen şekle sahip olması durumunda simetri özelliği tanımlanabilmektedir. Burada 900x900 boyutlarındaki kolon eleman için tanımlama aşamasındaki adımlar gösterilmiştir.



Şekil 4.9: Kolon plastik mafsalsal özelliklerinin tanımlanması.

Kolon elemanlar için farklı eksenel yük seviyelerinde ve farklı doğrultularda moment – eğrilik ilişkilerinin elde edildiğinden bahsedilmiştir. **Şekil 4.10**'da 900x900 kolon elemanın %0-%15-%30-%45 eksenel yük seviyeleri ve 0°-45°-90° doğrultuları için tanımlama yapılmıştır.

The image shows two side-by-side software windows. The left window is titled 'Axial Forces for 90x90_hinge - Interacting P-M2-M3' and has an 'Edit' button. It contains a section 'This Number of Axial Force Values Is Specified' with a text box containing '4'. Below this is a table 'Axial Force Data' with 4 rows and 2 columns. The first column is labeled '1' through '4' and the second column is labeled 'Axial Force'. The values are -16403, -10935, -5468, and 0. To the right of the table is a dropdown menu set to 'KN, m, C' and an 'Order Rows' button. The right window is titled 'Angles for 90x90_hinge - Interacting P-M2-M3' and also has an 'Edit' button. It contains a section 'This Number of Angles Is Specified' with a text box containing '3'. Below this is a table 'Angle Data' with 3 rows and 2 columns. The first column is labeled '1' through '3' and the second column is labeled 'Angle in Degrees'. The values are 0, 45, and 90. To the right of the table is an 'Order Rows' button.

Şekil 4.10: Kolon plastik mafsalsı için eksenel yük ve açı tanımlanması.

Şekil 4.7'de kolon elemanlar için hesaplanan eğilme momenti – eğrilik ilişkileri verilmiştir. 900x900 boyutlarındaki kolon elemanların %45 eksenel yük seviyesinde 0° ve 90° doğrultuları için göçme öncesi dönme değeri şu şekilde elde edilir:

$P = -16403 \text{ kN}$, $M_y = 5477,65 \text{ kNm}$, $M_u = 5518,33 \text{ kNm}$ değerleri için;

$$M_u/M_y = 5518,33/5477,65 = 1,01$$

$\phi_y = 0,00661$, $\phi_u = 0,0415$ dönme değerleri için;

$$\phi_p = 0,0415 - 0,00661 = 0,03489$$

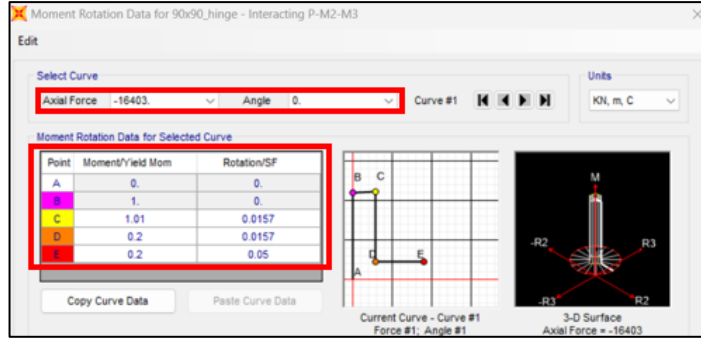
Plastik bölge boyu L_p kesit boyutunun yarısı olarak alınmaktadır;

$$L_p = 0,9 / 2 = 0,45 \text{ m}$$

Plastik dönme θ_p , plastik mafsalsı boyunun plastik eğrilik ile çarpılmasıyla elde edilir.

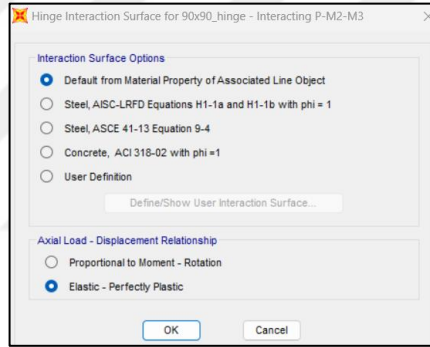
$$\theta_p = 0,45 \times 0,03489 = 0,0157 \text{ rad}$$

Şekil 4.11'de elde edilen bu değerlerin programa tanımlanma adımları görülmektedir. Her bir eksenel yük seviyesi ve doğrultu için bu hesaplamalar gerçekleştirilmiştir.



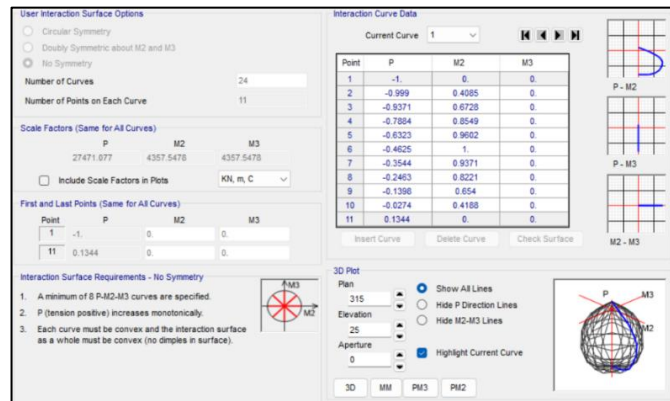
Şekil 4.11: Kolon plastik mafsall moment-eğrilik ilişkisinin tanımlanması.

Elastik ötesi davranışta göz önüne alınacak olan kolon taşıma gücü değerleri Section Designer aracında tanımlanan eleman özelliklerine göre program tarafından hesaplanmaktadır. Şekil 4.12’de malzeme ve eleman özelliklerine göre dayanım zarfı değerlerinin programda tanımlanan kesitten alınması yönünde tanımlama yapılmıştır.



Şekil 4.12: Kolon dayanım zarfı tanımlaması.

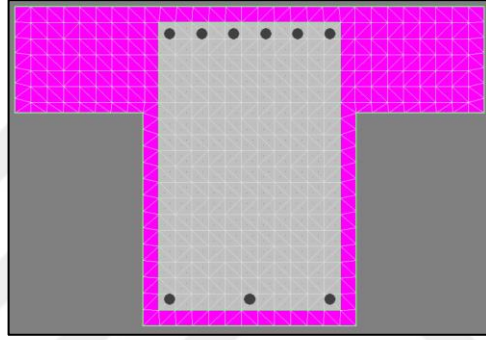
Şekil 4.13’te kolon elemana plastik mafsall atanmasından sonra program tarafından hesaplanan üç boyutlu dayanım zarfının özellikleri görülmektedir.



Şekil 4.13: Plastik mafsall atamasında kolon dayanım zarfı değerleri.

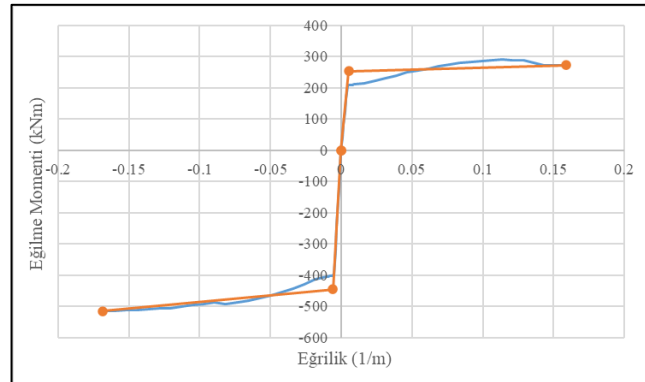
4.1.3. Kiriş Elemanların Modellenmesi

Kiriş elemanların kesit analizleri için Imbsen & Associates Inc. tarafından geliştirilen XTRACT v3 kesit analiz programından yararlanılmıştır [XTRACT, 2012]. XTRACT programında kesitlerin geometrisi, malzeme özellikleri, düşey ve yatay donatı durumları tanımlanarak kesit analizi gerçekleştirilmektedir. Kesit analizinin gerçekleştirilmesi için TBDY-2018’de yer alan sargılı ve sargısız beton malzeme modelleri ve çelik malzeme modelleri programda tanımlanmıştır. Bu bilgiler doğrultusunda, **Şekil 4.14**’te XTRACT programında analizi gerçekleştirilen B2 kirişinin enkesiti görülmektedir.



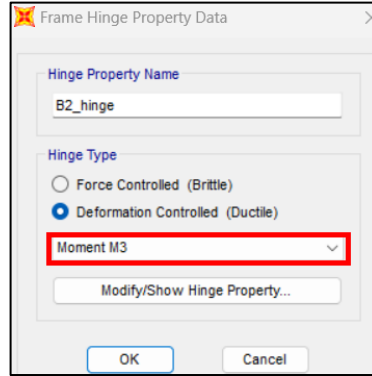
Şekil 4.14: XTRACT kiriş enkesiti.

XTRACT programında yapılan kesit analizleri sonucunda kiriş elemanlara ait eğilme momenti – eğrilik ilişkileri elde edilmiştir. Tablalı kiriş kesitlerine ait moment-eğrilik grafiklerinde elde edilen değerler doğrultusunda kirişlere ait plastik mafsalları tanımlanmaları gerçekleştirilmiştir. **Şekil 4.15**’te B2 kirişine ait eğilme momenti – eğrilik ilişkisi görülmektedir.



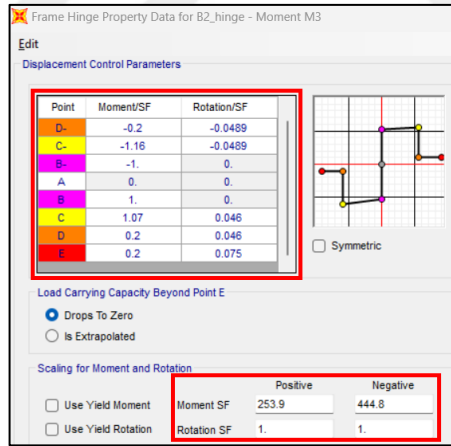
Şekil 4.15: B2 kirişine ait eğilme momenti – eğrilik ilişkisi.

Kiriş elemanların elastik ötesi davranışı eğilme momenti ile mümkün olmaktadır. Bu doğrultuda kiriş elemanlar plastik mafsalları **Şekil 4.16**'da görüldüğü üzere “Moment M3” olarak seçilmelidir.



Şekil 4.16: Kiriş plastik mafsalları tipi seçimi.

Şekil 4.15'te verilen B2 kirişinin moment – eğrilik ilişkisine göre **Şekil 4.17**'de yer alan değerler tanımlanmaktadır. Burada yer alan dönme değerleri kolon elemanlar için gösterilen örnek hesapta olduğu şekilde hesaplanmaktadır.



Şekil 4.17: Kiriş plastik mafsalları moment-eğrilik ilişkisinin tanımlanması.

Çerçeve çubuk elemanlar için plastik mafsalları tanımlamaları yukarıda bahsedildiği şekliyle gerçekleştirilmiştir. Plastik mafsalları tanımlamaları elemanların deprem etkisi altındaki taleplerini belirlemek açısından önemli bir rol oynamaktadır. Bu bilgiler doğrultusunda, betonarme elemanlar akma noktasına ulaştıklarında elastik ötesi davranış sergileyerek plastik dönme hareketi gerçekleştirecektir. Analizler sonucunda bu dönme değerleri yönetmelikteki sınır değerler ile karşılaştırılacaktır.

4.1.4. Etkin Kesit Rijitliklerinin Hesaplanması

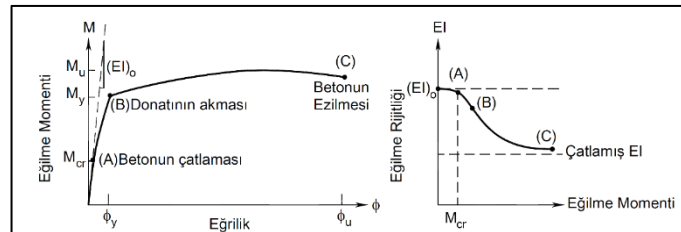
Betonarme taşıyıcı sistem elemanlarının doğrusal olmayan modellemesinde kesitlerin etkin rijitliklerinin dikkate alınması yapı modelinin gerçeğe daha yakın modellenmesine olanak sağlamaktadır. Bu etkin kesit rijitliklerinin hesaplanmasında farklı yaklaşımlar bulunsada TBDY-2018 Bölüm 5.4.5'te yığılı plastik davranış modeli ile oluşturulan taşıyıcı sistem elemanları için bağıntılar verilmektedir. Denklem (4.1)'de verilen bağıntı ile kolon ve kiriş elemanların eğilme momenti – eğrilik ilişkisine bağlı olarak etkin kesit rijitlikleri hesaplanmıştır. Burada M_y akma momentini, L_s kesme açıklığını, θ_y ise plastik mafsala dönmesini temsil etmektedir.

$$(EI)_e = \frac{M_y L_s}{\theta_y} \quad (4.1)$$

Denklem (4.1)'de yer alan θ_y akma dönmesi değeri denklem (4.2)'de yer alan bağıntı ile hesaplanmıştır. Bu bağıntıda yer alan ϕ_y plastik mafsal kesitindeki etkin akma eğrilikliğini, h kesit yüksekliğini, d_b ise kesitteki donatı çeliklerinin ortalama çapını ifade etmektedir. η katsayısı ise kiriş ve kolon elemanlarda 1 olarak alınmaktadır.

$$\theta_y = \frac{\phi_y L_s}{3} + 0,0015\eta \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_s} \right) + \frac{\phi_y d_b f_{ye}}{8\sqrt{f_{ce}}} \quad (4.2)$$

Bir kesitin etkin kesit rijitliği, eğilme momenti – eğrilik ilişkisi ile doğrudan bağlantılıdır. Bir kesitin hasar almaya başlaması durumunda öncelikle betonun çatlaması olayı gerçekleşir, sonraki aşamada donatı çeliğinin akması durumu meydana gelir ve son olarak betonun ezilmesi ile kesitin ulaşabileceği maksimum eğrilik değeri elde edilir (Şekil 4.18). Buradaki rijitlik değeri etkin kesit rijitliği olarak adlandırılır.



Şekil 4.18: Eğilme momenti ve eğilme rijitliği ilişkisi [Celep, 2019].

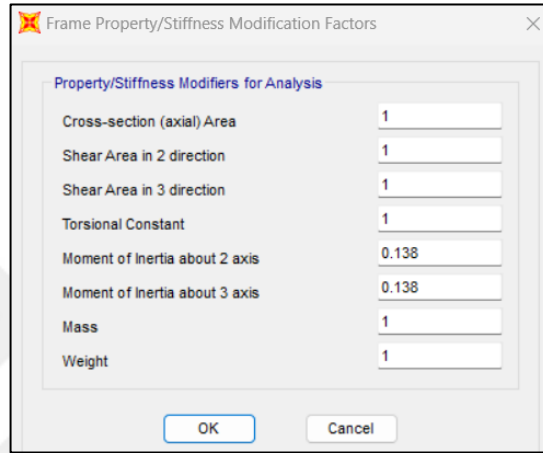
Kolon ve kiriş elemanların eğilme momenti – eğrilik ilişkilerinin belirlenmesi sonucunda etkin kesit rijitliği çarpanları denklem (4.1) ve (4.2)’de verilen bağıntılar doğrultusunda hesaplanmıştır. Kolon elemanlarda elemana etkiyen eksenel yük değeri moment – eğrilik ilişkisinin belirlenmesinde önemli bir rol oynamaktadır. Etkin kesit rijitlikleri belirlenirken düşey ve hareketli yükler dikkate alınarak G+nQ kombinasyonu doğrultusunda yapı analizi gerçekleştirilip kolon eksenel yük değerleri belirlenmiştir. Bu eksenel yük değerlerine göre moment – eğrilik ilişkisi belirlenip etkin kesit rijitliği hesaplamaları gerçekleştirilmiştir. Kolon eleman boyutları her beş katta bir değişmekte olduğundan bu hesaplanan etkin kesit rijitliği çarpanları ortalama alınarak her bir kolon tipi için tek bir değer olacak şekilde idealize edilmiştir. Kolon ve kiriş elemanlar için hesaplanan etkin kesit rijitliği çarpanları **Tablo 4.1**’de detaylı şekilde verilmiştir.

Tablo 4.1: Doğrusal olmayan analiz için etkin kesit rijitliği çarpanları.

Kesit Tipi	$(EI)_e$ (kNm ²)	EI (kNm ²)	Etkin Kesit Rijitliği Çarpanı
16-20 – 500x500	47888,12	187500	0,255
16-20 – 600x600	50424,83	388800	0,130
11-15 – 600x600	75654,32	388800	0,195
11-15 – 700x700	100154,82	720300	0,139
6-10 – 700x700	139474,74	720300	0,194
6-10 – 800x800	169008,31	1228800	0,138
1-5 – 800x800	229375,66	1228800	0,187
1-5 – 900x900	259165,36	1968300	0,132
B1	34544,20	335520	0,103
B2	56880,53	369468	0,154
B3	36616,90	347580	0,105
B4	39598,88	388800	0,102
B5	25942,17	322560	0,080
B6	42903,34	406080	0,106
B7	45018,08	421668	0,107
B8	65981,08	435852	0,151
B9	26914,78	358884	0,075

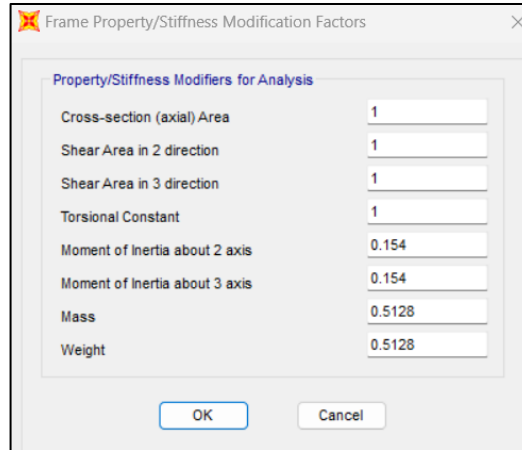
Tablo 4.1’de hesaplanan değerler incelendiğinde kolon elemanlar için etkin kesit rijitliği çarpanının 0,130 ile 0,255 arasında, kiriş elemanlar için ise 0,075 ile 0,154 arasında değişkenlik gösterdiği görülmektedir. Elde edilen bu değerlerin doğrusal hesapta kullanılan etkin kesit rijitliği çarpanlarından oldukça düşük olduğu açık bir şekilde gözlemlenmektedir. TBDY-2018’de doğrusal olmayan analizler için bu rijitlik azaltmasının mutlaka yapılması gerekmektedir.

Doğrusal analiz yöntemi ile yapılan hesaplamalara benzer olarak doğrusal olmayan yapı modellemesi aşamasında da çubuk elemanlar için etkin kesit rijitliği çarpanı elemanların atalet momentlerinde azaltma yöntemi ile etki ettirilmektedir. 6-10. katlarda bulunan 800x800 boyutlarındaki kolon elemanlar için **Şekil 4.19**'da görüldüğü üzere atalet momentleri 0,138 çarpanıyla azaltılmıştır. Diğer kolon elemanlar için de benzer şekilde **Tablo 4.1**'de verilen değerler ile etkin kesit rijitliği çarpanları yapı modeline dahil edilmiştir.



Şekil 4.19: Kolon etkin kesitlik rijitliği çarpanının tanımlanması.

Doğrusal olmayan yapı modellemesinde kolon elemanlara benzer şekilde B2 kirişi için dikkate alınan etkin kesit rijitliği değeri **Şekil 4.20**'de gösterilmiştir. Diğer her bir kiriş elemanı için de **Tablo 4.1**'de verilen değerler dikkate alınarak modelleme aşamasına devam edilmiştir.



Şekil 4.20: Kiriş etkin kesitlik rijitliği çarpanının tanımlanması.

4.1.5. Plastik Mafsalların Elemanlara Atanması

Yapı elemanlarında deprem etkileriyle taşıma gücü sınırına ulaşılması durumunda elemanlar elastik ötesi davranış eğilimi göstermektedir. Çerçeve elemanlarında bulunan plastik mafsalların aktif olabilmesi için plastik mafsal kesitinin akma eğilme momenti değerini aşması ve elastik ötesi deformasyon (dönme) davranışı göstermesi gerekir. Bu sebeple plastik mafsal elemanlarının hangi kesite yerleştirileceği önem arz etmektedir. Deprem etkisi altındaki çerçeve elemanlarda en çok zorlanan kesitlerin birleşim bölgelerine yakın olan kesitler olduğu bilinmektedir. Diğer bir deyişle, yatay yükleme altındaki çerçeve elemanların maksimum eğilme momenti değerlerinin elemanların uç bölgelerinde meydana geldiği ve plastik mafsal elemanlarının bu kesitlere yerleştirilmesi gerektiği anlaşılmaktadır.

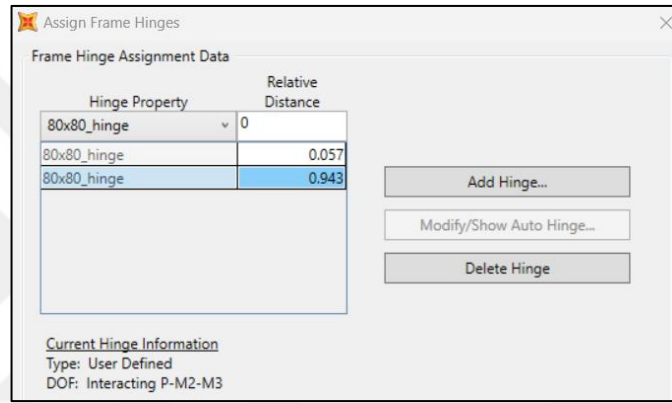
TBDY-2018’de plastik şekil değiştirme bölgesinin uzunlukları için çalışan doğrultudaki kesit boyutunun yarısı olarak alınmasının uygun olacağı belirtilmektedir. Yığılı plastik davranış modelini temsil eden plastik mafsalların bu plastik bölgenin ortasına yerleştirilmesi gerekmektedir. Kolon ve kiriş çerçeve elemanları için plastik şekil değiştirme bölgesinin uzunlukları ve elemanların iki ucuna yerleştirilen plastik mafsalların göreceli konumları **Tablo 4.2’**de sunulmuştur.

Tablo 4.2: Plastik mafsalların relatif konumlarının belirlenmesi.

Kesit Tipi	h (m)	L _p (h/2)(m)	L (m)	Mafsal 1 konumu	Mafsal 2 konumu
16-20 – 500x500	0.5	0.25	3,5	0.036	0.964
16-20 – 600x600	0.6	0.3		0.043	0.957
11-15 – 600x600	0.6	0.3		0.043	0.957
11-15 – 700x700	0.7	0.35		0.050	0.950
6-10 – 700x700	0.7	0.35		0.050	0.950
6-10 – 800x800	0.8	0.4		0.057	0.943
1-5 – 800x800	0.8	0.4		0.057	0.943
1-5 – 900x900	0.9	0.45		0.064	0.936
B1	0,6	0,3	5	0.030	0.970
B2			8	0.019	0.981
B3			6	0.025	0.975
B4			5	0.030	0.970
B5			2	0.075	0.925
B6			6	0.025	0.975
B7			7	0.021	0.979
B8			8	0.019	0.981
B9			7	0.021	0.979

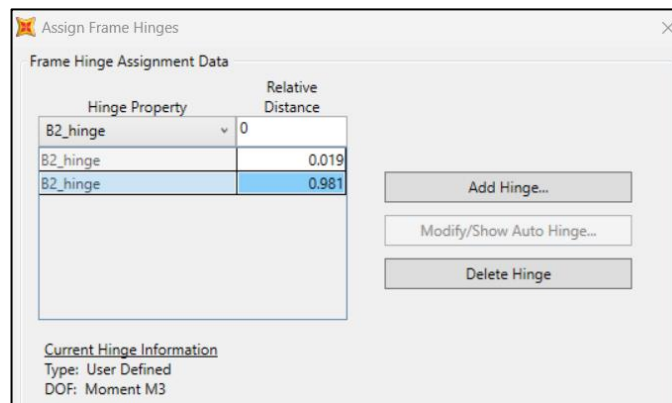
TBDY-2018’de kiriş ve kolon elemanlar için plastik mafsalların elemanların net açıklıklarının uçlarına konulabileceğinden bahsedilmektedir. Aynı zamanda aşırı düşey yük olması durumunda kiriş açıklıklarında da plastik mafsalların oluşabileceği durumuna dikkat çekilmektedir.

Çerçeve elemanlarının plastik mafsalsal tanımlaması için **Tablo 4.2**’de hesaplanan veriler doğrultusunda SAP2000 programında gerekli işlemler yapılmıştır. 800x800 boyutlarındaki kolon elemanlar için P-M2-M3 plastik mafsalsalının tanımlama aşaması **Şekil 4.21**’de verilmiştir. Diğer kolon elemanlar için de benzer işlemler **Tablo 4.2**’de verilen plastik mafsalsal konumlarına göre gerçekleştirilmiştir.



Şekil 4.21: Kolon elemanlar için plastik mafsalsal tanımlaması.

Kiriş elemanlar için de plastik mafsalsal tanımlamaları benzer şekilde **Tablo 4.2**’de verilen değerler doğrultusunda gerçekleştirilmiştir. B2 çerçeve kirişi için **Şekil 4.22**’de görüldüğü üzere M3 plastik mafsalsal ataması gerçekleştirilmiştir. Diğer çerçeve kiriş elemanları için de aynı işlemler tekrarlanmıştır.

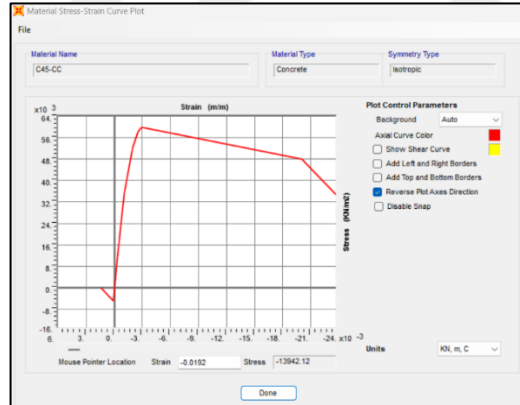


Şekil 4.22: Kiriş elemanlar için plastik mafsalsal tanımlaması.

4.1.6. Perdelerin Doğrusal Olmayan Modellemesi

Doğrusal olmayan analizlerde zaman tanım alanında hesap yönteminin kullanıldığından bahsedilmiştir. TBDY-2018 Bölüm 5.4'te verilen doğrusal olmayan modelleme kurallarına göre, bu analiz yönteminin kullanılması durumunda, yayılı plastik davranış modeli olan kesit hücresi (lif) modelinin kullanılması zorunlu tutulmaktadır. Yayılı elastik ötesi davranış modellerinde beton ve donatı çeliğinin birim şekil değiştirme talepleri göz önünde bulundurularak değerlendirme yapılmaktadır.

Betonarme perde elemanlar uç ve gövde bölgesi olmak üzere iki kısımda düşünülebilir. Perde uç bölgelerinin kolon elemanlara benzer şekilde tasarlanması ve yatay donatıların daha sık olacak şekilde yerleştirilmesi sebebiyle bu bölgelerde sargılı beton malzeme modelinin kullanılması uygun olmaktadır. Perdelerin gövde bölgelerinde ise sargı etkisi ihmal edilerek sargısız beton malzeme modeli dikkate alınır. X yönünde yer alan boşluksuz perdelerin uç bölgeleri için **Şekil 4.23**'te yer alan sargılı beton malzeme modeli oluşturulup SAP2000 programında tanımlanmıştır.



Şekil 4.23: Perde uç bölgesi için sargılı beton modeli.

Yayıllı plastik davranış modelinde, elastik ötesi şekil değiştirmelerin betonarme perde elemanın uzunluğu boyunca her bir kesit hücresinde gözlemlenebilmesi için beton malzemesi doğrusal olmayan sonlu elemanlar ile donatı çeliği ise çubuk elemanlar şeklinde dikkate alınır. SAP2000 programında doğrusal olmayan perde modellemesi için **Şekil 4.24**'te görüldüğü gibi “Shell – Layered/Nonlinear” tipinde bir kabuk eleman modellenmesi uygun olmaktadır. Bu perde eleman için donatı düzenlemesi ise **Şekil 4.25**'te yer almaktadır.

Şekil 4.24: Perde elemanın yayılı plastik davranışının tanımlanması.

Perde elemanın doğrusal olmayan sonlu elemanlar modelini oluşturmak için malzeme ve donatı özellikleri gibi parametrelerin ayrıntılı şekilde tanımlanması gerekmektedir. Şekil 4.25'te yayılı plastik davranış modeli için gerekli tüm değerler programda tanımlanmıştır. Perde elemanlar için S22 yönünde yani düşey doğrultuda elastik ötesi davranış öngörülmüştür.

Şekil 4.25: Perde elemanın doğrusal olmayan özelliklerinin tanımlanması.

Diğer perde elemanları ve perde gövde bölgeleri için de aynı işlemler tekrarlanarak betonarme taşıyıcı sistemin doğrusal olmayan modellemesi tamamlanmıştır.

4.2. Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi ile Deprem Hesabı

Yapıların şekil değiştirmeye göre değerlendirilmeleri çerçevesinde TBDY-2018’de iki yöntemden bahsedilmektedir. Bu yöntemlerden birincisi İtme Yöntemi, diğeri ise Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi olarak adlandırılmaktadır. Bu çalışmada, tasarımı yapılan yapının deprem performansını belirlemek amacıyla SAP2000 programı kullanılarak Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi ile 11 çift deprem hareketi etkisinde yapı analizleri gerçekleştirilmiştir. Bu aşamada, kullanılacak deprem kayıtlarını seçimi ve tasarım spektrumuna uygun olarak ölçeklenmesi en önemli adımlardan birisidir. Deprem kayıtları yapının bulunduğu lokasyona ait yerel zemin koşulları ve depremsellik parametreleri göz önüne alınarak belirlenmelidir. Ayrıca yapının mod şekillerine uygun, yapının kütle ve rijitliğiyle orantılı olacak şekilde, sönüm matrisinin oluşturulması için Rayleigh Sönüm Modeli’nden yararlanılmıştır. Deprem yükleme durumları oluşturulurken ikinci mertebe etkileri de analiz modelinde dikkate alınarak 11 çift deprem kaydının dönüşümlü hesabı sonucunda 22 adet yükleme durumu için analizler gerçekleştirilmiştir.

4.2.1. Deprem Kayıtlarının Seçilmesi

Deprem kayıtlarının seçilmesinde yapının bulunduğu konum ile deprem kaydının frekans içeriği ve istasyon zemininin özellikleri gibi parametrelerin uyumlu olması gerekmektedir. Bu çalışmada kullanılan deprem kayıtları, PEER yer hareketi veri tabanından elde edilmiştir ve kayıt arama formu **Şekil 4.26**’da görülmektedir.

Search Parameters:	
Fault Type	: Strike Slip (SS) ▾
Magnitude	: 6.5,8
<i>min,max</i>	
RJB(km)	: 0.50
<i>min,max</i>	
Rrup(km)	:
<i>min,max</i>	
Vs30(m/s)	: 360,760
<i>min,max</i>	
D5-95(sec)	:
<i>min,max</i>	
Pulse	: Any Record ▾
Additional Characteristics:	
Max No. Records	:
(≤100)	

Şekil 4.26: PEER veri tabanında deprem kayıtlarının aranması.

Yer hareketi arama ekranındaki form doldurulduktan sonra **Şekil 4.27**'de görüldüğü üzere uygun özelliklerdeki deprem kayıtlarına ulaşılmaktadır. Elde edilen bu deprem hareketleri için veri tabanı tarafından sunulan “.AT2” uzantılı metin dosyaları üzerinde yapılan dönüşümler ile ölçekleme işlemleri gerçekleştirilecektir.

	Result ID	Spectral Ordinate	Record Seq. #	MSE	Scale Factor	Tp(s)	D5-75(s)	D5-95(s)	Arias Intensity (m/s)	Event	Year	Station	Mag	Mechanism
☐	1	SRSS	169	-	1.0	-	24.4	51.4	3.3	Imperial Valley-06	1979	Delta	6.53	strike slip
☐	2	SRSS	723	-	1.0	2.394	8.1	11.0	3.7	Superstition Hills-02	1987	Parachute Test Site	6.54	strike slip
☐	3	SRSS	838	-	1.0	9.128	12.3	21.3	0.2	Landers	1992	Barstow	7.28	strike slip
☐	4	SRSS	882	-	1.0	-	25.3	37.9	0.7	Landers	1992	North Palm Springs	7.28	strike slip
☐	5	SRSS	1118	-	1.0	-	9.6	43.8	1.4	Kobe, Japan	1995	Tadoka	6.9	strike slip
☐	6	SRSS	1158	-	1.0	-	6.1	11.8	1.3	Kocaeli, Turkey	1999	Duzce	7.51	strike slip
☐	7	SRSS	1602	-	1.0	0.882	2.6	9.0	3.7	Duzce, Turkey	1999	Bolu	7.14	strike slip
☐	8	SRSS	1762	-	1.0	-	12.5	26.7	0.9	Hector Mine	1999	Amboy	7.13	strike slip
☐	9	SRSS	1787	-	1.0	-	7.6	11.7	1.9	Hector Mine	1999	Hector	7.13	strike slip
☐	10	SRSS	5836	-	1.0	-	11.2	24.7	3.5	El Mayor-Cucapah	2010	Meloland	7.2	strike slip

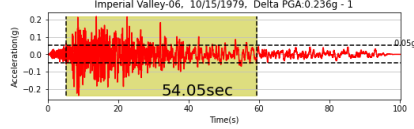
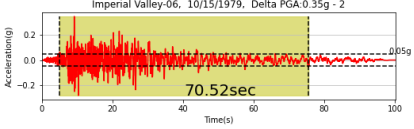
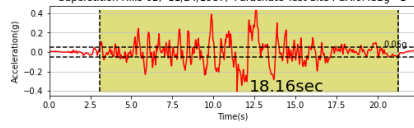
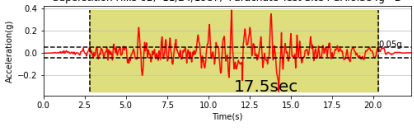
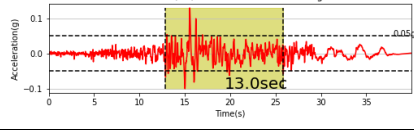
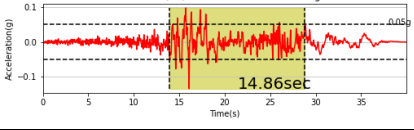
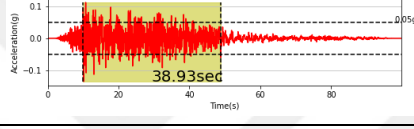
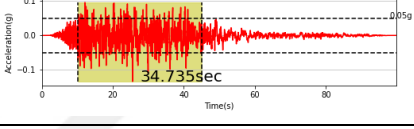
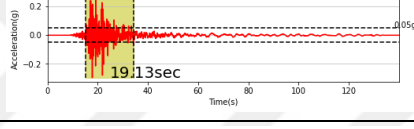
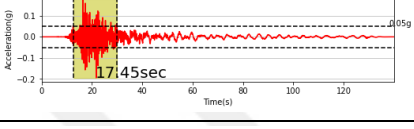
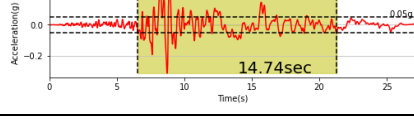
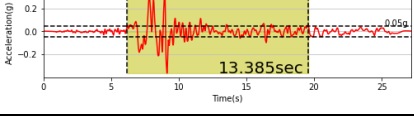
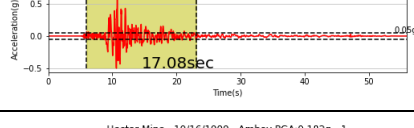
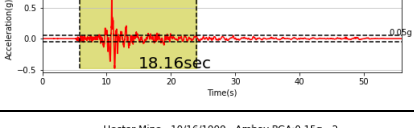
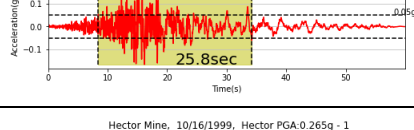
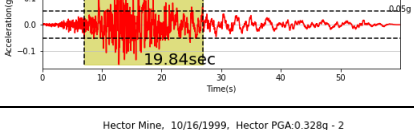
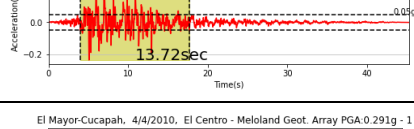
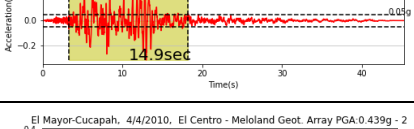
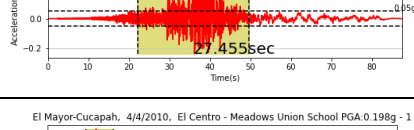
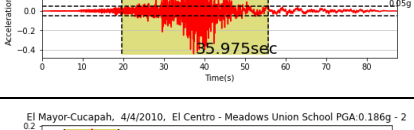
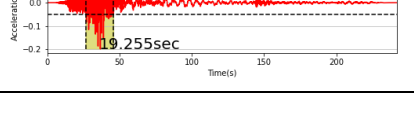
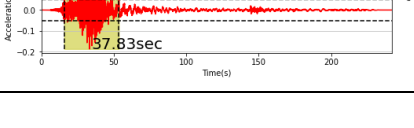
Şekil 4.27: Deprem kayıtlarının indirilmesi.

PEER yer hareketi veri tabanından elde edilen 11 adet deprem yer hareketinin özellikleri **Tablo 4.3**'te sunulmuştur. Bu deprem kayıtları ölçekleme katsayıları dikkate alınarak seçimlerin iyileştirilmesi sonucunda belirlenmiştir.

Tablo 4.3: Seçilen deprem kayıtlarının özellikleri.

Kayıt Sıra Numarası (RSN)	Deprem Adı	İstasyon Adı	Yıl	Deprem Büyüklüğü (Mw)	Kayıt Süresi (s)	Derinlik (km)
169	Imperial Valley-06	Delta	1979	6,53	100,14	22,03
723	Superstition Hills-02	Parachute Test Site	1987	6,54	22,30	0,95
838	Landers	Barstow	1992	7,28	39,98	34,86
882		North Palm Springs			99,81	26,84
1118	Kobe, Japan	Tadoka	1995	6,9	139,99	31,69
1158	Kocaeli	Duzce	1999	7,51	27,18	13,6
1602	Duzce	Bolu	1999	7,14	55,89	12,02
1762	Hector Mine	Amboy	1999	7,13	59,98	41,81
1787		Hector			45,3	10,35
5836	El Mayor-Cucapah, Mexico	Meloland Geot. Array	2010	7,2	87,49	28,53
6013		Meadows Union School			241,995	27,81

Tablo 4.4: Seçilen deprem kayıtları ve 0,05g eşik değeri için zarf süreleri.

Kayıt No.	Deprem bileşeni - 1	Deprem bileşeni - 2
RSN169	Imperial Valley-06, 10/15/1979, Delta PGA:0.236g - 1 	Imperial Valley-06, 10/15/1979, Delta PGA:0.35g - 2 
RSN723	Superstition Hills-02, 11/24/1987, Parachute Test Site PGA:0.432g - 1 	Superstition Hills-02, 11/24/1987, Parachute Test Site PGA:0.384g - 2 
RSN838	Landers, 6/28/1992, Barstow PGA:0.13g - 1 	Landers, 6/28/1992, Barstow PGA:0.135g - 2 
RSN882	Landers, 6/28/1992, North Palm Springs PGA:0.136g - 1 	Landers, 6/28/1992, North Palm Springs PGA:0.134g - 2 
RSN1118	Kobe Japan, 1/16/1995, Tadoka PGA:0.296g - 1 	Kobe Japan, 1/16/1995, Tadoka PGA:0.194g - 2 
RSN1158	Kocaeli Turkey, 8/17/1999, Duzce PGA:0.312g - 1 	Kocaeli Turkey, 8/17/1999, Duzce PGA:0.364g - 2 
RSN1602	Duzce Turkey, 11/12/1999, Bolu PGA:0.739g - 1 	Duzce Turkey, 11/12/1999, Bolu PGA:0.806g - 2 
RSN1762	Hector Mine, 10/16/1999, Amboy PGA:0.182g - 1 	Hector Mine, 10/16/1999, Amboy PGA:0.15g - 2 
RSN1787	Hector Mine, 10/16/1999, Hector PGA:0.265g - 1 	Hector Mine, 10/16/1999, Hector PGA:0.328g - 2 
RSN5836	El Mayor-Cucapah, 4/4/2010, El Centro - Meloland Geot. Array PGA:0.291g - 1 	El Mayor-Cucapah, 4/4/2010, El Centro - Meloland Geot. Array PGA:0.439g - 2 
RSN6013	El Mayor-Cucapah, 4/4/2010, El Centro - Meadows Union School PGA:0.198g - 1 	El Mayor-Cucapah, 4/4/2010, El Centro - Meadows Union School PGA:0.186g - 2 

Tablo 4.4 incelendiğinde 22 adet deprem yer hareketi için ivme kayıtları sunulmuştur ve bu kayıtların 0,05g eşik ivme değeri için zarf süre (bracketed duration) değerleri hesaplanmıştır. Deprem hareketinin enerji içeriğini belirlemek adına zarf süresi önemli bir parametre olarak görülmektedir ve kuvvetli hareketin şiddeti hakkında bilgi vermektedir.

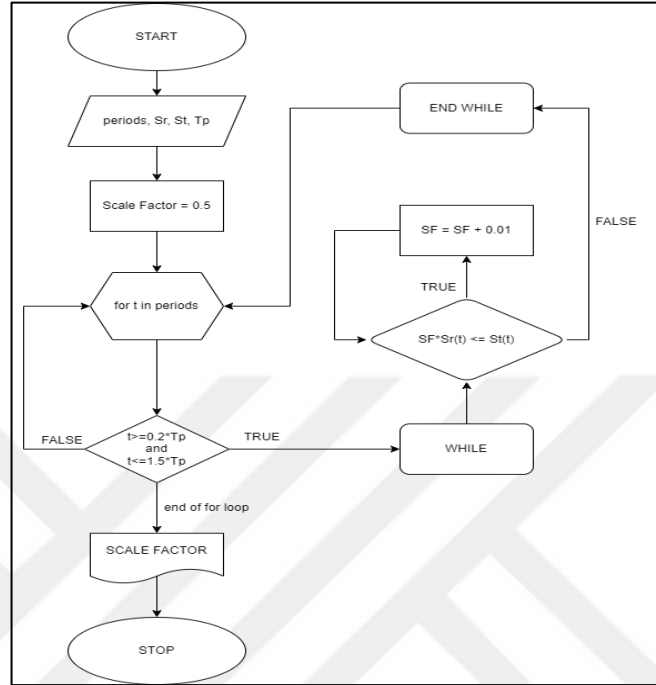
4.2.2. Deprem Kayıtlarının Tasarım Spektrumu ile Ölçeklenmesi

PEER veri tabanından elde edilen deprem kayıtlarının yapının özellikleri ve deprem düzeyine bağlı olarak yapı konumu için elde edilen tasarım spektrumu ile uyumlu olması için ölçekleme işleminin yapılması gerekmektedir. Bu çalışmada, deprem kayıtlarının ölçeklendirilme aşamasında TBDY-2018’de yer alan kurallar dikkate alınmıştır. Ölçekleme için yapılan tüm işlemler Python programlama dilinde yazılan bir program ile gerçekleştirilmiştir. Belirlenen deprem kayıtları için iki bileşene ait tepki spektrumları elde edilip “karelerin toplamının karekökü” yöntemi ile bileşke spektrum hesaplanmıştır. Her bir deprem kaydı için bu işlem yapıp 11 adet bileşke tepki spektrumuna ulaşılmıştır. Bu 11 adet spektrum eğrilerinin ortalaması alınarak tüm kayıtlar için ortalama tepki spektrumu elde edilmiştir. Yapı lokasyonu, zemin sınıfı ve deprem düzeyine bağlı olarak oluşturulan tasarım spektrumunun 1,3 katı alınarak ölçekleme için hedef spektrum belirlenmiştir. Deprem kayıtlarından elde edilen ortalama tepki spektrumuna ait genlikler, yapı periyodunun 0,2 ve 1,5 katı aralığında belirlenen hedef spektrumundan büyük olacak şekilde ölçekleme işlemi gerçekleştirilmiştir. Ölçekleme işlemi sonucunda bir ölçekleme katsayısı elde edilmektedir. Bu ölçekleme katsayısı, SAP2000 programında yükleme durumları oluşturulurken hesaba dahil edilmektedir. Ölçekleme katsayısının hesabı için Python programlama dilinde oluşturulan fonksiyon **Şekil 4.28**’de görülmektedir. Bu fonksiyondaki parametreler diğer kısımlarda hesaplanıp bu fonksiyon içerisinde girdi olarak verilmektedir ve fonksiyon çıktısı olarak ölçekleme katsayısı elde edilmektedir.

```
def scale_factor( periods, Sr, St, Tp):  
    SF=0.5  
    for t in periods:  
        if ((t >= 0.2*Tp) and t <= 1.5*Tp):  
            while (SF*Sr[periods.index(t)]) <= St[periods.index(t)]:  
                SF += 0.01  
    return SF
```

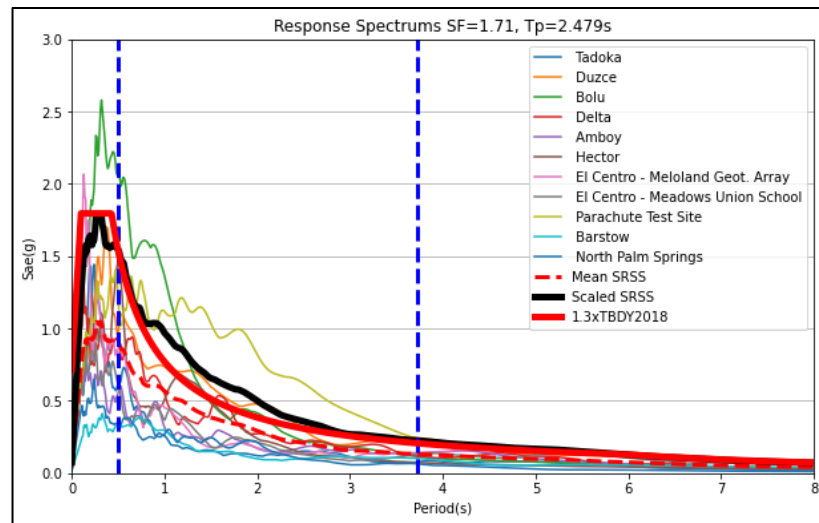
Şekil 4.28: Ölçekleme katsayısını hesaplamak için Python fonksiyonu.

Şekil 4.28’de oluşturulan fonksiyonun algoritması ve işlevine ait bir akış şeması Şekil 4.29’da özetlenmiştir. Bu algoritma sayesinde birkaç saniyelik zaman diliminde ölçekleme işlemi gerçekleştirilmektedir.



Şekil 4.29: Ölçekleme katsayısı için oluşturulan algoritma.

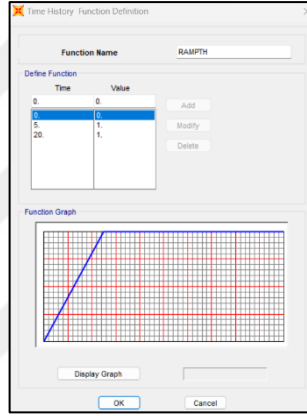
Python programlama dilinde yazılan programın çıktılarından biri olarak da Şekil 4.30’da yer alan grafik verilmiştir. Bu grafikte bileşke tepki spektrumları, onların ortalamaları, hedef spektrum ve ölçeklenmiş tepki spektrumu yer almaktadır.



Şekil 4.30: Tepki spektrumlarının hedef spektrum ile ölçeklendirilmesi.

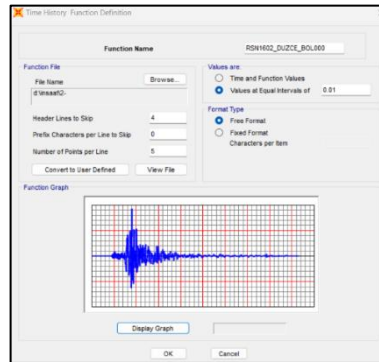
4.2.3. Zaman Tanım Alanında Fonksiyonların Tanımlanması

Zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yönteminde ivme kayıtlarının fonksiyon olarak programda tanımlanması gerekmektedir. Aynı zamanda, yapıya ait statik düşey yüklerin başlangıç koşulu olarak dahil edilebilmesi için dinamik bir etki olarak tanımlanması uygun görülmektedir. Yapıya etkiyen düşey yüklerin dinamik olarak etkiyebilmesi için basamak fonksiyonundan yararlanılmıştır. Basamak fonksiyonunun yeterli yavaşlıkta ve genlik değerinin 1g olması kabul görmektedir. SAP2000 programında basamak fonksiyonu Şekil 4.31’te görüldüğü gibi tanımlanmıştır.



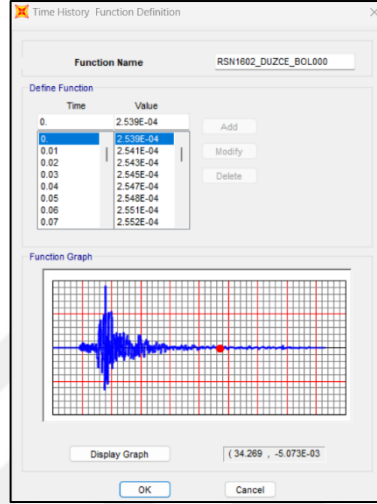
Şekil 4.31: Basamak fonksiyonunun tanımlanması.

PEER yer hareketi veri tabanından elde edilen deprem kayıtlarının zaman serisi olarak SAP2000 programında tanımlanması gerekmektedir. Bu zaman tanım alanında fonksiyonlar Şekil 4.32’de görüldüğü üzere “.AT2” uzantılı dosyaların programa yüklenmesi ile elde edilebilmektedir.



Şekil 4.32: Zaman tanım alanında deprem kayıtlarının tanımlanması.

Şekil 4.32’de yapılan dosya aktarımı sonucunda “Convert to User Defined” butonu sayesinde tanımlanan deprem kaydı Şekil 4.33’te yer alan zaman – ivme fonksiyonuna dönüştürülebilmektedir. Bu dönüşüm ile proje dosyasının farklı bir ortamda açılması durumunda “.AT2” uzantılı deprem kaydı dosyalarına erişime gerek kalmamaktadır ve fonksiyonlar proje dosyası içerisinde saklanmaktadır.



Şekil 4.33: İvme kaydının zaman - ivme fonksiyonuna çevrilmesi.

4.2.4. Rayleigh Sönüm Değerleri

Taşıyıcı sistemin elemanlarının dinamik enerji kaybı viskoz sönüm matrisi ile dikkate alınmaktadır. Bu çalışmada, viskoz sönüm matrisi Rayleigh Orantılı Sönüm Matrisi olarak hesaplanmıştır. Yapının modal parametreleri dikkate alındığında etkin kesit rijitliklerinin de tanımlanması ile hakim periyodu ve 0,95 kütle katılım oranının sağlandığı periyot değeri dikkate alınarak Rayleigh sönüm modeli oluşturulmuştur. Aşağıdaki hesaplamalar sonucunda Rayleigh sönüm bağıntısı elde edilmiştir.

$$T_i = 3,796 \text{ s} \rightarrow w_i = \frac{2\pi}{3,796} = 1,655 \text{ rad/s}$$

$$T_j = 0,068 \text{ s} \rightarrow w_j = \frac{2\pi}{0,068} = 92,4 \text{ rad/s}$$

$$a_0 = \zeta \times 2 \frac{w_i \times w_j}{w_i + w_j} = 0,05 \times 2 \frac{1,655 \times 92,4}{1,655 + 92,4} = 0,163$$

$$a_1 = \zeta \times 2 \frac{1}{w_i + w_j} = 0,05 \times 2 \frac{1}{1,655 + 92,4} = 0,001063$$

$$\zeta_n = \frac{a_0}{2w_n} + \frac{a_1 w_n}{2} = \frac{0,163}{2w_n} + \frac{0,001063w_n}{2} = \frac{0,0815}{w_n} + 0,0005315w_n$$

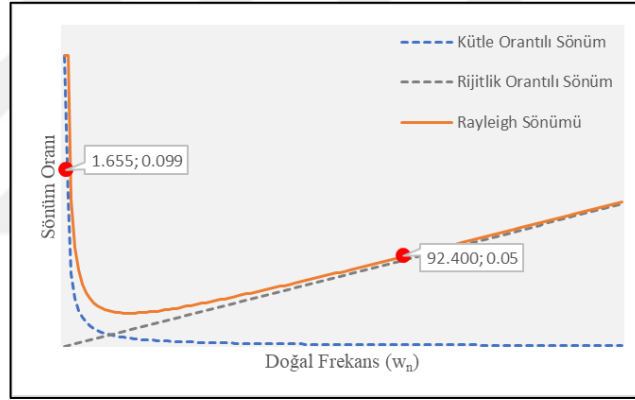
Kütle orantılı sönüm;

$$\zeta_n = \frac{a_0}{2w_n}$$

Rijitlik orantılı sönüm;

$$\zeta_n = \frac{a_1 w_n}{2}$$

Elde edilen bağıntılar sonucunda **Şekil 4.34**'te yer alan Rayleigh sönüm grafiği hesaplanmıştır.



Şekil 4.34: Rayleigh sönüm değerlerinin hesaplanması.

4.2.5. Zaman Tanım Alanında Yükleme Durumlarının Tanımlanması

Önceki bölümlerde, PEER veri tabanından elde edilen deprem kayıtlarının zaman tanım alanında tanımlanacağı yönünde bilgiler verilmişti. Bu başlıkta, bu deprem kayıtlarının ölçekleme katsayısı ile birleştirilerek tanımlanması gösterilecektir. Deprem kayıtlarının tanımlanmasından önce, basamak fonksiyonu olarak etkiyecek olan düşey yüklerin başlangıç koşulu olacak şekilde doğrusal olmayan yükleme durumu olarak sisteme etkimesi gerekmektedir. **Şekil 4.35** incelendiğinde doğrusal olmayan düşey yükleme durumunun sabit ve hareketli yüklerin basamak fonksiyonu şeklinde etkimesi ile oluşturulduğu görülmektedir. Deprem etkisi altındaki yükleme durumlarında oluşturulan düşey yükleme başlangıç koşulu olarak dikkate alınacaktır.

Load Case Data - Nonlinear Direct Integration History

Load Case Name: nth_dusey [Set Def Name] [Modify/Show...]

Initial Conditions: ☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
☐ Continue from State at End of Nonlinear Case [nth_dusey]
 Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case: Use Modes from Case [MODAL]

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Load Pattern	DEAD	RAMP	1
Load Pattern	SDL	RAMP	1
Load Pattern	Live	RAMP	0.3

[Add] [Modify] [Delete]

☐ Show Advanced Load Parameters

Load Case Type: Time History [Design...]

Analysis Type: ☒ Linear ☐ Nonlinear

Solution Type: ☐ Modal ☒ Direct Integration

Geometric Nonlinearity Parameters: ☐ None ☒ P-Delta ☐ P-Delta plus Large Displacements

History Type: ☒ Transient ☐ Periodic ☐ Consider Collapse

Mass Source: Previous

Şekil 4.35: Düşey yüklerin doğrusal olmayan şekilde tanımlanması.

Şekil 4.35'te görülen düşey yükleme durumu Şekil 4.36'da tanımlanan deprem yükleme durumu için başlangıç koşulu olarak verilmektedir. Şekil 4.36 incelendiğinde, ölçekleme katsayısı yer çekimi ivmesi ile çarpılarak ($1,71 \times 9,81 = 16,78$) olarak kaydedilmiştir. RSN1602 deprem hareketi için oluşturulan bu yükleme durumunda, deprem doğrultuları kendi aralarında yer değiştirerek (U1 ve U2 yönleri) ikinci bir yükleme durumu oluşturmaktadır. Bu sebeple, 11 çift deprem kaydı için 22 adet yükleme durumu meydana gelmektedir.

Load Case Data - Nonlinear Direct Integration History

Load Case Name: RSN1602_1 [Set Def Name] [Modify/Show...]

Initial Conditions: ☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
☒ Continue from State at End of Nonlinear Case [nth_dusey]
 Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case: Use Modes from Case [MODAL]

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	RSN1602_DI	16.78
Accel	U2	RSN1602_DU2C	16.78
Accel	U2	RSN1602_DU2C	16.78

[Add] [Modify] [Delete]

☐ Show Advanced Load Parameters

Load Case Type: Time History [Design...]

Analysis Type: ☐ Linear ☒ Nonlinear

Solution Type: ☐ Modal ☒ Direct Integration

Geometric Nonlinearity Parameters: ☐ None ☒ P-Delta ☐ P-Delta plus Large Displacements

History Type: ☒ Transient ☐ Periodic ☐ Consider Collapse

Mass Source: Previous

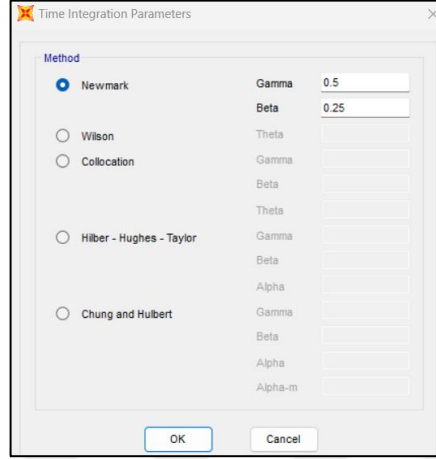
Time Step Data: Number of Output Time Steps: 5590, Output Time Step Size: 0.01

Other Parameters: Damping: Proportional [Modify/Show...], Time Integration: Newmark [Modify/Show...], Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

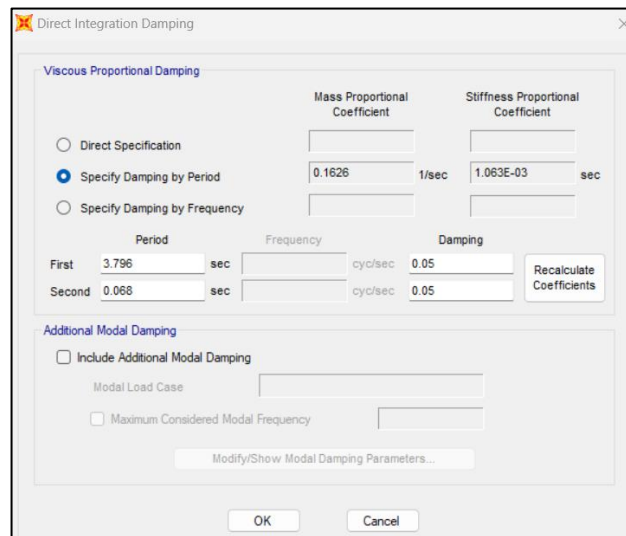
Şekil 4.36: İvme kayıtlarının zaman tanım alanında doğrusal olmayan yükleme durumu.

İvme kayıtlarının integrasyon yöntemi olarak Newmark metodundan yararlanılmıştır. Newmark metodunun Ortalama İvme Kabulü yaklaşımı ile $\gamma = 1/2$ ve $\beta = 1/4$ olarak Şekil 4.37’de görüldüğü gibi tanımlanmıştır.



Şekil 4.37: Newmark Ortalama İvme Kabulü metodunun tanımlanması.

Yukarıda yapılan hesaplamalar sonucunda Rayleigh sönüm modeline ait parametreler hesaplanarak sönüm grafiği elde edilmişti. SAP2000 programında Şekil 4.38’de görüldüğü üzere Rayleigh sönüm katsayıları için hesaplama yapılabilecek bir araç bulunmaktadır. Şekil 4.38’de görülen kutularda periyot ve sönüm değerlerinin girilmesi sonucunda kütle ve rijitlik sönüm katılım katsayıları elde edilebilmektedir ve sönüm matrisi bu araç sayesinde tanımlanmıştır.



Şekil 4.38: Rayleigh sönüm modelinin programda tanımlanması.

Zaman tanım alanında doğrusal olmayan yükleme durumu tanımlamaları belirlenen tüm deprem kayıtları için gerçekleştirilmiştir. Yapılan bu tanımlamalar doğrultusunda 22 adet doğrusal olmayan analiz gerçekleştirilmiştir. Elde edilen analiz sonuçlarının ortalaması alınarak TBDY-2018’de yer alan sınır değerler ile karşılaştırılmıştır.

4.3. Analiz Sonuçlarının Değerlendirilmesi

Bu bölümde, 20 katlı betonarme yapının zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizleri sonucunda elde edilen yer değiştirme ve şekil değiştirme parametreleri göz önüne alınarak taşıyıcı sistemin değerlendirmesi yapılacaktır. Taşıyıcı sistemde kolon ve kiriş elemanları için plastik dönme, perde elemanlar için ise birim şekil değiştirme değerleri TBDY-2018’de yer alan limit değerler ile kıyaslanacaktır.

SAP2000 programında gerçekleştirilen 22 adet zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz doğrultusunda betonarme yapıda meydana gelen taban kesme kuvvetleri ve yer değiştirme değerleri elde edilmiştir. Her bir deprem analizi için maksimum değerler göz önüne alınarak nihai olarak 22 analizden mutlak maksimum değerlerin ortalaması alınmıştır. 11 çift deprem kaydının analizi sonucunda **Tablo 4.5** ve **Tablo 4.6**’da X ve Y yönlerinde elde edilen taban kesme kuvvetlerinin maksimum değerleri verilmiştir. Bu sonuçların ortalaması alındığında taban kesme kuvveti değerleri X yönünde 35229,9 kN ve Y yönünde 25370,5 kN olarak hesaplanmıştır.

Tablo 4.5: X yönünde elde edilen maksimum taban kesme kuvvetleri.

X TABAN KESME KUVVETİ (kN)												
RSN	169	723	838	882	1118	1158	1602	1762	1787	5836	6013	Ortalama
1	33115.43	43821.23	23709.99	28562.38	39608.02	38167.59	47854.61	34148.77	28534.01	37483.42	29146.94	35229.9
2	33596.37	37047.02	23187.88	23722.96	27355.75	40303.59	51571.81	28308.52	40926.52	49246.61	35639.22	

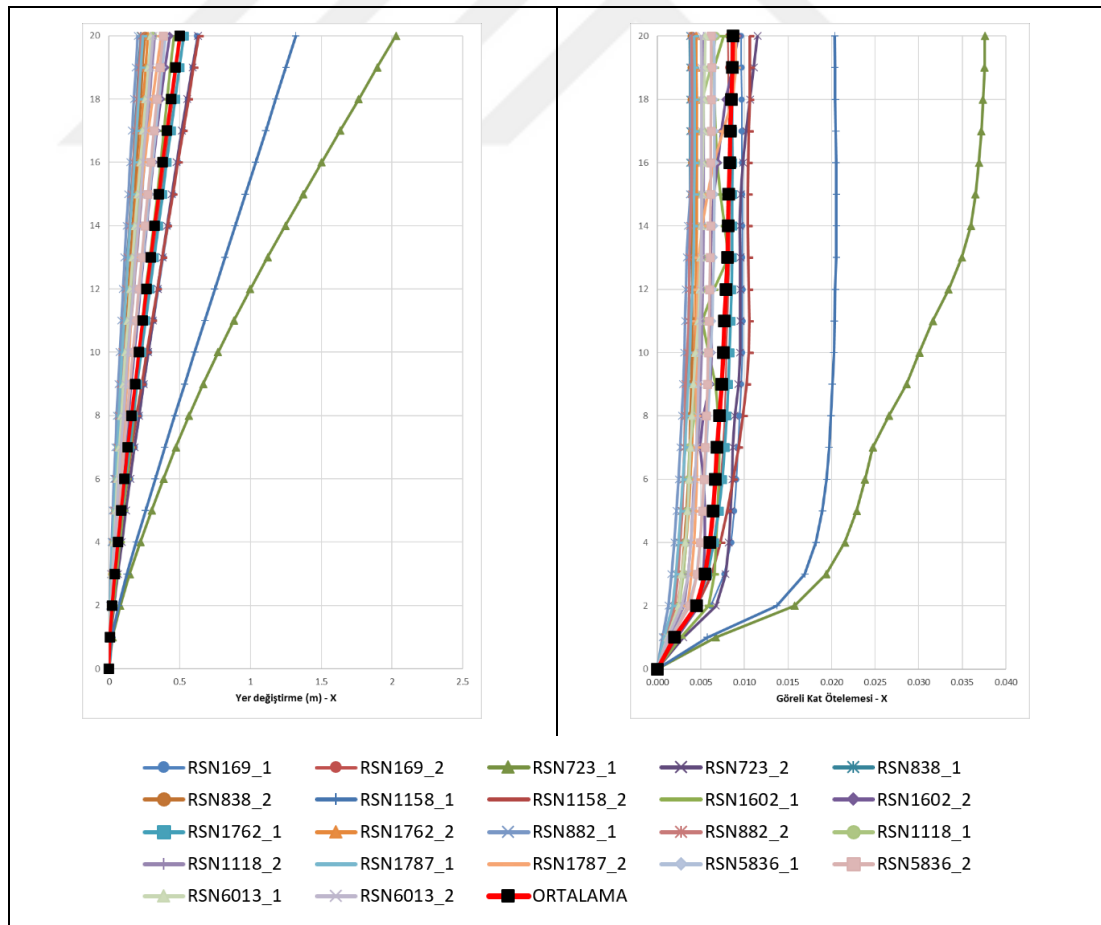
Tablo 4.6: Y yönünde elde edilen maksimum taban kesme kuvvetleri.

Y TABAN KESME KUVVETİ (kN)												
RSN	169	723	838	882	1118	1158	1602	1762	1787	5836	6013	Ortalama
1	25080.07	28381.56	18705.57	14181.37	19596.75	28683.39	41796.18	21485.81	25351.01	29520.46	23314.64	25370.5
2	23105.08	45003.63	18226.31	16076.76	21049.04	24427.68	43335.00	22959.07	22471.00	23992.77	21407.03	

Tablo 4.5 ve **Tablo 4.6** incelendiğinde en yüksek taban kesme kuvveti değerlerinin RSN1602 – Düzce depremi etkisinde meydana geldiği görülmektedir. 11 çift depremin ivme kayıtları incelendiğinde, tüm yer hareketlerinin arasında maksimum yer ivmesi bakımından 0,739g ve 0,806g ile en yüksek değere sahip olan ivme kaydının RSN1602

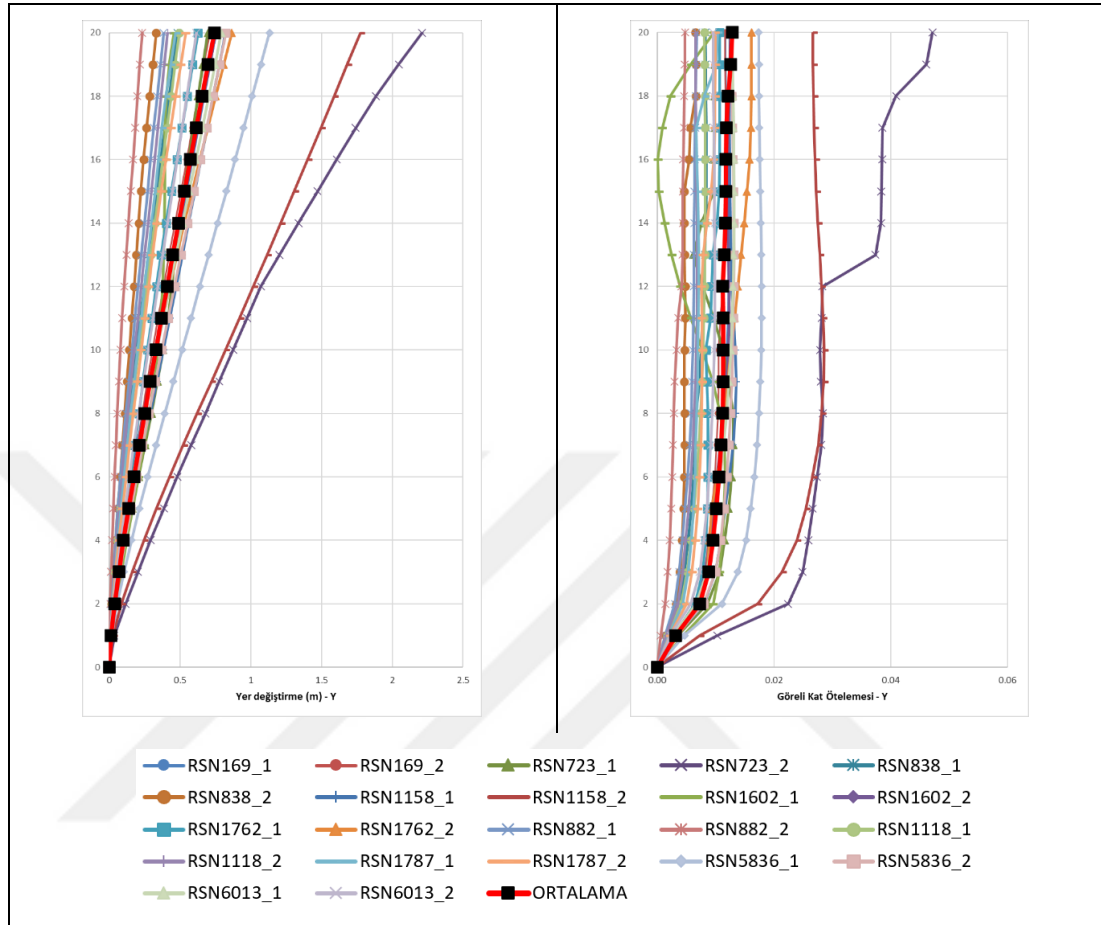
– Düzce depremi olarak görülmüştür. Başka bir deyişle, en yüksek yer ivmelerinin olduğu deprem hareketinin yapıya etkimesi sonucunda maksimum taban kesme kuvvetleri elde edilmiştir. Elde edilen bu değerler doğrusal analiz durumundaki taban kesme kuvvetinden (9500,63 kN) oldukça yüksektir.

Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizlerde her bir yer hareketinin her bir adımı için bir yer değiştirme değeri elde edilebilmektedir. Fakat, deprem kayıtlarının her bir adımını incelemek her zaman için anlamlı ifadeler oluşturmamakla birlikte vakit kaybına yol açabilir. Bu sebeple, her bir deprem hareketi için maksimum yer değiştirmeler belirlenerek 11 çift yer hareketi için belirlenen bu maksimum değerlerin ortalamasının alınması genel bir kabul olarak görülür. Analizlerin sonucunda elde edilen yer değiştirme değerleri incelendiğinde en yüksek yer değiştirme ve görel kat ötelemesi değerleri RSN723 - Superstition Hills deprem kaydında meydana gelmiştir. **Şekil 4.39** ve **Şekil 4.40**'ta sırasıyla X ve Y yönleri için her bir deprem kaydında elde edilen maksimum yer değiştirme ve görel kat ötelemesi grafikleri sunulmuştur.



Şekil 4.39: X yönünde elde edilen maksimum yer değiştirme ve görel kat ötelemesi değerleri.

22 deprem analizi sonucunda maksimum tepe deplasmanları X yönünde 0,498 metre, Y yönünde ise 0,745 metre olarak elde edilmiştir.



Şekil 4.40: Y yönünde elde edilen maksimum yer değiştirme ve görelli kat ötelemesi değerleri.

Çerçeve elemanlarda meydana gelen hasarların kontrolü için plastik mafsallı dönme değerleri TBDY-2018’de verilen limit değerler ile kıyaslanmıştır. Kolon ve kiriş elemanlarda oluşan plastik mafsallı göçmenin önlenmesi ve kontrollü hasar limit değerleri denklem (4.3) ve (4.4)’te verilen bağıntılar ile elde edilmektedir.

$$\theta_p^{(G\ddot{O})} = \frac{2}{3} \left[(\phi_u - \phi_y) L_p \left(1 - 0,5 \frac{L_p}{L_s} \right) + 4,5 \phi_u d_b \right] \quad (4.3)$$

$$\theta_p^{(KH)} = 0,75 \cdot \theta_p^{(G\ddot{O})} \quad (4.4)$$

Sınır hasar bölgesindeki elemanlar için elastik ötesi davranışa izin verilmemektedir.

Denklem (4.3) ve (4.4)'te verilen bağıntılar doğrultusunda 500x500 boyutlarındaki bir kolon eleman için plastik mafsal limit değerleri aşağıdaki şekilde belirlenmiştir.

$L_p = 0,25$ m, $L_s = 1,75$ m, $\phi_u = 0,211$ 1/m, $\phi_y = 0,005076$ 1/m, $d_b = 0,02$ m olacak şekilde;

$$\theta_p^{(G\ddot{O})} = \frac{2}{3} \left[(0,211 - 0,005076) \times 0,25 \left(1 - 0,5 \frac{0,25}{1,75} \right) + 4,5 \times 0,005076 \times 0,02 \right]$$

$$\theta_p^{(G\ddot{O})} = 0,044529$$

$$\theta_p^{(KH)} = 0,75 \times 0,044529 = 0,033397$$

Bahsedilen kolon eleman için 22 analizden elde edilen ortalama dönme değeri;

$$\theta_p = 0,001385 < 0,033397$$

eleman Belirgin Hasar Bölgesi'nde yer almaktadır. Yapıdaki tüm çubuk elemanların yukarıda hesaplandığı şekilde plastik dönme değerleri yönetmelikte yer alan sınır değerler ile kıyaslanmıştır. Yapılan hesaplamalar sonucunda toplamda 920 kirişten; 838 (%91,1) kirişin Belirgin Hasar Bölgesi'nde, 82 (%8,9) kirişin ise Sınırlı Hasar Bölgesi'nde yer aldığı tespit edilmiştir. Yapıda yer alan 320 kolon eleman için ise 13 (%4,1) kolonun Belirgin Hasar Bölgesi, 307 (%95,9) kolonun ise Sınırlı Hasar Bölgesi sınırları içerisinde kaldığı belirlenmiştir.

Perde elemanlar yayılı plastik davranış modeline göre analiz edildiği için bu elemanlarda beton ve donatı çeliğinin birim şekil değiştirme değerleri dikkate alınarak TBDY-2018'de verilen sınır değerler ile kıyaslanmıştır. Beton malzemesi için göçmenin önlenmesi performans düzeyi için limit değer denklem (4.4)'te verilmiştir. Burada ω_{we} etkin sargı donatısının mekanik donatı oranı olarak adlandırılır.

$$\varepsilon_c^{(G\ddot{O})} = 0,0035 + 0,04\sqrt{\omega_{we}} \leq 0,018 \quad (4.4)$$

Bilindiği üzere perde elemanların uç bölgeleri kolon elemanlar gibi davranış göstermekle birlikte enine donatı yerleşimi benzer şekilde gerçekleştirilir ve bu uç bölgelerde sargılı beton malzemesi dikkate alınır. U perdeler için uç bölgedeki enine

donatının mekanik donatı oranı sargılı beton malzemesi özellikleri dikkate alınarak $\omega_{we} = 0,02249$ olarak hesaplanmıştır. Buna göre,

$$\varepsilon_c^{(G\ddot{O})} = 0,0035 + 0,04\sqrt{0,02249} \leq 0,018 \rightarrow 0,0095$$

olarak elde edilir.

Birinci katta yer alan U perdenin uç bölgesi için kontrollü hasar ve sınırlı hasar limit değerleri ise yönetmeliğe göre,

$$\varepsilon_c^{(KH)} = 0,75 \cdot \varepsilon_c^{(G\ddot{O})} \rightarrow 0,75 \times 0,0095 = 0,007125$$

$$\varepsilon_c^{(SH)} = 0,0025$$

şeklinde elde edilir.

Bu doğrultuda beton birim şekil değiştirme değeri ε_c kıyaslandığında,

$$\varepsilon_c = 0,002939$$

$$\varepsilon_c^{(SH)} < 0,002939 < \varepsilon_c^{(KH)} < \varepsilon_c^{(G\ddot{O})}$$

U perde beton malzemesi Belirgin Hasar Bölgesi'ndedir.

Donatı çeliği için aynı hesaplamalar şu şekilde gerçekleştirilir,

$$\varepsilon_s^{(G\ddot{O})} = 0,4 \cdot \varepsilon_{su} = 0,4 \times 0,08 = 0,032$$

$$\varepsilon_s^{(KH)} = 0,75 \cdot \varepsilon_s^{(G\ddot{O})} \rightarrow 0,75 \times 0,032 = 0,024$$

$$\varepsilon_s^{(SH)} = 0,0075$$

$$0,002939 < \varepsilon_s^{(SH)} < \varepsilon_s^{(KH)} < \varepsilon_s^{(G\ddot{O})}$$

U perde donatı çeliği Sınırlı Hasar Bölgesi'ndedir.

Perde elemanlar için yapılan hasar kontrolünde yapının birinci katında yer alan U perdelerin Belirgin Hasar Bölgesi'nde olduğu tespit edilmiştir. Diğer perde elemanların ise Sınırlı Hasar Bölgesi'nde olduğu ve elastik ötesi davranış göstermediği yapılan hesaplamalar sonucunda elde edilmiştir.

5. SONUÇLAR

Bu tez çalışmasında, planda düzensizlik durumlarından A3 – Planda Çıkıntılar Bulunması düzensizliği bulunan, perde-çerçeve taşıyıcı sisteme sahip 20 katlı betonarme bir yapının TBDY-2018 kapsamında dayanıma göre tasarım kuralları doğrultusunda tasarımı gerçekleştirilmiştir. Yapı lokasyonu olarak İstanbul Kadıköy ilçesi seçilerek kar bölgesi ve sismik parametreler bu doğrultuda belirlenmiştir. Yapının plan boyutları incelendiğinde X yönünde 29 metre, Y yönünde ise 30 metre uzunluğa sahip olduğu görülmektedir ve yapı iki doğrultuda da simetrik olacak şekilde planlanmıştır. Yapının ön boyutlandırma aşamalarında TBDY-2018 ve TS500’de yer alan minimum eleman boyutlandırma koşulları dikkate alınarak tahkikler gerçekleştirilmiştir. TS500’e göre yapılan döşeme kalınlık tahkiklerinde, sehim hesabı gerektirmeyen kalınlık koşulları göz önüne alınarak döşeme kalınlığı 20 cm olarak hesaplanmıştır. Kiriş ön boyutlandırma aşamasında, döşeme kalınlığının 3 katından az olmayacak şekilde, kiriş yüksekliği 60 cm ve kiriş genişliği 40 cm olarak belirlenmiştir. Kiriş elemanlar tablalı kiriş olarak modelleneneceği için kirişlerin açıklık ve mesnetlenme koşullarına göre etkili tabla genişlikleri hesaplanarak dokuz farklı kiriş tipi elde edilmiştir. Kolon elemanlarda ön boyutlandırma yapılırken, eksenel kuvvetlerin üst katlarda azalacağı düşüncesi ile, her beş katta bir kolon boyutlarının 10’ar cm düşürülmesi uygun görülmüştür. Bu doğrultuda sekiz farklı kolon tipi elde edilerek düşey ve deprem yüklerinin kombinasyonları altında eksenel yük kontrolleri gerçekleştirilmiştir.

Yapının matematiksel modelinin oluşturulması ve doğrusal analizlerin gerçekleştirilmesi aşamasında ETABS programından yararlanılmıştır. Yapı taşıyıcı sistemindeki kolon ve kiriş elemanlar çubuk eleman olarak modellenirken perdeler ise kabuk eleman olarak modellenmiştir. Taşıyıcı sistem elemanlarının etkin kesit rijitlikleri TBDY-2018’de verilen şekliyle göz önüne alınmıştır. Analiz sonuçlarında hassas veriler elde edebilmek adına perde elemanlar için sonlu elemanlar ağı oluşturulmuştur. Döşemeler, levha (membran) eleman olarak modellenmiştir ve böylelikle döşeme üzerindeki yükler direkt olarak taşıyıcı sisteme aktarılabilmektedir. Yapıda A3 düzensizliği bulunması sebebiyle döşeme davranışı yarı rijit diyafram modeli uygulanmıştır.

Yapının kendi ağırlığı haricinde döşeme üzerindeki kaplama vb. yükler, kirişlerin üzerindeki duvar yükleri gibi ölü yükler bulunmaktadır. Aynı zamanda TS498 yönetmeliği kullanılarak elde edilen hareketli yükler yapı üzerinde uygulanmıştır. TBDY-2018 yönetmeliğine göre yapı türü konut olarak belirlendiği için hareketli yük katılım çarpanı n 0,30 olarak belirlenmiştir. Yapının modal kütlesi belirlenirken çatı katında yer alan kar yüklerinin de %30'u hesaba dahil edilmiştir. Modal analiz sonucunda yapının ilk mod şekli Y yönünde ve 2,479 saniyelik periyoda sahip iken, ikinci mod X yönünde ve periyot 2,098 saniye olarak elde edilmiştir. Ancak, elde edilen bu periyotların TBDY-2018'de sunulan ampirik hakim doğal titreşim periyodu T_{pA} 'nın 1,4 katından büyük olamayacağı belirtildiği için Y yönündeki periyot hesaplamalarda 2,37 saniye olarak dikkate alınmıştır. Yapının Y yönündeki ilk modunda kütle katılım oranı %71 iken X yönünde bu değer %67,6 olarak elde edilmiştir. Her iki doğrultu için de yapının 15. modunda toplam kütle katılım oranları %95 değerinin üzerinde olmaktadır.

Yapının deprem yükleri ile ilgili tüm hesaplamalarında deprem düzeyi olarak DD-2 göz önüne alınmıştır. Yapının bina önem katsayısı (I) 1 ve Bina Yükseklik Sınıfı (BYS) 2 olarak elde edilmiştir. Yapının taşıyıcı sistem davranış katsayısı (R) 7 olarak belirlense de perde devrilme momentleri için yapılan kontroller sonrasında bu katsayı 5,6 olarak güncellenmiştir.

Yapıdaki düzensizlik kontrolleri için Eşdeğer Deprem Yüğü (EDY) yönteminden yararlanılmıştır. Yapılan düzensizlik kontrolleri sonrasında, yapının A3 ve B2 (Yumuşak Kat) düzensizliklerine sahip olduğu belirlenmiştir. Yapı elemanlarının elverişsiz iç kuvvetlerinin elde edilmesi için oluşturulan deprem yükü kombinasyonları ile yapılan analizlerde ise Mod Birleştirme Yöntemi (MBY) kullanılmıştır.

Perde elemanlar için yapılan kontrollerde, çekirdekteki U perdeler için bağ derecesi katsayısı $\Omega = 0,632$ olarak hesaplandığından dolayı bu perdeler bağ kirişli (boşluklu) perde olarak göz önüne alınmıştır. Perde devrilme momentlerinin toplam taban devrilme momentine oranı; X yönünde çalışan perdeler için %51, Y yönünde ise bu oran %46 olarak elde edilmiştir.

Betonarme elemanların tasarım aşaması için TBDY-2018 ve TS500 yönetmelikleri göz önüne alınmıştır. ETABS programından elde edilen elverişsiz kuvvet sonuçlarına

göre kiriş, kolon ve perde elemanlar için gerekli olan boyuna ve enine donatı miktarları hesaplanmıştır. Donatı hesaplarında kullanılmak üzere kolon elemanların tasarımı için bir Python uygulaması geliştirilmiştir.

Yapının tasarım aşamasından sonra deprem performansının belirlenmesi için SAP2000 programında yapının doğrusal olmayan modellemesi gerçekleştirilmiştir. Burada kolon ve kiriş elemanlar için yığılı plastik davranış (plastik mafsal) modeli göz önüne alınırken perde elemanlar için yayılı plastik davranış modeli kullanılmıştır. Plastik mafsal tanımlaması yapılan elemanlar için TBDY-2018 çerçevesinde etkin kesit rijitlikleri hesaplanmıştır. Kolon elemanlar için Section Designer aracında 0° , 45° ve 90° doğrultuları ve %0, %15, %30 ve %45 eksenel yük seviyeleri için moment eğrilik ilişkileri elde edilmiştir. Tablalı kiriş kesitleri için XTRACT programında yararlanılarak 0° ve 180° doğrultuları (negatif ve pozitif moment) için eğilme moment eğrilik ilişkileri belirlenmiştir. Elde edilen bu ilişkiler plastik mafsal oluşturma aşamasında SAP2000 programında tanımlanmıştır.

Doğrusal olmayan analizlerde kullanılan 11 çift deprem kaydı yapı lokasyonunun sismik parametreleri de göz önünde bulundurularak PEER yer hareketi veri tabanından elde edilmiştir. Bu kayıtlar yönetmelikte yer alan ölçekleme kurallarına göre geliştirilen Python uygulaması sayesinde tasarım spektrumu ile eşleştirilmiştir. ZTADOA gerçekleştirilmesinde integrasyon yöntemi olarak Newmark Ortalama İvme Metodu kullanılmış ve sönüm matrisinin oluşturulmasında Rayleigh Sönüm Modeli'nden yararlanılmıştır. Toplamda 22 adet ZTADOA gerçekleştirilerek bu analiz sonuçlarından her bir analiz için maksimum değerler belirlenmiş ve bu değerlerin ortalaması alınmıştır. Yapılan 22 analiz sonucunda taban kesme kuvvetleri X yönünde 35229,9 kN ve Y yönünde 25370,5 kN olarak elde edilmiştir. Yer değiştirme sonuçları incelendiğinde, maksimum tepe deplasmanları X yönünde 0,498 metre, Y yönünde 0,745 metre olarak hesaplanmıştır.

Elemanların performans seviyesinin belirlenmesi amacıyla TBDY-2018'de yer alan limit değerler hesaplanmıştır. Kolon ve kiriş elemanlar için plastik mafsal dönme değerleri, perde elemanlar için ise birim şekil değiştirme değerleri kontrol edilmiştir. Yapılan kontroller sonucunda; kolon elemanlardan 13 (%4,1) tanesinin Belirgin Hasar Bölgesi, 307 (%95,9) kolonun ise Sınır Hasar Bölgesinde yer aldığı tespit edilmiştir. Kiriş elemanlar incelendiğinde 838 (%91,1) kirişin Belirgin Hasar Bölgesi, 82 (%8,9) kirişin ise Sınır Hasar Bölgesinde olduğu hesaplanmıştır. Perde elemanlarda birinci

katta bulunan U perdelerin Belirgin Hasar Bölgesinde ve diğer perdelerin Sınırlı Hasar Bölgesi sınırlarının içerisinde kaldığı belirlenmiştir.



KAYNAKLAR

- AFAD TDTH, (2018), <http://tdth.afad.gov.tr/TDTH>, (Erişim Tarihi: 05/11/2022).
- AFAD, 2023. 6 şubat 2023 Pazarcık-Elbistan (Kahramanmaraş) Mw: 7.7 – Mw: 7.6 Depremleri Raporu. 140 s.
- AFAD Deprem Tehlike Haritaları, (2024), <https://www.afad.gov.tr/turkiye-deprem-tehlike-haritasi>, (Erişim Tarihi: 06/01/2024).
- Aksoylu, T., (2020), “40 Katlı Asimetrik Betonarme Bir Binanın Deprem Performansının Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi İle Belirlenmesi”, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi.
- Algül, Ö., (2015), “Planda Çıkıntı Düzensizliğine Sahip Betonarme Yapıların Deprem Davranışının İncelenmesi”, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi.
- Altundal, A., (2015), “Betonarme I”, 3. Baskı, Sakarya Üniversitesi Basımevi Müdürlüğü.
- Astroza, R., Ebrahimian, H., & Conte, J. P. (2015). Material parameter identification in distributed plasticity FE models of frame-type structures using nonlinear stochastic filtering. *Journal of Engineering Mechanics*, 141(5), 04014149.
- Aydinoğlu, M. N., (2007), "Dayanıma Göre Tasarımdan Şekildeğıştirmeye Göre Tasarıma", 31 Mayıs 2007, Gebze Yüksek Teknoloji Enstitüsü.
- Baker, W. F., Korista, D. S., & Novak, L. C. (2007). Burj Dubai: Engineering the world's tallest building. *The structural design of tall and special buildings*, 16(4), 361-375.
- Bakir, B. S., Sucuoglu, H., & Yilmaz, T. (2002). An overview of local site effects and the associated building damage in Adapazari during the 17 August 1999 Izmit earthquake. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 92(1), 509-526.
- Cansız, S., (2022). Türkiye’de Kullanılan Deprem Yönetmeliklerinin Özellikleri ve Deprem Hesabının Değışimi. *Uluslararası Muhendislik Arastırma ve Geliştirme Dergisi*, 14 (1), 58–71.
- Celep, Z., (2019). Deprem mühendisliğine giriş ve depreme dayanıklı yapı tasarımı 7.baskı. Beta Basım Yayım Dağıtım A.ř., İstanbul.
- CSI, “Extended Three-dimensional Analysis of Building Systems (ETABS),” Computers and Structures Inc., Berkeley, California.
- CSI, “SAP2000 Integrated Software for Structural Analysis and Design,” Computers and Structures Inc., Berkeley, California.

Dok, G., (2011), “32 Katlı Betonarme Bir Yapının Deprem Performansının Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi Uygulanarak Belirlenmesi”, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi.

Fahjan, Y. M. (2008). Türkiye Deprem Yönetmeliği (DBYBHY, 2007) tasarım ivme spektrumuna uygun gerçek deprem kayıtlarının seçilmesi ve ölçeklenmesi. Teknik Dergi, 19(93), 4423-4444.

Gök, S.G., (2013), “A3 Düzensizliği Olan Çok Katlı Betonarme Bir Yapının Türk, Eurocode ve ACI 318 Yönetmeliklerine Göre Tasarımı”, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi.

Kürkçü, F., (2020), “20 Katlı Betonarme Bir Yapının Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği'ne Göre Tasarımı ve Deprem Performansının Belirlenmesi”, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi.

Mertol, H. C., Tunç, G., Akış, T., Kantekin, Y., & Aydın, İ. C. (2023). Investigation of RC Buildings after 6 February 2023, Kahramanmaraş, Türkiye Earthquakes. Buildings, 13(7), 1789.

Özaydın, Y., (2019), “30 Katlı Betonarme Yüksek Bir Binanın 2018 TBDY Kapsamında Tasarımı ve Performans Analizi”, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi.

Özer, E., (2009), "Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmayan Analizi Ders Notları", İstanbul Teknik Üniversitesi.

Özmen, B., Nurlu, M. (1999). Deprem bölgeleri haritası ile ilgili bazı bilgiler. TMMOB Jeoloji Mühendisleri Odası Haber Bülteni, (99).

Pacific Earthquake Engineering Research Center Strong Motion Database, (2023), <https://peer.berkeley.edu/peer-strong-ground-motion-databases>, (Erişim Tarihi: 05/05/2023).

Sezgin, M., (2022), “Düşey düzensizliği bulunan betonarme bir binanın DBYBHY-2007 ve TBDY-2018 esaslarına göre irdelenmesi”, Yüksek Lisans Tezi, Gebze Teknik Üniversitesi.

Sucuoğlu, H. (2000). The 1999 Kocaeli and Düzce-Turkey Earthquakes. Middle East Technical University.

TBDY (2018). Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, Deprem Etkisi Altında Binaların Tasarımı İçin Kurallar, Çevre ve Şehircilik Bakanlığı, Ankara.

TDK, (2023), <https://sozluk.gov.tr/?/deprem+kuşagi>, (Erişim Tarihi: 05/11/2023).

TSE, (1997), Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri, TS498, Türk Standartları Enstitüsü.

TSE, (1997), Yapıların Projelendirme Esasları - Taşıyıcı Olan ve Olmayan Elemanlar Depolanmış Malzemeler - Yoğunluk, TS ISO 9194, Türk Standartları Enstitüsü.

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

Tunc, G., & Tunc, T. E. (2022). Engineering the public-use reinforced concrete buildings of Ankara during the Early Republic of Turkey, 1923–1938. Endeavour, 46(3), 100832.

USGS. (2000). Implications for Earthquake Risk Reduction in the United States from the Kocaeli, Turkey, Earthquake of August 17, 1999. U.S. Geological Survey Circular 1193, p. 3. Denver, CO: U.S. Government Printing Office.

USGS, (2023), earthquake.usgs.gov/earthquakes/map, (Erişim Tarihi: 15/04/2023).

Van Rossum, G., & Drake, F. L. (2009). Python 3 Reference Manual. Scotts Valley, CA: CreateSpace.

XTRACT v.3.0. Cross-sectional X structural analysis of components, Imbsen Software Systems, 9912 Business Park Drive, Suite 130 Sacramento, CA 95827.

ÖZGEÇMİŞ

Onur Karaalioğlu 2016 yılında başladığı Sakarya Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'nü 2020 yılında Mühendislik Fakültesi birincisi olarak tamamladı. 2020 yılında Gebze Teknik Üniversitesi Deprem ve Yapı Mühendisliği bölümünde yüksek lisans eğitime başladı. Yüksek lisans eğitimi sırasında TÜBİTAK tarafından bursiyer olarak desteklendi. 2022 Ağustos - 2023 Ağustos tarihleri arasında bir vakıf üniversitesinde Araştırma Görevlisi olarak görev yaptı. Ayrıca, 1416 sayılı kanun kapsamında Milli Eğitim Bakanlığı tarafından verilen burs ile Deprem Teknolojileri alanında doktora yapmak üzere yurt dışına gönderilecek öğrenciler arasındadır.



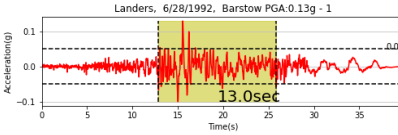
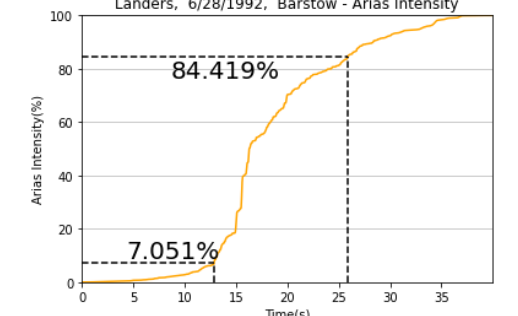
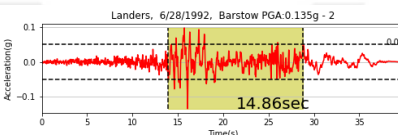
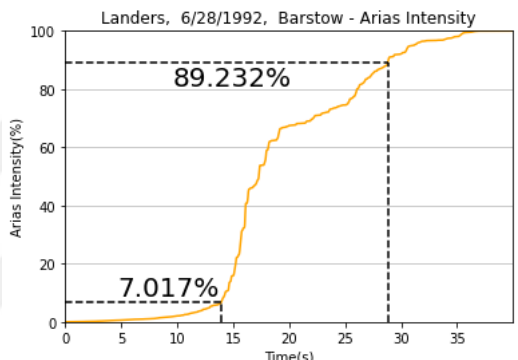
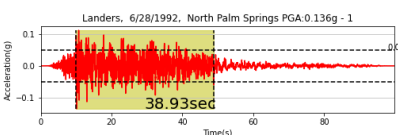
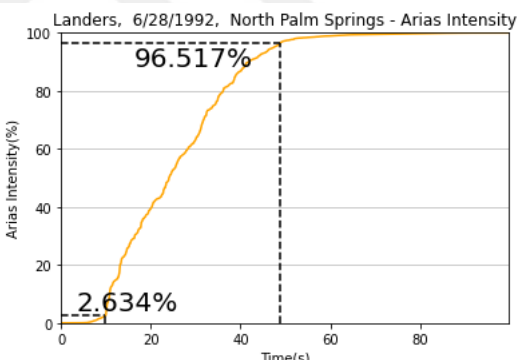
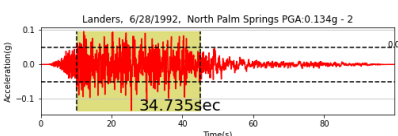
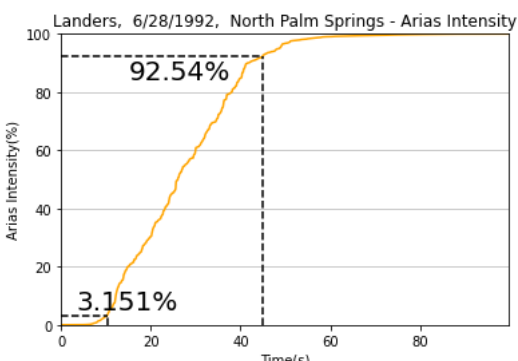
EKLER

Ek-A: İvme Kayıtları, Arias Yoğunlukları ve Davranış Spektrumları

Tablo A.1: İvme kayıtları ve 0,05g eşik değeri için Arias Yoğunlukları.

Kayıt No.	İvme Kaydı	Arias Yoğunluğu
RSN169 1		
RSN169 2		
RSN723 1		
RSN723 2		

Tablo A.1: İvme kayıtları ve 0,05g eşik değeri için Arias Yoğunlukları (devam).

RSN838 1		
RSN838 2		
RSN882 1		
RSN882 2		

Tablo A.1: İvme kayıtları ve 0,05g eşik değeri için Arias Yoğunlukları (devam).

RSN1118 1	Kobe Japan, 1/16/1995, Tadoka PGA:0.296g - 1 19.13sec	Kobe Japan, 1/16/1995, Tadoka - Arias Intensity 95.09% 0.469%
RSN1118 2	Kobe Japan, 1/16/1995, Tadoka PGA:0.194g - 2 17.45sec	Kobe Japan, 1/16/1995, Tadoka - Arias Intensity 84.174% 0.713%
RSN1158 1	Kocaeli Turkey, 8/17/1999, Duzce PGA:0.312g - 1 14.74sec	Kocaeli Turkey, 8/17/1999, Duzce - Arias Intensity 97.556% 1.187%
RSN1158 2	Kocaeli Turkey, 8/17/1999, Duzce PGA:0.364g - 2 13.385sec	Kocaeli Turkey, 8/17/1999, Duzce - Arias Intensity 96.608% 0.569%

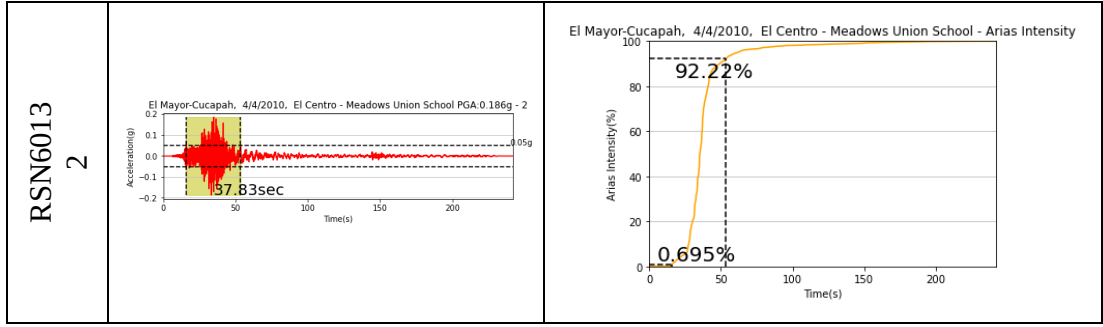
Tablo A.1: İvme kayıtları ve 0,05g eşik değeri için Arias Yoğunlukları (devam).

RSN1602 1	Duzce Turkey, 11/12/1999, Bolu PGA:0.739g - 1	Duzce Turkey, 11/12/1999, Bolu - Arias Intensity
RSN1602 2	Duzce Turkey, 11/12/1999, Bolu PGA:0.806g - 2	Duzce Turkey, 11/12/1999, Bolu - Arias Intensity
RSN1762 1	Hector Mine, 10/16/1999, Amboy PGA:0.182g - 1	Hector Mine, 10/16/1999, Amboy - Arias Intensity
RSN1762 2	Hector Mine, 10/16/1999, Amboy PGA:0.15g - 2	Hector Mine, 10/16/1999, Amboy - Arias Intensity

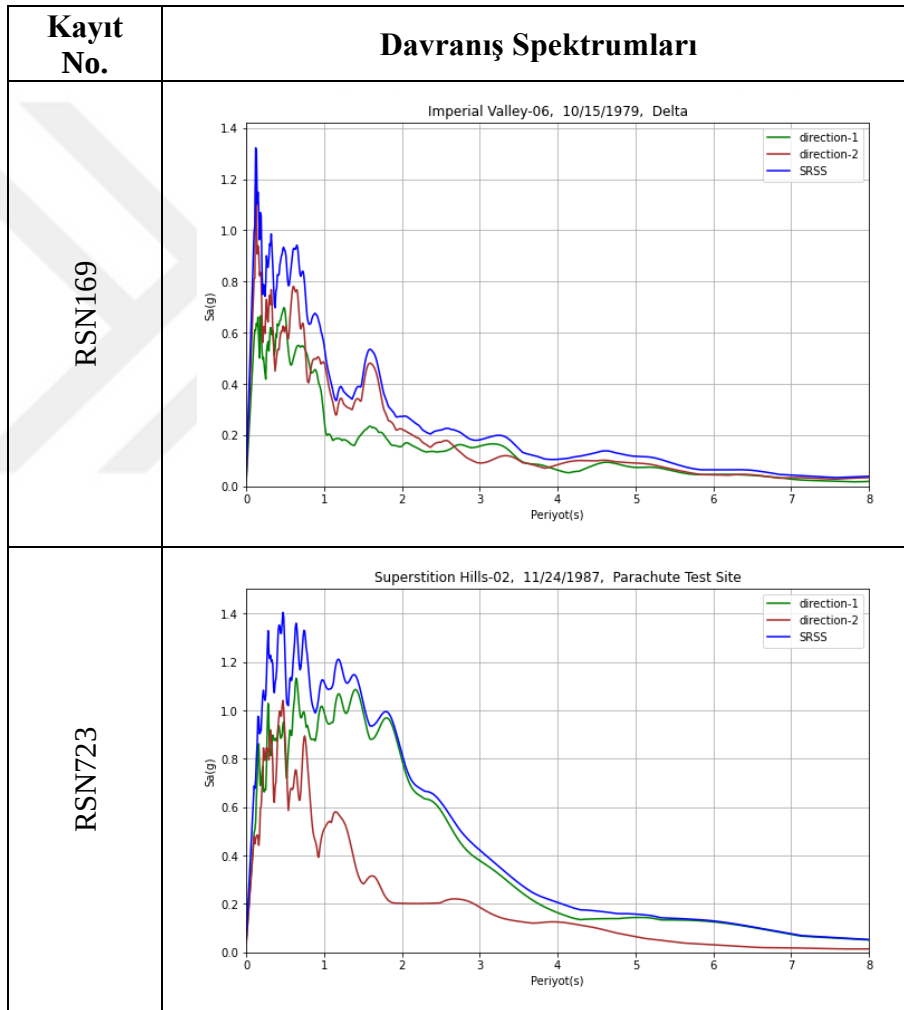
Tablo A.1: İvme kayıtları ve 0,05g eşik değeri için Arias Yoğunlukları (devam).

RSN1787 1	Hector Mine, 10/16/1999, Hector PGA:0.265g - 1	Hector Mine, 10/16/1999, Hector - Arias Intensity
RSN1787 2	Hector Mine, 10/16/1999, Hector PGA:0.328g - 2	Hector Mine, 10/16/1999, Hector - Arias Intensity
RSN5836 1	El Mayor-Cucapah, 4/4/2010, El Centro - Meloland Geot. Array PGA:0.291g - 1	El Mayor-Cucapah, 4/4/2010, El Centro - Meloland Geot. Array - Arias Intensity
RSN5836 2	El Mayor-Cucapah, 4/4/2010, El Centro - Meloland Geot. Array PGA:0.439g - 2	El Mayor-Cucapah, 4/4/2010, El Centro - Meloland Geot. Array - Arias Intensity
RSN6013 1	El Mayor-Cucapah, 4/4/2010, El Centro - Meadows Union School PGA:0.198g - 1	El Mayor-Cucapah, 4/4/2010, El Centro - Meadows Union School - Arias Intensity

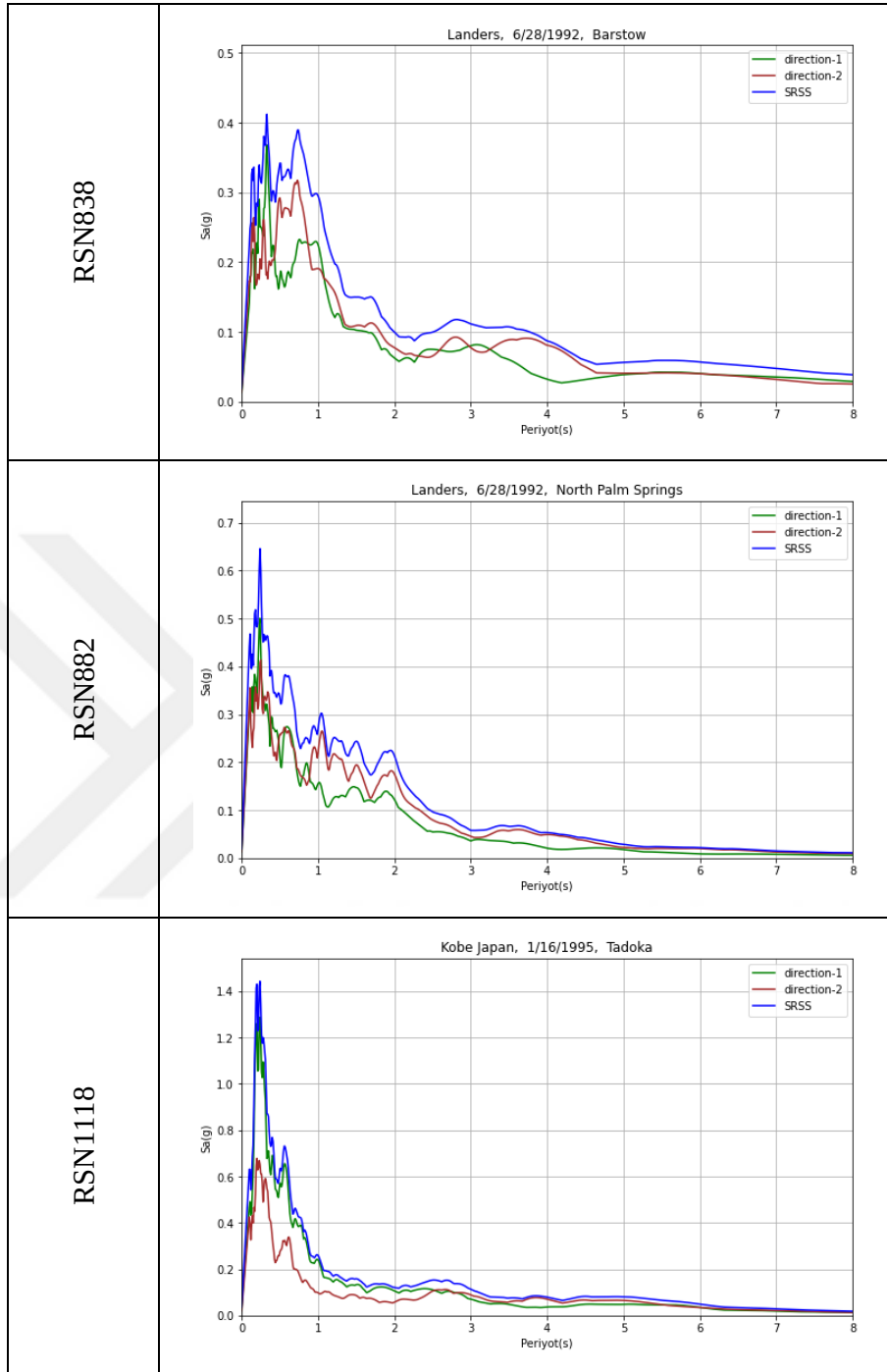
Tablo A.1: İvme kayıtları ve 0,05g eşik değeri için Arias Yoğunlukları (devam).



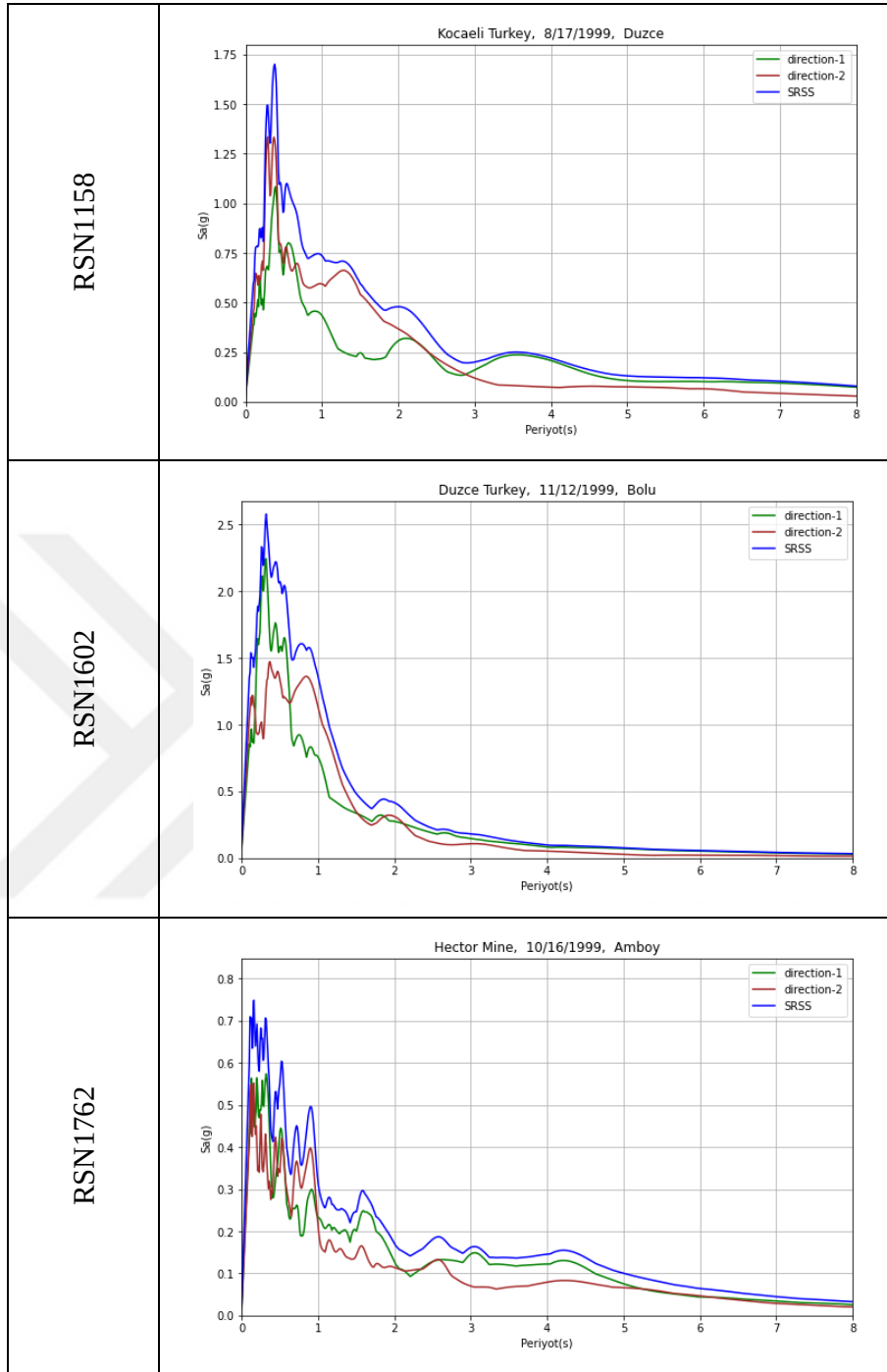
Tablo A.2: Seçilen kayıtların ivme davranış spektrumları.



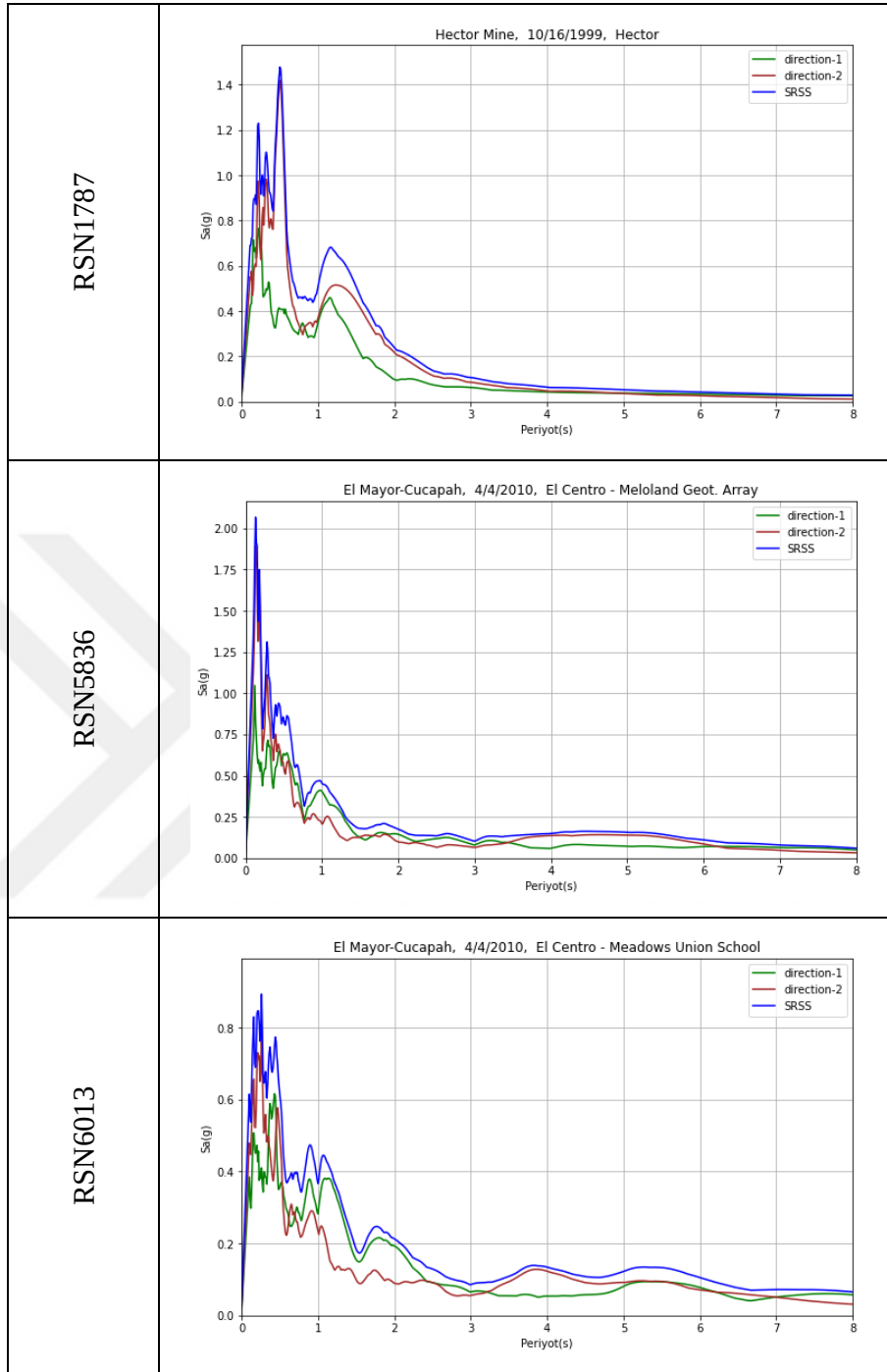
Tablo A.2: Seçilen kayıtların ivme davranış spektrumları (devam).



Tablo A.2: Seçilen kayıtların ivme davranış spektrumları (devam).



Tablo A.2: Seçilen kayıtların ivme davranış spektrumları (devam).



Ek-B: Python Programlama Dilinde Yazılan Deprem Kaydı Ölçekleme Programı

Bu tez çalışması kapsamında geliştirilen deprem kayıtlarının ölçeklenmesi programı ve diğer uygulamalara <https://github.com/karaaliogluonur> adresinden ulaşılabilmektedir.