

**T.C.
İSTANBUL AYDIN ÜNİVERSİTESİ
LİSANSÜSTÜ EĞİTİM ENSTİTÜSÜ**



**TBDY 2019'A GÖRE 7 KATLI BETONARME BİNANIN DOĞRUSAL
OLMAYAN ANALİZ YÖNTEMİNE GÖRE PERFORMANSININ
BELİRLENMESİ VE DEĞERLENDİRİLMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Osman KAYA

**İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı
İnşaat Mühendisliği Programı**

Haziran 2021

**T.C.
İSTANBUL AYDIN ÜNİVERSİTESİ
LİSANSÜSTÜ EĞİTİM ENSTİTÜSÜ**



**TBDY 2019'A GÖRE 7 KATLI BETONARME BİNANIN DOĞRUSAL
OLMAYAN ANALİZ YÖNTEMİNE GÖRE PERFORMANSININ
BELİRLENMESİ VE DEĞERLENDİRİLMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

**Osman KAYA
(Y1913.090012)**

**İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı
İnşaat Mühendisliği Programı**

Tez Danışmanı: Prof. Dr. Şükrü KARATAŞ

Haziran 2021

ONAY FORMU



YEMİN METNİ

Yüksek Lisans tezi olarak sunduğum “TBDY 2019’a göre 7 Katlı Betonarme Binanın Doğrusal Olmayan Analiz Yöntemine göre Performansının Belirlenmesi ve Değerlendirilmesi” adlı çalışmanın, tezin proje safhasından sonuçlanmasına kadar ki bütün süreçlerde bilimsel ahlak ve etik geleneklere aykırı düşecek bir davranışımın olmadığını, tezdeki bütün bilgileri akademik ve etik kurallar içinde elde ettiğimi, bu tez çalışmasıyla elde edilmeyen bütün bilgi ve yorumlara kaynak gösterdiğimi ve yararlandığım eserlerin bibliyografyada gösterilenlerden oluştuğunu, bunlara atıf yaparak yararlanmış olduğumu belirtir ve onurumla beyan ederim./...../2020

Osman KAYA

ÖNSÖZ

Tez çalışmamın planlanmasında, araştırılmasında, yürütülmesinde ve oluşumunda ilgi ve desteğini esirgemeyen, engin bilgi ve tecrübelerinden yararlandığım, yönlendirme ve bilgilendirmeleriyle çalışmamı şekillendiren sayın Prof. Dr. Mehmet Fatih ALTAN, Doç. Dr. Cem AYDEMİR, Dr. Öğr. Üyesi Kaveh DEHGHANIAN, Dr. Öğr. Üyesi Saed MOGHIMI hocalarıma teşekkürleri bir borç bilirim.

Şekil değiştirmeye göre tasarımı öğrenmem de büyük emeği geçen Aykan Hasılcıoğlu'na bütün içtenliğimle teşekkür ederim.

Evlatları olmaktan gurur duyduğum, benim eğitimimde maddi ve manevi destekleri hiç esirgemeyen canım aileme canı gönülden teşekkür ediyorum

Haziran 2021

Osman KAYA

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ.....	iv
İÇİNDEKİLER	v
KISALTMALAR	vii
ÇİZELGE LİSTESİ.....	ix
ŞEKİL LİSTESİ.....	x
ÖZET.....	xiii
ABSTRACT	xiv
1. GİRİŞ	1
1.1 Çalışmanın Amacı	3
1.2 Literatür Araştırması	4
2. BETONARME BİNANIN DAYANIMA GÖRE TASARIM İLKELERİ	1
2.1 Taşıyıcı Sistem Bakımından Yapı Güvenliğinin Temel İlkeleri	1
2.1.1 Taşıyıcı sistemin dayanımı.....	1
2.1.2 Taşıyıcı sistemin rijitlik ve süneklilik.....	2
2.1.3 Taşıyıcı sistemin karalılığı (duraylılık, stabilite)	2
2.1.4 Taşıyıcı sistemin uyumu (adaptasyon).....	4
2.2 İnceleme Alanına Ait Jeolojik Bilgiler.....	5
2.2.1 Zemine ait fiziksel ve mekanik özelliklerin belirlenmesi	5
2.2.2 Yapı zemin etkileşiminin İrdelenmesi	5
2.3 Deprem Yer Hareketi Spektrumları	6
2.3.1 Harita ve tasarım spektral ivme katsayıları.....	6
2.3.2 Yerel zemin etki katsayıları	6
2.3.3 Yerel zemin sınıfları.....	7
2.4 Deprem Yer Hareketi Düzeyi Ve Deprem Tehlike Haritası	7
2.4.1 Deprem yer hareketi düzeyi-1 (DD-1)	7
2.4.2 Deprem yer hareketi düzeyi-2 (DD-2)	8
2.4.3 Deprem yer hareketi düzeyi-3 (DD-3)	8
2.4.4 Deprem yer hareketi düzeyi-4 (DD-4)	8
2.4.5 AFAD ‘dan Veri Alma.....	8
2.5 Deprem Parametrelerinin Belirlenmesi	8
2.5.1 Bina önem katsayıları ve bina kullanım sınıfları (BKS).....	8
2.5.2 Deprem tasarım sınıfı (DTS).....	9
2.5.3 Bina yüksekliği, bina yükseklik sınıfları (BYS)	10
2.6 Yapıya Ait Bilgiler	10
2.6.1 Betonarme binanın özellikleri.....	10
2.6.2 Betonarme binanın malzeme özellikleri	12
2.6.3 Betonarme binanın deprem bilgileri	12
2.6.4 Betonarme binanın boyutlandırmasında esas alınan yüklemeler.....	13
2.6.5 Betonarme taşıyıcı sistemin boyutlandırması	14
2.6.6 Betonarme taşıyıcı sistemin performans hedefi seçimi.....	14

3. BETONARME BİNANIN ŞEKİL DEĞİŞTİRMEYE GÖRE TASARIMI VE DEĞERLENDİRİLMESİ.....	16
3.1 Taşıyıcı Sistemin Modellenmesi	16
3.1.1 Kiriş ve kolonların modellenmesi	16
3.1.2 Döşemelerin modellenmesi.....	17
3.1.3 Proje parametlerinin SAP 2000'e tanıtılması.....	17
3.1.3.1 Kolonların Sap2000 programına tanıtılması	18
3.1.3.2 Kirişlerin Sap2000 programına tanıtılması	20
3.1.3.3 Kütlelerin Sap2000 programına tanıtılması	20
3.2 Taşıyıcı Sistemin Yığılı Plastik Davranış Modeli	21
3.2.1 Beton ve çeliğe ait modellerin seçilmesi ve oluşturulması	21
3.2.2 Elastik sınırların belirlenmesi	26
3.2.3 Normal kuvvet - eğrilik ilişkisi oluşturulması ve idealize edilişi	30
3.2.4 Bilinearizasyon kavramı ve moment- eğrilik ilişkisi	33
3.2.4.1 S50*50 Kolona ait moment eğrilik ilişkisi.....	34
3.2.4.2 S60*60 Kolona ait moment eğrilik ilişkisi.....	42
3.2.4.3 S70*70 Kolona ait moment eğrilik ilişkisi.....	49
3.2.4.4 B40*70 Kirişine ait moment eğrilik ilişkisi	56
3.3 Etkin Rijitlerinin Belirlenmesi	57
3.4 Şekil Değiştirmeye Göre Hesap Yönteminin Seçilmesi	58
3.4.1 Tek modlu itme analizi hesap yöntemi	58
3.4.2 Çok modlu itme analizi hesap yöntemi.....	58
3.4.3 Zaman tanım alanı analizi hesap yöntemi.....	58
3.5 Statik İtme Analizinin Tanıtılması	59
3.6 Tek Modlu İtme Analizi Sonuçları.....	62
3.6.1 Maksimum Statik İtme Analizi Sonucu	62
3.6.2 Doğrusal Olmayan Spektral Yerdeğiştirme Kuralı	64
3.6.3 İdeal Statik İtme Analiz Sonucu	65
3.6.3.1 DD-1 İçin ideal statik itme analiz sonucu	65
3.6.3.2 DD-3 için ideal statik itme analiz sonucu	70
4. SONUÇLAR	72
KAYNAKLAR	74
ÖZGEÇMİŞ.....	77

KISALTMALAR

BKS	: Bina Kullanım Sınıfları
BYS	: Bina Yükseklik Sınıfları
CP	: Göçmenin Önlenmesi
DD-1	: Deprem yer hareketi düzeyi-1
DD-3	: Deprem yer hareketi düzeyi-3
DTS	: Deprem Tasarım Sınıfı
I	: Bina Önem Katsayısı
IO	: Sınırlı Hasar
LS	: Kontrollü Hasar
PGA	: En Yüksek Yer İvmesi
SAP 2000	: Yapısal Analiz ve Tasarım
TBDY 2019	: Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği
TS-498	: Türk Standard 498
TS-500	: Türk Standard 500
A_s	: Boyuna donatı alanı [mm ²]
a_i	: Kesit çevresindeki düşey donatıların eksenleri arasındaki uzaklık [m]
b₀	: Göbek betonunu sargılayan etriyelerin arasında kalan kesit boyutu [m]
E_c	: Betonun elastisite modülü [MPa]
E_s	: Donatı çeliğinin elastisite modülü
F_c	: Sargılı betonda beton basınç gerilmesi [MPa]
f_{co}	: Sargısız betonun basınç dayanımı [MPa]
f_e	: Etkili sargılama basıncı [MPa]
f_{sy}	: Donatı çeliğinin akma dayanımı [MPa]
f_{su}	: Donatı çeliğinin kopma dayanımı [MPa]
f_{yw}	: Enine donatının akma dayanımı [MPa]
h₀	: Göbek betonunu sargılayan etriyelerin arasında kalan kesit boyutu [m]
k_e	: Sargılama Etkinlik Katsayısı
s	: Enine donatı aralığı [m]
ρ_s	: Toplam enine donatının hacimsel oranı
ρ_x, ρ_y	: İlgili doğrultulardaki enine donatı hacim oranı
ε_c	: Beton basınç birim şekildeğiştirmesi
ε_{cu}	: Sargılı betondaki maksimum basınç birim şekildeğiştirmesi
ε_{sy}	: Donatı çeliğinin akma birim şekildeğiştirmesi
ε_s	: Donatı çeliğinin pekleşme başlangıcındaki birim şekildeğiştirmesi
ε_{su}	: Donatı çeliğinin kopma birim şekildeğiştirmesi
(EI)_e	: Etkin eğilme rijitliği [Nmm ²]
T	: Doğal titreşim periyodu [s]
T_A	: Yatay elastik ivme spektrumu köşe periyodu [s]
T_B	: Yatay elastik ivme spektrumu köşe periyodu [s]

θ_p : Plastik mafsal dönme kapasitesi [rad]



ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 2.1: Binanın yapım aşaması 2008 yılında yapılan Zemin Etüt Çalışması Sondaj Litolojisi.....	5
Çizelge 2.2: Kısa Periyot Bölgesi İçin Yerel Zemin Etki Katsayıları	6
Çizelge 2.3: Saniye Periyot İçin Yerel Zemin Etki Katsayıları.....	7
Çizelge 2.4: Yerel Zemin Sınıfları.....	7
Çizelge 2.5: Bina kullanım sınıfı ve bina önem katsayıları.....	9
Çizelge 2.6: Deprem tasarım sınıfları (DTS).....	10
Çizelge 2.7: Bina yükseklik sınıfı ve bina yükseklik aralıkları	10
Çizelge 2.8: 7 katlı yapıya ait bilgiler.....	11
Çizelge 2.9: Kolon kesit detayları	14
Çizelge 2.10: Kiriş kesit detayları	14
Çizelge 2.11: Deprem tasarım sınıflarına göre yeni yapılacak veya mevcut binalar için performans hedefleri ve uygulanacak değerlendirme/tasarım yaklaşımları (TBDY 2019)	15
Çizelge 2.12: Deprem tasarım sınıflarına göre Deprem Yalıtımlı Binalar için performans hedefleri ve uygulanacak değerlendirme/tasarım yaklaşımları (TBDY 2019)	15
Çizelge 3.1: Beklenen(ortalama) malzeme dayanımları.....	16
Çizelge 3.2: Modal Kütle Katılım Oranı	59

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 1.1: 1939 sonrası yaşanan önemli depremler (<i>Dünyada Gerçekleşen En Büyük Depremler, tarih yok</i>).....	3
Şekil 2.1: Deprem sonrası hasar almış betonarme bina.....	3
Şekil 2.2: 7 Katlı Yapıya ait Kat Planı (Tüm katlar için geçerli)	11
Şekil 2.3: DD-1 için Deprem Tasarım Parametreleri	12
Şekil 2.4: DD-2 için Deprem Tasarım Parametreleri	13
Şekil 2.5: DD-3 için Deprem Tasarım Parametreleri	13
Şekil 3.1: S50*50 Kolonların Sap2000 programına tanıtılması	18
Şekil 3.2: S60*60 Kolonların Sap2000 programına tanıtılması	19
Şekil 3.3: S70*70 Kolonların Sap2000 programına tanıtılması	19
Şekil 3.4: B40*70 Kirişin Sap2000 programına tanıtılması.....	20
Şekil 3.6: Bütün kesitlerdeki donatı çeliği modeli.....	22
Şekil 3.7: S50*50 Kolonuna ait Mander modeli	23
Şekil 3.8: S60*60 Kolonuna ait Mander modeli	24
Şekil 3.9: S70*70 Kolonuna ait Mander modeli	25
Şekil 3.10: B40*70 Kirişe ait Mander modeli	26
Şekil 3.11: Kolona ait elastik sınırların xtract programına girilmesi.....	27
Şekil 3.12: S50*50 Kolonuna ait PMM analiz grafiği	28
Şekil 3.13: S60*60 Kolonuna ait PMM analiz grafiği	28
Şekil 3.14: S70*70 Kolonuna ait PMM analiz grafiği	29
Şekil 3.15: Sap 2000 programına S50*50 kesitinin akma yüzeyinin tanıtılması	30
Şekil 3.16: S50*50 Kolonuna ait normal kuvvet-eğrilik grafiği	31
Şekil 3.17: S60*60 Kolonuna ait normal kuvvet-eğrilik grafiği	31
Şekil 3.18: S70*70 Kolonuna ait normal kuvvet-eğrilik grafiği	32
Şekil 3.19: Sap 2000 programına S50*50 kesitinin göçme sınırının tanıtılması.....	33
Şekil 3.20: Moment- Eğrilik ilişkisi (SARAL, 2015).....	33
Şekil 3.22: S50*50 Kolonunun N=5000 KN için 45 ⁰ açındaki moment eğrilik grafiği	35
Şekil 3.23: S50*50 Kolonunun N=2500 KN için 0 ⁰ ve 90 ⁰ açındaki moment eğrilik grafiği	36
Şekil 3.24: S50*50 Kolonunun N=2500 KN için 45 ⁰ açındaki moment eğrilik grafiği	37
Şekil 3.25: S50*50 Kolonunun N=1200 KN için 0 ⁰ ve 90 ⁰ açındaki moment eğrilik grafiği	37
Şekil 3.26: S50*50 Kolonunun N=1200 KN için 45 ⁰ açındaki moment eğrilik grafiği	38
Şekil 3.27: S50*50 Kolonunun N=0 KN için 0 ⁰ ve 90 ⁰ açındaki moment eğrilik grafiği	38
Şekil 3.28: S50*50 Kolonunun N=0 KN için 45 ⁰ açındaki moment eğrilik grafiği....	39

Şekil 3.30: S50*50 Kolonunun N=-600 KN için 0^0 ve 90^0 açıldaki moment eğrilik grafiği	40
Şekil 3.31: S50*50 Kolonunun N=-600 KN için 45^0 açıldaki moment eğrilik grafiği	40
Şekil 3.33: S50*50 Kolonunun N=-1200 KN için 45^0 açıldaki moment eğrilik grafiği	42
Şekil 3.34: S60*60 Kolonunun N=8000 KN için 0^0 ve 90^0 açıldaki moment eğrilik grafiği	42
Şekil 3.35: S60*60 Kolonunun N=8000 KN için 45^0 açıldaki moment eğrilik grafiği	43
Şekil 3.36: S60*60 Kolonunun N=4000 KN için 0^0 ve 90^0 açıldaki moment eğrilik grafiği	44
Şekil 3.37: S60*60 Kolonunun N=4000 KN için 45^0 açıldaki moment eğrilik grafiği	44
Şekil 3.38: S60*60 Kolonunun N=2000 KN için 0^0 ve 90^0 açıldaki moment eğrilik grafiği	45
Şekil 3.39: S60*60 Kolonunun N=2000 KN için 45^0 açıldaki moment eğrilik grafiği	45
Şekil 3.40: S60*60 Kolonunun N=0 KN için 0^0 ve 90^0 açıldaki moment eğrilik grafiği	46
Şekil 3.41: S60*60 Kolonunun N=-800 KN için 0^0 ve 90^0 açıldaki moment eğrilik grafiği	47
Şekil 3.42: S60*60 Kolonunun N=-800 KN için 45^0 açıldaki moment eğrilik grafiği	47
Şekil 3.43: S60*60 Kolonunun N=-1600 KN için 0^0 ve 90^0 açıldaki moment eğrilik grafiği	48
Şekil 3.44: S60*60 Kolonunun N=-1600 KN için 45^0 açıldaki moment eğrilik grafiği	48
Şekil 3.45: S70*70 Kolonunun N=1400 KN için 0^0 ve 90^0 açıldaki moment eğrilik grafiği	49
Şekil 3.46: S70*70 Kolonunun N=1400 KN için 45^0 açıldaki moment eğrilik grafiği	50
Şekil 3.47: S70*70 Kolonunun N=5700 KN için 0^0 ve 90^0 açıldaki moment eğrilik grafiği	50
Şekil 3.48: S70*70 Kolonunun N=5700 KN için 45^0 açıldaki moment eğrilik grafiği	51
Şekil 3.49: S70*70 Kolonunun N=3100 KN için 0^0 ve 90^0 açıldaki moment eğrilik grafiği	51
Şekil 3.50: S70*70 Kolonunun N=3100 KN için 45^0 açıldaki moment eğrilik grafiği	52
Şekil 3.51: S70*70 Kolonunun N=0 KN için 0^0 ve 90^0 açıldaki moment eğrilik grafiği	53
Şekil 3.52: S70*70 Kolonunun N=0 KN için 45^0 açıldaki moment eğrilik grafiği....	53
Şekil 3.53: S70*70 Kolonunun N=-1100 KN için 0^0 ve 90^0 açıldaki moment eğrilik grafiği	54
Şekil 3.54: S70*70 Kolonunun N=-1100 KN için 45^0 açıldaki moment eğrilik grafiği	55
Şekil 3.55: S70*70 Kolonunun N=-2200 KN için 0^0 ve 90^0 açıldaki moment eğrilik grafiği	55

Şekil 3.56: S70*70 Kolonunun N=-2200 KN için 45 ⁰ açındaki moment eğrilik grafiği	56
Şekil 3.57: Pozitif yükleme durumuna göre moment-eğrilik grafiği.....	56
Şekil 3.58: Negatif yükleme durumuna göre moment-eğrilik grafiği	57
Şekil 3.59: Sabit tek modlu ile modal kapasite diyagramının elde edilmesi	60
Şekil 3.60: Düşey yüklerin tanımlanması.....	61
Şekil 3.61: Maksimum Pushover (X yönü) yüklerin tanıtılması	61
Şekil 3.62: DD-1 ideal Pushover (Y yönü) yüklerin tanıtılması	62
Şekil 3.63: DD-3 İdeal Pushover (X yönü) yüklerin tanıtılması	62
Şekil 3.64: Maksimum 0.5 cm yer değiştirmesi için kuvvet-yerdeğiştirme grafiği ..	63
Şekil 3.65: Maksimum 0.5cm yer değiştirme sonucunda oluşan mafsallar	63
Şekil 3.66: DD-1 depremine ait modal yerdeğiştirme grafiği	64
Şekil 3.67: DD-3 depremine ait modal yerdeğiştirme grafiği	65
Şekil 3.68: TBDY 2019'a göre hasar sınırları	65
Şekil 3.69: DD-1 için İdeal Statik itme analize ait kuvvet -yer değiştirmesi.....	66
Şekil 3.70: DD-1 için 0.356cm yer değiştirme sonucunda oluşan mafsallar.....	66
Şekil 3.71: 1. Kat giriş hasar yüzdesi	67
Şekil 3.72: Kat giriş hasar yüzdesi	67
Şekil 3.73: Kat giriş hasar yüzdesi	68
Şekil 3.74: Kat giriş hasar yüzdesi	68
Şekil 3.75: Kat giriş hasar yüzdesi	69
Şekil 3.76: 6 ve 7. Kat giriş hasar yüzdesi.....	69
Şekil 3.77: 1. Kat kolon hasar yüzdesi	70
Şekil 3.78: 2,3,4,5,6 ve 7. Kat kolon hasar yüzdesi.....	70
Şekil 3.79: DD-3 için İdeal Statik itme analize ait kuvvet -yer değiştirmesi.....	71
Şekil 3.80: DD-3 için 0.1 cm yer değiştirmesi sonucunda oluşan mafsallar.....	71
Şekil 4.1: DGT kat yerdeğiştirmesi	73
Şekil 4.2: ŞDGT kat yerdeğiştirmesi	73

TBDY 2019'A GÖRE 7 KATLI BETONARME BİNANIN DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZ YÖNTEMİNE GÖRE PERFORMANSININ BELİRLENMESİ VE DEĞERLENDİRİLMESİ

ÖZET

Son zamanlarda sıklıkla yaşanan depremler sonucunda birçok can kaybı yaşanmış ve 2000 yılı öncesi yapılan binaların fazla güvenli olmadığı ortaya çıkmıştır. Yaşanması mümkün olabilecek yüksek magnitüde sahip depremler sonucunda betonarme yapılarda kolon ve kirişlerinde oluşacak hasarlar gerçeğe yakın tasarlamak için şekil değiştirmeye göre tasarım hesap yöntemi seçilmiştir. Doğrusal olmayan tasarım kolon ve kirişlerin iç kuvvetlerinin elastik akma sınırlarında plastik sınırına kadar her bilgiyi bizlere vermektedir. Doğrusal olmayan göre dayalı tasarım yönteminde çerçeve sistemlerde en basit yöntem statik itme analiz yöntemidir. Bu analiz yönteminde deprem kaydı yerine spektrum esas alınır. Analiz yapılmadan önce kolon ve kirişlerde oluşan hasarı gerçeğe yakın modellemek için yığılı mafsallı model seçilmiştir. Bu tez çalışmasında 7 katlı yeni yapılacak betonarme binanın performans hedefleri ve değerlendirme yaklaşımları araştırılmış. Statik itme analiz yöntemi sonucunda 7 katlı yapıda yüksek mod katkısı ve kirişler donatılar yetersiz geldiğinden betonarme bina DD-1 deprem düzeyinde performans düzeyi kontrollü hasarı aşarak göçmenin önlemesi performans düzeyine geçmiştir. DD-3 deprem düzeyinde betonarme bina sınırlı hasar koşulunu sağlamış ve güvenli tarafta kalmıştır.

Anahtar Kelimeler: *Statik İtme Analizi, Doğrusal Olmayan Tasarım, Plastik Mafsallı, Performans Düzeyi*

DETERMINATION AND EVALUATION OF THE PERFORMANCE OF THE 7-STOREY REINFORCED CONCRETE BUILDING ACCORDING TO THE NON-LINEAR ANALYSIS METHOD ACCORDING TO TBDY 2019

ABSTRACT

As a result of frequent earthquakes recently, many lives have been lost, and it has been revealed that the buildings built before 2000 are not very safe. In order to design the damages that will occur in the columns and beams of reinforced concrete structures as a result of high-magnitude earthquakes that may be experienced, the design calculation method according to shapeshifting has been chosen. The non-linear design gives us all the information about the internal forces of columns and beams, from elastic yield limits to plastic limits. The simplest method in frame systems in the non-linear based design method is the static pushover analysis method. In this analysis method, spectrum is taken as a basis instead of earthquake recording. Before the analysis, the concentrated hinge model was chosen to model the damage in columns and beams close to reality. In this thesis, the performance targets and evaluation approaches of the new 7-storey reinforced concrete building were investigated. As a result of the static pushover analysis method, the performance level of the reinforced concrete structure exceeded the controlled damage at the DD-1 earthquake level, as the high modal contribution and the beams, reinforcements were insufficient in the 7-storey building migratory prevention performance level passed. At the story of the DD-3 earthquake, the reinforced concrete structure provided limited damage condition and remained on the safe side.

Keywords: *Static Pushover Analysis, Non-Linear Design, Plastic Hinge, Performance Level*

1. GİRİŞ

İnsanların yoğun olarak kullandığı betonarme yapılarda zaman içerisinde binanın tabanında oturmalar, kiriş hasarları hatta kolonlarda çatlaklıklar görülmektedir. Deprem sırasında yer kabuğunda meydana gelen kırılmalar nedeniyle ortaya çıkan dalgaların yeryüzünü sarması sonucunda yapılarda hasar çatlaklıkları oluşmaktadır.

Yapının kendi ağırlığı ve yataydan gelen deprem yükü ile birlikte kesitlerde burkulma ve ikinci mertebe etkileri oluşmaktadır. Binayı etkileyen faktörler sonucunda kolon ve kirişlerde oluşan hasarları açıklamak için mafsalsal ataması yapılmaktadır. Buradaki mafsalsal normal taşıyıcı sistemlerdeki moment oluşturmaya türden değil akma sınırını geçmiş ve plastik dayanıma ulaşmış elemanları temsil eder. Plastik mafsalsal tanımlamak için o kesite her bilgiye ihtiyaç vardır. Eleman boyutu, malzeme özellikleri ve kesitte kullanılan donatı özellikleri bilinmelidir. Plastik mafsalsal tanımları daha çok mod şekilleri birbirine yakın olması, yapının rijitlik merkezi ile kütle merkezinin birbirine yakın olması gerekmektedir (CELEP Z. , 2020)

Statik itme analizinin kullanılmasının nedeni kısa sürede sonuç vermesi ve bu sonuç sayesinde yapının ileri performans hedefine ait bilgileri vermesidir. İtme analizinde yapının birinci veya ikinci modunun yer değiştirmeye çalıştığı yani hakim periyoda ait modun sabit kaldığı varsayımı sayesinde tek serbestlik dereceli sisteme uyarlanması sonucunda elde edilir. Yapının yer değiştirmesiyle kapasitesi arasında bir ilişki belirlenmesiye bulunur (KRAWINKLER & SENEVİRATNA, 1998)

Statik itme analizinde dinamik parametreler olmadığı hızlı sürmektedir. Zaman tanım alanında analiz yapmak için 11 adet deprem kaydına ihtiyaç vardır. Elde edilen deprem kayıtlarındaki pürüzleri temizlemek ve hataları düzeltmek için uzun yıllar bu işlerle uğraşmak gerekir. Bu tez çalışmasında 7 katlı, 4 açıklıklı, kat yükseklikleri 300^{cm}, kolon ebatları 50^{cm} x 50^{cm} 60^{cm} x 60^{cm} 70^{cm} x 70^{cm} ve

kiriş ebatları 40^{cm} x 70^{cm} olan yatakhane olarak tasarlanmış betonarme yapıya statik itme analizi uygulayarak kesitlerde oluşan plastikleşme sonucunda iç kuvvetler ve ileri performans hedefi araştırılmıştır.

Günümüzde inşaat mühendisliği hizmeti sayesinde karmaşık gibi görülen sorunların kısa sürede hızlı çözümlere ulaşmasını sağlar. Resmi Gazete'nin 18 Mart 2018 tarihli, ve 30364 Sayılı Mükerrer sayısında, "Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği" 1 Ocak 2019 yürürlüğe girerek bizlere farklı yapılar hakkında farklı hesap yöntemleri inşaat mühendislerine kazandırmıştır. Eski yönetmelikte şekil değiştirmeye göre tasarım hakkında fazla bilgi verilmemektedir. Şekil değiştirmeye göre tasarım yapıların daha sünek yapılarak deprem etkisinde daha fazla moment almasını sağlar.

Şekil değiştirmeye göre tasarımda doğrusal olmayan davranış gösteren yapılardaki etkileri, elastik davranan yapılardakine kıyasla oldukça fazla olacaktır. Betonarme yapılarda katlardaki süneklik talepleri ve bunların yükseklik boyunca değişiminin, hem kirişlerin akma dayanımının kolonlarınkine oranla ne kadar olduğuna hem de katların akma dayanımlarının birbirlerine göre nasıl dağıldıklarına bağlı olduğu gösterilecektir.

Bu analiz yöntemleri sayesinde olası depremlerde bile yapıya ait bilgiler elde etmiş oluruz. Türkiye'de 2000 yılı öncesinde yapılan binaların risk barındırdığı ve bu yapıların %30 deprem sigortası bulunmaktadır. Bu nedenle deprem sırasında bir çok yapı hasar alacaktır (ALTAN, tarih yok)

Türkiye'de geçmişten günümüze farklı zamanlarda 5 ve üstü depremler birçok can kaybı, yaralı ve binalarda hasara sebebiyet vermiştir. Şekil 1'de 1939 yılından sonra 2011 yılına kadar 7 ve üstü magnetüde sahip depremler gösterilmiştir.



Şekil 1.1: 1939 sonrası yaşanan önemli depremler (*Dünyada Gerçekleşen En Büyük Depremler, tarih yok*)

1.1 Çalışmanın Amacı

TBDY 2019'a göre depreme yalıtımlı, yeni yapı yapılacak veya mevcut binaların tasarım/değerlendirilmesinde doğrusal ve doğrusal olmayan analiz yöntemini önermemektedir. Şekil değiştirmeye göre tasarım aslında çok katlı yapılar veya önemli yapılmamalıdır. Şekil değiştirmeye göre tasarım yapının deprem sırasında gerçekçi sonuç verdiğinden daha çok talep edilmelidir. Ancak bu tasarım yöntemi yönetmeliğimize yeni geldiğinden birçok kişi tarafından eleştirilmiş ve bazı hususlarda kararsızlık ortaya çıkmıştır. Şuan piyasada kullanılan birçok analiz programları yeni yapılacak yapılar için sadece doğrusal analiz yöntemi yapmaktadır. O yüzden bu yöntem bazı varsayımlar sayesinde yapılıyor. Doğrusal tasarım yaparken aslında kesitlerin elastik sınırlarını belirlemiş oluyoruz ancak plastik kısımları hakkında kesitlerde oluşan gerilme ve dönmeleri elde etmekte zorlanıyoruz.

Deprem dayanıklı yapı tasarım yaparken taşıyıcı sistem yapının güvenli olması gerekmektedir. Taşıyıcı sistem simetrik geometriye, sade, düşey yükleri düzgün aktarabilen basit bir sistem olmalıdır. Eski yıllarda yapılan binalarda maalesef taşıyıcı sistemler güvenli değildir. Yapıda taşıyıcı sistemde kullanılan malzemenin kalitesizliği, geometrisinin düzensiz olması ve hesaplaması

yapılamamış konsol elemanlar yüzünden deprem sırasında birçok kayıplar yaşanacaktır.

Statik analiz yöntemi hemen hemen her yapıda kullanılmaktadır. Sadece yüksek modlu yapılarda olumsuz sonuçlar vermektedir. Statik analiz yönteminin yetersiz olduğu yapılarda zaman tanım alanında analiz daha doğru sonuç vermektedir (ÇAPA, 2020)

Elemanlara ait donatıların boyutlandırılmasında ve dizaynında TS500 ve TBDY 2019'a göre yapılmıştır (TS500) Elemanlarda kullanılam hareketli yükler ve kar yükleri TS498'e göre yapılmıştır. Hareketli yükler normal katlarda ve çatı katında 3.5 kN/m^2 , çatı katlarında kar yükü 0.75 kN/m^2 olarak alınmıştır (TS498, 1997) . Betonarme yapıda kolon ve kirişlerin kesit bazlı analizinde XTRACT programı kullanılmıştır. Daha sonra xtract programı sonrasında TBDY 2019'göre elastik ve plastik sınırlar tanımlanmıştır. SAP2000 programına bazı dataların aktarımında bazı sıkıntılar dolayı optimizasyon ve bilenarazasyon yapılmıştır. Yapılan analiz sayesinde yapının hedef deplasmanına ait performans düzeyi araştırılmıştır.

1.2 Literatür Araştırması

Statik itme analizi, Mevcut binaların değerlendirilmesi ve yeni binaların tasarımında performans değerlendirilmesi açısından popüler bir hale gelmektedir. Yazar tarafından yapılan değerlendirmelerde itme analizi sonuçlarının doğruluğunun hangi durumlarda yeterli yada yanıltıcı sonuçlar vermiş olduğu üzerinde bir çalışma yapılmış olup, dikkatlice gerçekleştirilen bir itme analizi sonuçlarına göre şiddetli deprem etkilerinde yapısal yönler hakkında fikir verecektir. Öncelikle temel modda itme analizi sonuçları iyi tahminler verecektir. Hatta elastik tasarımı zayıf yönlerini de ortaya çıkaracaktır.(Mekanizmaların aşırı deformasyon taleplerinin dahil edilmesi)İtme analiz sonuçlarının değerlendirilmesi yapılırken olumsuz olarak ise yüksek modda yapılan yapıların sonuçlarının etki ettirilen yatay yük sonucunda ilk yerel mekanizmada meydana gelen sonuçları yapının diğer zayıflıklarını ortaya çıkarmayabilir (KRAWINKLER & SENEVİRATNA, 1998)

Yazar tarafından, 3 açıklıklı, 25 mt yüksekliğinde, kolon ebatları 25cm x60cm, kiriş ebatları 25cm x60cm olan 8 katlı betonarme çerçeveli bir bina modeline yapılan tek modlu statik itme analizi sonucunda; zemin sınıfının rijitlik değerlerindeki azalma sonucunda, taşıyıcı sistem elemanlarında şekil değiştirme ve iç kuvvet değerlerinin arttığı, taban kesme kuvveti, yer değiştirme ve göreceli kat öteleme değerlerinin Z4 zemin sınıfında en olumsuz değerlere ulaştığı ifade edilmektedir (DOK, ÖZTÜRK, & DEMİR, 2015)

Doğrusal olmayan hesap yöntemi, taşıyıcı sistemin doğrusal olmayan davranışını daha gerçekçi ele alındığından bu yöntem uygulanırken bir çok parametreye ihtiyaç duyulur. Bu durum mevcut binalar için uygulandığında birçok belirsizliğin ortaya çıkmasına sebebiyet vermektedir. Ayrıca, doğrusal elastik hesap yapan programlar bu değerlendirme yöntemini kullanamaz. Çok daha ayrıntılı ve çözüm tekniklerini içeren programlara ihtiyaç artar. Elde edilen sonuçlar ne kadar çok fazla kabulle ortaya çıkıyorsa, güvenilirliği de o derece daha az olacaktır. Bu yöntemin esasını oluşturan statik itme analizi, doğrusal olmayan dinamik analiz yöntemi olan zaman tanım alanına göre hesap yöntemi ile arasında önemli derecede farklılık gösterdiği göz ardı edilmemelidir (PAULAY & PRIESTLEY, 1992)

4,6,8, ve 12 katlı yükseklikleri ve periyotları farklı betonarme çerçeve sistemden oluşan binaya artımsal itme analizi uygulanarak, enerji esaslı doğrusal olmayan artımsal itme analizi ve doğrusal olmayan zaman tanım alanında dinamik analiz yapılarak sonuçları karşılaştırılmıştır. Yapılan bu karşılaştırmalar neticesinde; artımsal itme değerlerinin zaman tanım alanında dinamik analiz sonuçlarıyla tam olarak örtüşmediğini, ancak sonuçların yakın olduğunu, uyarlanmış artımsal itme değerlerinin, klasik itme değerlerine göre zaman tanım alanı sonuçlarına daha yakınsak olduğu, en yakın sonucun enerji esaslı artımsal itme eğrilerinden elde edildiği, kat yüksekliğinin artması sebebiyle yüksek mod etkilerinin devreye girmesinden dolayı özellikle uyarlanmış ve enerji esaslı artımsal itme eğrilerinin zaman tanım alanı sonuçlarına göre daha yakın olduğu ifade edilmektedir (KORKMAZ & DÜZGÜN, 2007)

2. BETONARME BİNANIN DAYANIMA GÖRE TASARIM İLKELERİ

2.1 Taşıyıcı Sistem Bakımından Yapı Güvenliğinin Temel İlkeleri

2.1.1 Taşıyıcı sistemin dayanımı

Dayanım, bir sistemin veya elemanın kendilerini etkileyen yük ya da yük etkilerine karşı direnmesidir. Etki eden yük altında kesitte oluşacak basınç kapasitesi, eğilme kapasitesi, burulma kapasitesi, kesme kapasitesini aşmadan taşıyabilmelidir. Deprem yönetmeliğimiz, sadece yükleri taşıyabilecek eleman atanması yerine alışılagelen kapasite tasarım ilkesinin benimsenmiştir. Kapasite tasarım ilkesinde yükten bağımsız taşıyıcı sistemdeki elemanların malzeme özellikleri, kesit boyutları, donatı miktarı ve konumuna bağlı olarak taşıma gücü momentlerinin 1.4 katı alınarak(çelikteki pekleşme ve karakteristik dayanım) olası depremlerde yapının göçme sınırına ulaşmadan istenilen deprem düzeyinin sağlanması için benimsenmiştir. Taşıyıcı sistemde istenilen davranış kabulü sünek davranış göstererek kesit eğilme etkisiyle göçme moduna geçmesidir. Bu nedenle tasarımda gevrek(kesme) kırılma olmaması için yeterli kesme dayanıma sahip olmalıdır. Kesitte oluşan gevrek elemanlar yetersiz enerji tüketiminden dolayı elastik olarak tasarlanmalıdır. Süneklilik düzeyi yüksek kiriş ve kolon tasarımında kesme kuvvetinin belirlenmesinde eğilme kapasitesinden oluşan momentlerinin kesme açıklığına oranı dikkate alınmalıdır. Kapasite tasarımı doğrultusunda Deprem Yönetmeliğimizde güçlü kolon-zayıf kiriş koşulu büyük önem taşımaktadır. Çerçeve elemanda bulunan kirişler üzerilerine gelen normal kuvvetleri, kolonlara göre küçük olmasından dolayı kirişler sünek davranış sergilemektedir. Sünek davranış sonucunda kesitte plastik mafsallar oluşmaktadır. Ancak kolon veya perdelerin temele rijit bağlandığı noktada plastik mafsalları tasarlandığı sistemde sünek davranış seçmek daha doğru kabuldür. Deprem Yönetmeliğimiz birleşim noktasında kolonlar, kirişlerinin taşıma gücü momentinin %20 oranında daha fazla momente sahip olması kabulü sayesinde kolonları kirişlerden daha güçlü kılmıştır. (Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, 2019)

2.1.2 Taşıyıcı sistemin rijitlik ve süneklik

Rijitlik, cismin şekil değiştirmeye karşı direnci olarak tanımlanabilir. Taşıyıcı sistemin yeterli rijitliği, yatay yük etkisinden dolayı yapıda meydana gelen toplam yerdeğiştirmeleri istenilen hasar düzeyini aşmayarak yapı elemanlarının göçmesini sınırlandırmaktır. Yeterli rijitlik sayesinde;

- Yumuşak kattan dolayı oluşabilecek yerdeğiştirmelerin oluşmasını engellemek
- Yapılardaki çalışan elemanlarından dolayı oluşabilecek titreşimleri önceden hesaplamak
- Yapıda meydana gelen şekil değiştirmeleri ve ikinci moment etkisini azaltmak
- Yapının dış yükler etkisi altında kırılmaları ve çatlaklar önlemek

Deprem Yönetmeliğinde yeterli rijitlik etkin görelî kat ötelemesi koşuluyla sağlanmaktadır., Deprem etkisi altında binanın herhangi katının X veya Y yönü doğrultusundaki yerdeğiştirmesi bir önceki katın yerdeğiştirmesi farkının, azaltılmış deprem yükü katsayısının çarpıyla elde edilir. (DOĞANGÜN, 2019)

2.1.3 Taşıyıcı sistemin kararlılığı (duraylılık, stabilite)

Yeterli kararlılık (duraylılık, stabilite) tasarlamasındaki amaç, yapının kararlılığını kaybederek sünek davranış göstermeyen bir şekilde göçmesine izin vermemektir. ince ve uzun narin yapılarda ve elemanlarda sadece kesit dayanımına tasarım yapmak yeterli değildir. Yapının sukunetli bir davranış göstermesi için yeterli kararlılıkta olmalıdır.

Bir yapının duraylılığı: yapıyı etkileyen eksenel yükün açısına, taşıyıcı sistemindeki beton ve çeliğin özelliklerine, kolon, kiriş, perde ve döşemenin boyutlarına ve boylarına son olarak mesnetlenme biçimine göre değişebilmektedir. Taşıyıcı sistemde yanal ötelenmeye daha dayanıklı yapıların yeterli stabilitede olduğu aşikardır. Yapı bir bütün olduğundan sistemde yanal ötelenmeye karşı koyabilmesi için yeterli rijitlik bulunması gerekir. Bu nedenle sistemin rijitliği ile kararlılığı birbiriyle bağlantılıdır.



(a) Kısa kolonda başları ezilmiş bina
başlı ezilmiş dengersiz bina (KAPLAN, 2010)

(b) Narin kolon dibi

Şekil 2.1: Deprem sonrası hasar almış betonarme bina

Şekil 2 'de görüldüğü üzere çerçeve sistemde depremten dolayı yanal ötelenme ortaya çıkmış ve ötelenmeler en fazla alt katlarda meydana gelmiştir. Yapıda döşeme seçimi asmolen olduğundan yapıda kiriş bulunmamaktadır. Buna bağlı olarak taşıyıcı sistemdeki kolonların yanal kuvvet altında dengesini sağlaması neredeyse imkansız hale gelmiştir.

Döşeme ve kiriş sistemi aynı olan yapılarda kısa ve bodur kolonlar, ince ve uzun narin kolonlara göre daha karalıdır. Narin kolonlarda meydana gelen deformasyon doğrusal olmayan davranış ortaya koymaktadır. P-Δ etkilerinin sisteme katılarak hesaplama yapıldığında önem arz etmektedir. Yüksek yapıda zaman tanım alanında analiz yapılmış ve . P-Δ etkileri birinci olarak sisteme katılmamış sonra sisteme katılarak hesaplama yapılmış. Taşıyıcı sistemde P-Δ etkileri dahil edildiğinde yüksek kolon momentleri, yüksek deplasman ve yüksek kolon kesmeleri ortaya çıkmıştır (LİVAOĞLU, ŞANCI, HAKAN, & SERHATOĞLU, 2017)

Deprem Yönetmeliğinde İkinci mertebe etkilerinin sisteme tanıtılmasındaki amaç doğrusal olmayan etkilerin kesin olarak hesaba katılmadığından dolayı Deklem 1'de İkinci Mertebe Değeri her kat için hesaplanır. Her kat için hesaplanan (θ_i) maksimum değerinin Denklem 2'de belirtilen değerden küçük olmalıdır.

$$\theta_i^{(x)} = \frac{(\Delta_i^{(x)})_{ort} \sum_{k=i}^N w_k}{V_i^{(x)} h_i} < 0.12$$

Denklem 1

$$\theta_{i,\max}^{(x)} \leq 0.12 \frac{D}{C_h R} \quad \text{Denklem 2}$$

Denklem 2’de verilen koşul sağlanmadığı durumda, taşıyıcı sistemi etkileyen deprem kuvvetlerine ait iç kuvvetler Denklem 3’de ikinci mertebe büyütme katsayısı ile çarpılarak deprem hesabı yenilenir.

$$B_{II} = 0.88 + \theta_{i,\max} \frac{C_h R}{D} \geq 1 \quad \text{Denklem 3}$$

Yatay yükleme sonucunda oluşan yanal ötelenmenin kesitler üzerinde oluşturduğu ikinci mertebe momentleri (M_{II})’nin şekil değiştirmeden önceki birinci momentlerine (M_I) oranı sistemin kararlılığı hakkında bilgi vermektedir. Denklem 4’te verilen değer 0.1 den az ise sistemin kararlılığı iyidir, Değer 0.1 ile 0.2 arasında ise moment etkileri dikkate alınır ve bu değer 0.2 ‘den büyük ise kararlılığı sağlamak zordur (TUNA, 1992)

$$\theta = \frac{M_{II}}{M_I} \quad \text{Denklem 4}$$

2.1.4 Taşıyıcı sistemin uyumu (adaptasyon)

Betonarme yapılarda hiperstatiklik derecesi arttığında yapılarda bilinmeyen sayısı buna bağlı olarak artmaktadır. Yapılarda çatıdan temele doğru olan yük aktarımı bir uyum içerisinde yapıldığında yapıda zorlanan kesitler dayanımını yitirmeden ayakta durabilmelidir. Kuvvetler arasında uyum olan taşıyıcı sistem tasarlamak için:

- Taşıyıcı sistemde döşeme etkisini kirişlere aktararak etkinliğini kaybetse bile kolonlar devreye girerek kurtamalıdır.
- Taşıyıcı sistemi ve malzemeleri sünek yaparak sistemin daha yük almasını sağlanmalıdır.
- Kapasite tasarım ilkesine uygun tasarım yaparak beton ve çelik arasında adaptasyonu sağlanmalıdır.
- Taşıyıcı sistemde gereksiz bölmeler yaparak yapıda oluşan düzensizliği azaltılması gerekmektedir.

2.2 İnceleme Alanına Ait Jeolojik Bilgiler

2.2.1 Zemine ait fiziksel ve mekanik özelliklerin belirlenmesi

İnceleme alanı genelinde daha önce yapılmış ve yeni yapılan sondaj çalışmaları neticesi kot farkları da gözetilerek 4,00 m. ile 5,50 m kalınlığına sahip Dolgu birimleri gözlenmiştir. Bu birimler yer yer briket kırıntılı, daha derinlerde de nebati toprak şeklindedir.

Çekmece Formasyonu: İnceleme alanında yapılan sondaj çalışmasında dolgu birimin altında başlayıp 4,00 – 8,00 metreler arasında açık kahve -bej renkli karbonatlı kireçtaşı parçacıklı yer yer kumlu killi birimler gözlenmiştir. Tablo 1’de binanın yapılacak zeminine ait bilgiler verilmektedir.

Çizelge 2.1: Binanın yapım aşaması 2008 yılında yapılan Zemin Etüt Çalışması Sondaj Litolojisi

SK-1	AÇIKLAMA
0,00 – 3,00 m	Dolgu –Nebati Toprak
3,00 – 7,00 m	Açık kahverengimsi organik madde içerikli, yer yer siltli az kumlu
7,0 – 15,00 m	Yeşilimsi, açık kahvemsli renkli kille tutturulmuş silt-kum-çakıl kıvamlı kil
SK-3	AÇIKLAMA
0,00 – 5,70 m	Dolgu –Nebati Toprak
5,70 – 9,00 m	Açık kahverengimsi organik madde içerikli, yer yer siltli az kumlu kil
9,00 – 15,00 m	Yeşilimsi, açık kahvemsli renkli kille tutturulmuş silt-kum-çakıl karmaşığı

2.2.2 Yapı zemin etkileşiminin İrdelenmesi

Yapı temelleri için, öncelikle yüzeysel temel hesaplamaları yapılmıştır. Konut projesinin bulunduğu kesimde arazi çalışmaları sonucunda üst kesimlerde 155,50 kotuna göre 4,00 metre kalınlığında örtü tabakasının devamında kuyu sonuna kadar killi - kireçtaşı birim gözlemlenmiştir. Yapı temeli karbonatlı siltli kumlu Kil birimine oturmaktadır.

İnceleme alanında gözlemlenen killi-siltli birimler için Terzaghi teorisi aslı ve genel prensiplerine sadık kalınarak Mayerhorf (MEYERHOF, 1965), Hansen (HANSEN, 1961) ve Vesic (VESİC, 1973), (VESIC, 1977) tarafından temel derinliği ve geometrisi ile yatay yüklerin uyguladığı haller için detaylandırılmış ve TBDY 2019’da belirtildiği gibi aşağıdaki taşıma gücü denklem 5’de gösterilmiştir.

$$q_k = c * N_c * S_c * d_c * i_c * g_c * b_c + q * N_q * S_q * d_q * i_q * g_q * b_q + 0,5 * \gamma * B' * N_\gamma * S_\gamma * d_\gamma * i_\gamma * g_\gamma * b_\gamma$$

Denklem 5

Temelin şekil, derinlik, taşıma gücü faktörü, zemin eğimi, yük eğimi ve taban eğimi dikkate alınarak **q_k** Temel Taşıma Gücü Karakteristik Dayanımı (kN/m²) dayanımı hesaplanmaktadır.

Zeminler için taşıma gücünü artırmaktan ziyade statik durum için belirlenen deprem esnasında bazı zeminler için zeminin zayıflaması dikkate alınarak daha da görüş bildirilmektedir (DAY, 2002). Diğer taraftan gevşek ile orta sıkı kumlarda önemli büyüklükteki tasarım depremleri için taşıma kapasitesinde %25 e kadar bir azalma yapılmasının tedbir açısından uygun olacağı da belirtilmektedir (GOULD, KRİNİTZSKY, & EDİNGER, 1993). Zemin; statik yükler etkisinde olduğu gibi deprem gibi dinamik yükler etkisi altında da genel olarak benzer göçme mekanizmasına sahiptir. Kaya sistemleri haricindeki zemin sistemleri daneli bir yapıya sahip olduklarından göçme büyük ekseriyetle danelerin dayanım kaybını yitirmesiyle değil, daneler arasındaki sürtünme, kohezyon gibi kuvvetlerinin aşılmasıyla oluşmaktadır (CODUTO, 2001).

2.3 Deprem Yer Hareketi Spektrumları

2.3.1 Harita ve tasarım spektral ivme katsayıları

Boyutsuz harita spektral ivme katsayıları, DD1, DD2, DD3 VE DD4 deprem yer hareketi düzeyi için TDTH kapsamında incelenmiştir.

2.3.2 Yerel zemin etki katsayıları

Spektral ivme katsayıları (**S_{DS}** ve **S_{D1}**), harita spektral ivme katsayılarının Tablo 2 ve Tablo 3’de verilen yerel zemin etki katsayıları (**F_S** ve **F₁**) ile çarpılması ile Denklem 6’da verildiği gibi elde edilir.

$$S_{DS} = S_S F_S \quad S_{D1} = S_1 F_1 \quad \text{Denklem 6}$$

Çizelge 2.2: Kısa Periyot Bölgesi İçin Yerel Zemin Etki Katsayıları

Yerel Zemin Sınıfı*	Kısa periyot bölgesi için Yerel Zemin Etki Katsayısı F_S					
	S_S ≤ 0.25	S_S = 0.50	S_S = 0.75	S_S = 1.00	S_S = 1.25	S_S ≥ 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

Çizelge 2.3: Saniye Periyot İçin 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

2.3.3 Yerel zemin sınıfları

ZA, ZB, ZC, ZD, ZE ve ZF olarak tanımlanan yerel zemin sınıflarının belirlenmesi için, bu sınıflara ilişkin özellikler Tablo 4’de verilmiştir.

Çizelge 2.4: Yerel Zemin Sınıfları

Yerel Zemin Sınıfı	Zemin Cinsi	Üst 30 m’de ortalama		
		$(V_s)_{30}$ [m/s]	$(N_{60})_{30}$ [darbe/30 cm]	$(c_u)_{30}$ [kPa]
ZA	Sağlam, sert kayalar	>1500	–	–
ZB	Az ayrıışmış, orta sağlam kayalar	760–1500	–	–
ZC	Çok sıkı kum, çakıl ve sert kil tabakaları veya ayrıışmış, 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	Deprem etkisi altında çökme ve potansiyel göçme riskine sahip zeminler (sıvılaşabilir zeminler, yüksek derecede hassas killer, göçebilir zayıf çimentolu zeminler vb.), Toplam kalınlığı 3 metreden fazla turba ve/veya organik içeriği yüksek killer, Toplam kalınlığı 8 metreden fazla olan yüksek plastisiteli ($PI > 50$) killer, Çok kalın (> 35 m) yumuşak veya orta katı killer.			

2.4 Deprem Yer Hareketi Düzeyi Ve Deprem Tehlike Haritası

2.4.1 Deprem yer hareketi düzeyi-1 (DD-1)

En büyük deprem yer hareketi olarak bilinmektedir. Tekrarlanma olasılığı 2475 yılda bir olan ve 50 yılın içerisinde aşılma olasılığı %2 olan deprem yer hareketidir.

2.4.2 Deprem yer hareketi düzeyi-2 (DD-2)

Tasarım deprem yer hareketi olarak bilinmektedir. Tekrarlanma olasılığı 475 yılda bir olan ve 50 yılın içerisinde aşılma olasılığı %10 olan deprem yer hareketidir.

2.4.3 Deprem yer hareketi düzeyi-3 (DD-3)

Sık deprem yer hareketi olarak bilinmektedir. Tekrarlanma olasılığı 72 yılda bir olan ve 50 yılın içerisinde aşılma olasılığı %50 olan deprem yer hareketidir.

2.4.4 Deprem yer hareketi düzeyi-4 (DD-4)

Servis deprem yer hareketi olarak bilinmektedir. Tekrarlanma olasılığı 43 yılda bir olan ve 50 yılın içerisinde aşılma olasılığı %68 olan deprem yer hareketidir.

2.4.5 AFAD ‘dan Veri Alma

TDTH İnteraktif Web Uygulamasına <https://tdth.afad.gov.tr/TDTH/main.xhtml> web sitesi üzerinden girilerek DD-1, DD-2ve DD-3 deprem düzeyi yer hareketi için 41.015961° enlem ve 28.654815° boylam koordinatları ve yapının yapılacağı bölgedeki zemin şartlarının ZC olarak bulunarak sisteme girilmiştir.

2.5 Deprem Parametrelerinin Belirlenmesi

2.5.1 Bina önem katsayıları ve bina kullanım sınıfları (BKS)

Bu tez çalışmasında 7 katlı betonarme bina için şekil değiştirmeye tasarıma geçmeden önce TBDY 2019’da bir yapının kullanım fonksiyonu veya amacına göre deprem hesaplarını etkileyecek düzeyde önem arz eden bina önem katsayısı ve bina kullanım sınıfının bulunması gerekmektedir. Yapının kullanım amacına göre belirlenen bina kullanım sınıfı bir sonraki aşama kullanılmak üzere önem arz etmektedir. Tablo 5’de bakıldığında yatakhaneler için BKS=1 seçilmiş olup detaylı inceleme sonrasında depremden sonra kullanılması gerekli olan Okullar, diğer eğitim bina ve tesisleri, yurt ve yatakhaneler, askeri kışlalar, cezaevleri,vb. yapılar için $I = 1.5$ olarak tayin edilmiştir.

Çizelge 2.5: Bina kullanım sınıfı ve bina önem katsayıları

Bina Kullanım Sınıfı	Binanın Kullanım Amacı	Bina Önem Katsayısı
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 veterminalleri, 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 kıışlalar, cezaevleri, vb. c) Müzeler d) Toksik, patlayıcı, parlayıcı, vb. özellikleri olan Maddelerin bulunduğu veya depolandığı binalar	1.5
BKS=2	İnsanların Alışveriş merkezleri, sportesisleri, sinema, tiyatro, konser salonları, ibadethaneler, vb.	1.2
BKS=3	Diğer binalar BKS=1 ve BKS=2 için verilen tanımlara girmeyen diğer binalar (Konutlar, işyerleri, oteller, bina türü endüstri yapıları, vb.)	1.0

2.5.2 Deprem tasarım sınıfı (DTS)

TBDY 2019'a göre betonarme yapıların deprem etkisi altında analizlere geçmeden önce yapının bulunduğu DTS sınıfı belirlenir, DD-2 deprem yer hareketi düzeyi için "kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı" SDS değeri 1.166 değeri 0.75 ten büyük olduğundan ve bina kullanım sınıfına bir önceki aşamada BKS-1 olarak seçildiğinden DTS=1a sınıfı olarak tayin edilmiştir. Deprem tasarım sınıfların ait bilgiler Tablo 6'da verilmektedir.

Çizelge 2.6: Deprem tasarım sınıfları (DTS)

DD-2 göre Kısa Periyot Tasarım Spektral İvme Katsayısı (SDS)	Bina Kullanım Sınıfı	
	BKS=1	BKS=2,3
$SDS < 0.33$	DTS=4a	DTS=4
$0.33 \leq SDS < 0.50$	DTS=3a	DTS=3
$0.50 \leq SDS < 0.75$	DTS=2a	DTS=2
$0.75 \leq SDS$	DTS=1a	DTS=1

2.5.3 Bina yüksekliği, bina yükseklik sınıfları (BYS)

TBDY 2019'a göre BYS belirlenirken DTS'den yararlanılarak binanın yüksekliği belirlenir. Bodrum katta en az 3 perde bulunması halinde bina yüksekliği için Bodrum katın, bodrum perdesinin üst katı zemin kat olarak kabul edilir. Tablo 7'de BYS'na ait bilgiler verilmiştir.

Çizelge 2.7: Bina yükseklik sınıfı ve bina yükseklik aralıkları

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

7 katlı beton arme binanın yüksekliği 21 metre ve daha önceden belirlenen DTS sınıfı 1a olarak seçilmiş ve tablodan BYS 5 olarak tayin edilmiştir.

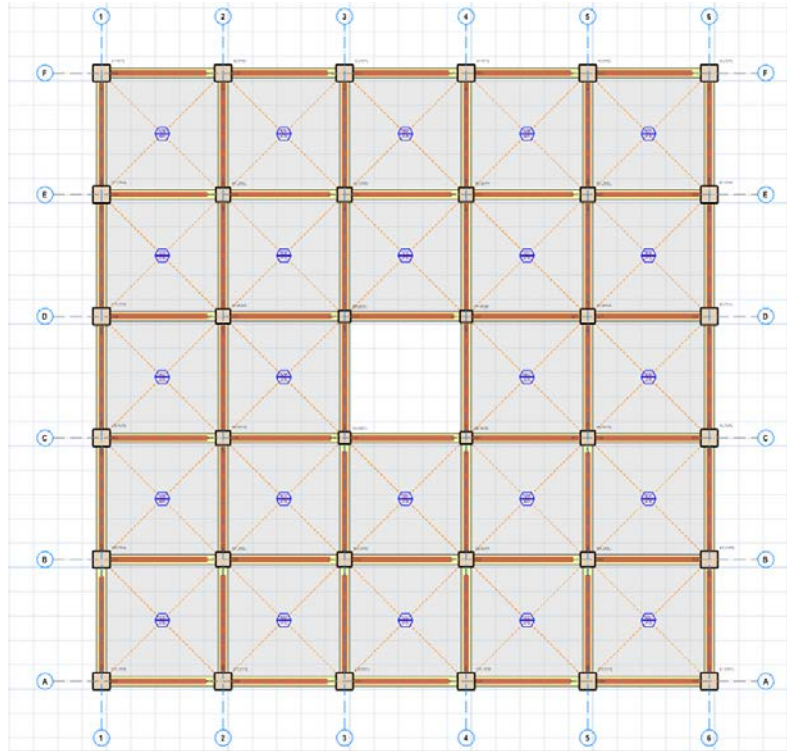
2.6 Yapıya Ait Bilgiler**2.6.1 Betonarme binanın özellikleri**

7 katlı beton arme çerçeve sistemden oluşan yapı X ve Y eksenleri doğrultusundaki açıklıklar benzer şekilde yapılarak taşıyıcı sistem oluşturulmuş ve özellikler Tablo 8'de gösterilmiştir.

Çizelge 2.8: 7 katlı yapıya ait bilgiler

Kat sayısı	7
Kat yüksekliği	3 ^m
Toplam yapı yüksekliği	21 ^m
Yapının oturma alanı	625 m ²
Kullanım amacı	Yatakhane
Beton sınıfı	C30
Donatı çeliği	B420C
Beton elastisite modülü (Ec)	31225 MPa
Donatı çeliği elastisite modülü (Es)	200000 MPa
Beton karakteristik basınç dayanımı (fck)	30 MPa
Donatı çeliği karakteristik akma gerilmesi (fyk)	420 MPa
TBDY 2019 Tablo 5.1' e göre Betonun beklenen malzeme dayanımı (fcd)	39 MPa
fcd=1.3xfck	
TBDY 2019 Tablo 5.1' e göre Donatı çeliğinin beklenen malzeme dayanımı (fyd) fyd=1.2xfyk	504 MPa

Zemin + 6 Normal Kattan oluşan 7 katlı betonarme yapının kat planları her katta aynı olacak şekilde tasarlanmış olup kat yükseklikleri sabit 3^m toplamda 21 metreden oluşmaktadır. 7 katlı yapıya ait kat planı şekil 3'de gösterilmektedir. Yapının en dış kısmında bulunan kolonlar 0.7^mx0.7^m onun bir iç kısmında bulunan kolonlar 0.6^mx0.6^m ve son olarak boşluk olan döşemenin etrafındaki kolonlar 0.5^mx0.5^m olarak tasarlanmıştır. Yapıya ait kirişler her yerde aynı 0.4^mx0.7^m dir.



Şekil 2.2: 7 Katlı Yapıya ait Kat Planı (Tüm katlar için geçerli)

2.6.2 Betonarme binanın malzeme özellikleri

Betonarme yapıda kullanılan beton sınıfı C30 için küp dayanımı 30 MPa ve silindirik dayanımı 37 MPa hesaplanmıştır (TS500) Nervürlü çelikler, boyuna ve enine nervürlerinin sayısı ve konfigürasyonu ile karakterize edilir ve nervürler arasında düzgün boşluklar bırakılmalıdır (AMİL, tarih yok) Yapıda kullanılan B420C seçilerek yapının inşaatı gerçekleştirilmiştir

2.6.3 Betonarme binanın deprem bilgileri

Şekil 4-5-6'da DD-1, DD-2 ve DD-3 için TDTH'dan konum ve zemin bilgileri girilerek binanın bulunduğu yere ait deprem parametreleri aşağıda verilmiştir.

Deprem Yer Hareketi Düzeyi	DD-1	50 yılda aşılma olasılığı %2 (tekrarlanma periyodu 2475 yıl) olan deprem yer hareketi düzeyi
Yerel Zemin Sınıfı	ZD	Orta sıkı - sıkı kum, çakıl veya çok katı kil tabakaları
Enlem:	41.015961°	
Boylam	28.654815°	

Çıktılar

$$S_s = 1.914 \quad S_1 = 0.530 \quad PGA=0.757 \quad PGV=46.850$$

Tasarım Spektral İvme Katsayıları

$$S_{DS} = S_s F_s = 1.914 \times 1.000 = 1.914$$

$$S_{D1} = S_1 F_1 = 0.530 \times 1.770 = 0.938$$

Şekil 2.3: DD-1 için Deprem Tasarım Parametreleri

Deprem Yer Hareketi Düzeyi	DD-2	50 yılda aşılma olasılığı %10 (tekrarlanma periyodu 475 yıl) olan deprem yer hareketi düzeyi
Yerel Zemin Sınıfı	ZD	Orta sıkı - sıkı kum, çakıl veya çok katı kil tabakaları
Enlem:	41.015961°	
Boylam	28.654815°	

Çıktılar

$$S_s = 1.100 \quad S_1 = 0.299 \quad PGA=0.451 \quad PGV=27.272$$

Tasarım Spektral İvme Katsayıları

$$S_{DS} = S_S F_S = 1.100 \times 1.060 = 1.166$$

$$S_{D1} = S_1 F_1 = 0.299 \times 2.002 = 0.599$$

Şekil 2.4: DD-2 için Deprem Tasarım Parametreleri

Deprem Yer Hareketi Düzeyi	DD-3	50 yılda aşılma olasılığı %50 (tekrarlanma periyodu 72 yıl) olan deprem yer hareketi düzeyi
Yerel Zemin Sınıfı	ZD	Orta sıkı - sıkı kum, çakıl veya çok katı kil tabakaları
Enlem:	41.015961°	
Boylam	28.654815°	

Çıktılar

$$S_S = 0.408$$

$$S_1 = 0.111$$

$$PGA = 0.174$$

$$PGV = 10.849$$

Tasarım Spektral İvme Katsayıları

$$S_{DS} = S_S F_S = 0.408 \times 1.474 = 0.601$$

$$S_{D1} = S_1 F_1 = 0.111 \times 2.378 = 0.264$$

Şekil 2.5: DD-3 için Deprem Tasarım Parametreleri

2.6.4 Betonarme binanın boyutlandırmasında esas alınan yüklemeler

Sabit yükler

Betonun döşeme yükü: $25 \times 0.12 = 3 \text{ kN/m}^2$

Sıva+alçı vs. kaplama yükü: 1.5 kN/m^2

Dış çerçevedeki kirişlere gelen yük: 7 kN/m

İç kirişlere yük: 4 kN/m olarak alınmıştır.

Hareketli Yükler:

TS 498'e göre; Yatakhane olarak belirlendiğinden betonarme yapı tasarımında kullanılacakolan döşeme için düşey hareketli ağırlık değeri 3.5 kN/m^2 olarak kabul edilmiştir

Yapılacak yapının deniz seviyesinden yüksekliği 500 m olarak bulunmuş ve bölge olarak III olarak seçilmiş ve yapının çatı katına gelen kar yükü: 0.75 kN/m^2 olarak seçilmiştir.

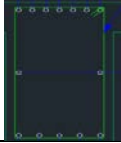
2.6.5 Betonarme taşıyıcı sistemin boyutlandırması

Yapının betonarme kısmını oluşturan kolon ve kiriş elemanların dizayn edilirken TS498, TS500 ve TBDY 2019’göre tasarlanmış ve kolon kesitine ait donatılar Tablo 9’da gösterilmiştir. Kirişe ait kesit bilgileri Tablo 10’da gösterilmiştir

Çizelge 2.9: Kolon kesit detayları

KOLON	KolonKesitleri	b xh (m)	BoyunaDonatı	Enine Donatı
S 1		0,5 x0,5	8 Φ 24	Φ 10/10
S 2		0,6 x0,6	12 Φ 24	Φ 10/10
S 3		0,7 x0,7	16 Φ 24	Φ 10/10

Çizelge 2.10: Kiriş kesit detayları

KİRİŞ	KirişKesitleri	b xh (m)	Üst Donatı	Alt Donatı	Gövde Donatı	Enine Donatı
B 1		0,4 x0,7	7 Φ 18	5 Φ 18	2 Φ 18	Φ 10/11

2.6.6 Betonarme taşıyıcı sistemin performans hedefi seçimi

Şekildeğiştirmeye göre yeni yapılacak binanın tasarımında veya mevcut binanın değerlendirilmesi sırasında; Yüksek binaların tasarımın dışında, mevcut betonarme ve çelik binaların değerlendirilmesi ve güçlendirilmesi, “Deprem Tasarım Sınıfı” DTS =1, 1a, 2, 2a, 3, 3a, 4, 4a ve “Bina Yükseklik Sınıfı” BYS = 2 den büyük yani 70 m altında olan binalar için ön tasarımında şekil değiştirmeye göre tasarım kabul görmektedir.

TBDY 2019’a göre istenilen betonarme veya çelik yapılar için performans hedefleri tasarım/değerlendirmeyaklaşımları aşağıdaki tablo 11’de verilmiştir.

Yönetmelik kapsamında yeni yapılacak/güçlendirilecek deprem yalıtımlı binalar hakkında “Deprem Düzeyi” DD-1 için “Kesintisiz Kullanım” KK için, yukarıda verilen DTS sınıfları için şekil değiştirmeye göre tasarım yapılması zorunlu kılınmaktadır. Depreme yalıtımlı binalar için Deprem Tasarım Sınıfları için yapılması gereken tasarım yaklaşımı ve performans hedefleri tablo 12’ de yer almaktadır.

Çizelge 2.11: Deprem tasarım sınıflarına göre yeni yapılacak veya mevcut binalar için performans hedefleri ve uygulanacak değerlendirme/tasarım yaklaşımları (TBDY 2019)

DepremYerH .Düzeyi	DTS=1,1a(1),2,2a(1),3,3a,4,4a		DTS=1a(2), 2a(2))	
	NormalPerforma nsHedefi	Değerlendirme/Tasarı mYaklaşımı	İleriPerfo rmans Hedefi	Değerlendirme/Tasarı mYaklaşımı
DD-3	—	—	SH	ŞGDT
DD-2	KH	DGT(5)	KH	DGT(3,4)
DD-1	—	—	KH	ŞGDT

Çizelge 2.12: Deprem tasarım sınıflarına göre Deprem Yalıtımlı Binalar için performans hedefleri ve uygulanacak değerlendirme/tasarım yaklaşımları (TBDY 2019)

DepremYerH .Düzeyi	DTS=1,2,3,3a,4,4a		DTS=1a,2a	
	NormalPerforma nsHedefi	Değerlendirme/Tasarı mYaklaşımı	İleriPerfo rmans Hedefi	Değerlendirme/Tasarı mYaklaşımı
DD-2				
DD-1	KK	ŞGDT(1)–DGT(2)	KK	ŞGDT(1)–DGT(2)

(1)Yalıtımlı sistemli binalarda uygulanacaktır.

3. BETONARME BİNANIN ŞEKİL DEĞİŞTİRMeye GÖRE TASARIMI VE DEĞERLENDİRİLMESİ

3.1 Taşıyıcı Sistemin Modellenmesi

Şekil değiştirmeye göre tasarımı gerçekleştirmek için model 3 boyutlu oluşturulur. Her iki doğrultuda deprem kuvvetleri hesaba katılır ve sönüm oranı aksi belirtilmedikçe %5 olarak Kabul edilir. Doğrusal olmayan hesap yönteminde ikinci mertebe etkileri dikkate alınarak şekil değiştirme etkileri hesaba katılır.

Çizelge 3.1: Beklenen(ortalama) malzeme dayanımları

Beton	f_{ce}	f_{ck} 1.3
Donatı çeliği	f_{ye}	f_{yk} 1.2
Yapı çeliği (S235)	f_{ye}	f_{yk} 1.5
Yapı çeliği (S275)	f_{ye}	f_{yk} 1.3
Yapı çeliği (S355)	f_{ye}	f_{yk} 1.1
Yapı çeliği (S460)	f_{ye}	f_{yk} 1.1

<Yeni yapılacak binalarda beton ve çelik malzemeye ait dayanımlar beklenen ortalama dayanım olarak hesaplanır tabloda f_{ce} ve f_{ck} için normal dayanımın arttırılması sonucunda şekil değiştirmeye göre değerlendirme ve tasarım yapılır. Mevcut bina değerlendirmesi veya güçlendirilmesi aşamasında böyle bir arttırım söz konusu değildir. Tablo 14’de beton ve çeliğe ait beklenen dayanımlar verilmiştir.

3.1.1 Kiriş ve kolonların modellenmesi

Kiriş ve kolonların modellenmesinde elastik tasarımdaki gibi çerçeve sistem sonlu elemanlar metodu ile gerçekleşir. Doğrusal olmayan davranışta elemanların uç kısımlarında yani plastik şekil değiştirme bölgelerinde yayılı ve yığılı mafsallı modelleri oluşur. Bu tez çalışmasında mafsallı bölgeleri için yığılı plastik davranış kabul edilmiştir. Düğüm noktalarında bütün serbestlik dereceleri dikkate alınır. Plastik mafsallar dışında kalan bölge elastik olarak

modellenecek ve gerekli kesme kontrolleri, sargı donatısı kontrolü ve gerekli eğilme kontrolleri yapılır

3.1.2 Döşemelerin modellenmesi

Boşluklu veya boşluksuz döşemelerin modellenmesinde düzlem içindeki yük aktarımının doğru olup olmadığı belirlenir. Bu tez çalışmasında yapıya ait döşemelerde herhangi bir boşluk olmadığından yapıya ait a1,a2,a3 türü düzensizlik kontrolleri yapılmış olup döşemelerin rijit diyafram modeline uygun olduğu savunulmaktadır. Kolon ve perdeye aktarılan yük döşemenin altında ve üstündeki katlara kesme kuvveti etkileri dikkate alınır. Rijit diyafram kabulü sonrasında x ve y yönünde yer değiştirme z yönünde ise dönme hareketi söz konusudur. Özel dışarısında bina döşemelerinin doğrusal olmayan modellenmesi gerekli olmadığı savunulmaktadır. Döşeme ile birleşen kolon uçlarında meydana gelecek hasarları hesaba katmak için düzlem dışı burkulmaya sahip olacak döşeme modeli uygun görülmüştür (KANG, ELWOOD, & WALLACE , 2009).

3.1.3 Proje parametlerinin SAP 2000'e tanıtılması

Taşıyıcı sisteme döşemelerde yük aktarımı iki yönde çalışan döşeme olarak tasarlanmış ve uzun kenarı kısa kenarının en az iki katından daha az döşemeler bulunmamaktadır.

$$h \geq \frac{l_{sn}}{15 + \frac{20}{m}} \left(1 - \frac{\alpha_s}{4}\right) \quad h \geq 80 \text{ mm} \quad \text{Denklem 15}$$

Denklem 15'de gösterildiği üzere döşemenin minimum yüksekliği 8cm ve TS500'e göre toplam donatı oranı 0.0035'den daha az olmayacak şekilde tasarlanmıştır.Yapılan hesaplamalar sonucunda döşeme betonunun net örtü kalınlığı 12cm olarak kabul edilmiştir.

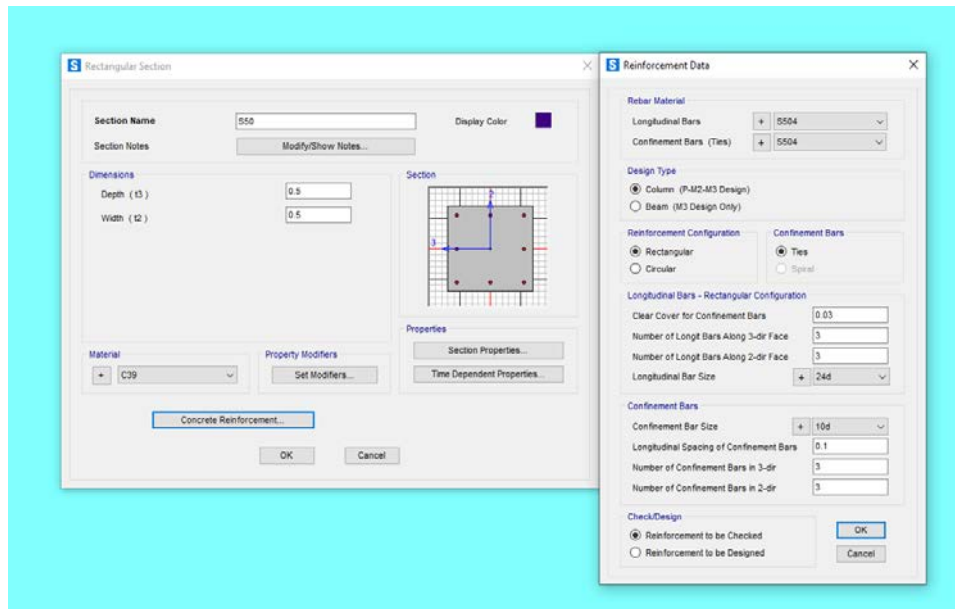
Kirişler için basınç kuvveti almayarak sadece eğilmeye çalışan eleman olarak tasarlanmış TS500'e göre basınç kuvveti $N_d \leq 0.10 A_c f_{ck}$ sınırını aşmayacaktır. TBDY 2019'a göre kirişin genişliği en az 25^{cm} ve kiriş yüksekliği ise minimum 30^{cm} veya döşemenin döşeme kalınlığından 3 kat büyük olmalıdır. Yapılan hesaplamalarda beton ve çeliğin tasarım dayanımlarında azaltmalar yapıldığı için taşıma gücü momentleri arttırılarak kapasite momentleri elde edilir ve kirişlerde gevrek davranış oluşmaması için kesme kuvveti kontrolleri düşey

yüklerle birlikte arttırılmış dayanım fazlalığı kat sayısı ile dikkate alınır. Bu tez çalışmasında bütün kirişler için genişlik 40^{cm} ve yükseklik 70^{cm} olarak tasarlanmıştır.

Kolonlar için kesitte basınç kuvveti ile birlikte eğilme momenti kontrolleri yapılır. Kolonlar için yönetmeliğimiz her iki yön için minimum 30cm olma koşulunu koymuştur. Kolonlar için normal kuvvet, eğilme momentine göre daha baskın karakterde olduğundan dolayı eksenel kuvvet $N_d \geq 0.10 A_c f_{ck}$ koşulunu sağlaması gerekmektedir. Kolonlar yüksek sünek düzeyin sahip olduğundan dolayı, kolonların kirişlerden daha güçlü beklenilir. Kolonların uç ve alt taşıma gücü momentleri arttırılarak kapasite tasarımı yapılmıştır. Yapının merkezin dışarı aksına doğru kolonlar sırasıyla 50^{cm} x 50^{cm}, 60^{cm} x 60^{cm}, 70^{cm} x 70^{cm} olarak tasarlanmıştır.

3.1.3.1 Kolonların Sap2000 programına tanıtılması

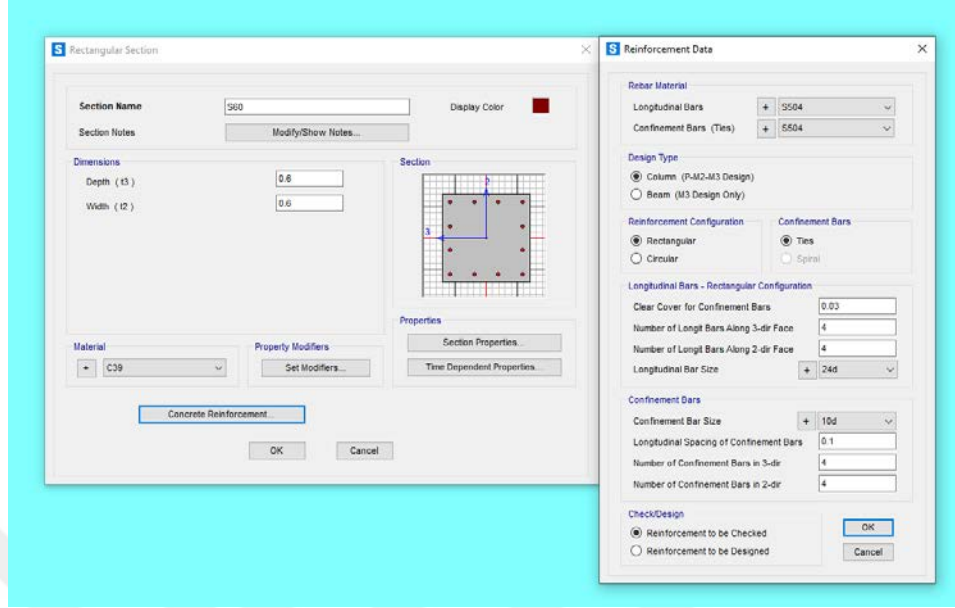
Yapıya ait 50^{cm} x 50^{cm}, 60^{cm} x 60^{cm}, 70^{cm} x 70^{cm} kolonları tanıtırken başlangıçtaki donatı dizaynı dikkate alınır. Beton ve çelik dayanımları arttırılmış şekilde programa tanıtılır ve kesitlere herhenagi bir rijitlik atamsı yapılmaz. Şekil 14-15-16'da kolon detayları ait bilgiler Sap2000 programına tanıtılmıştır.



Şekil 3.1: S50*50 Kolonların Sap2000 programına tanıtılması

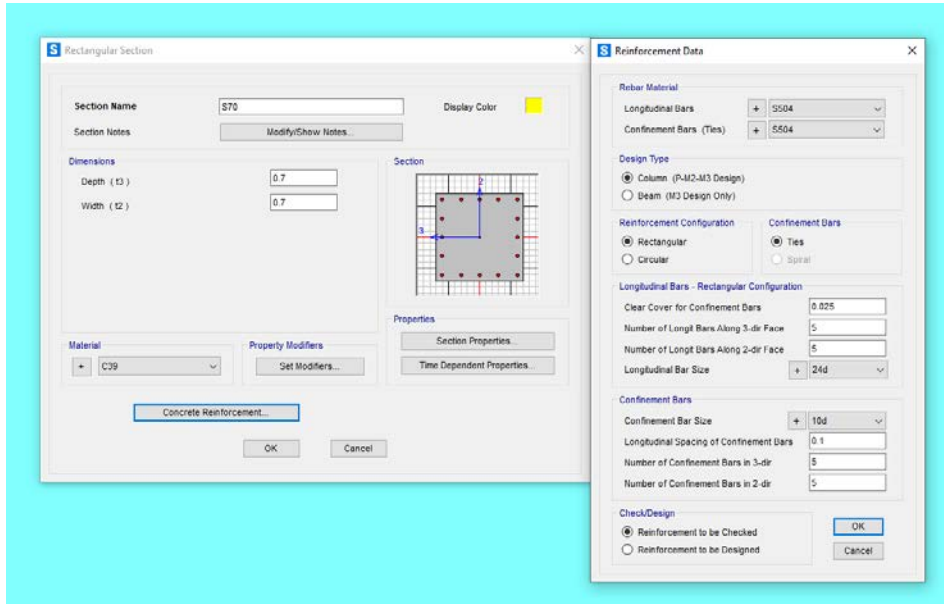
Şekil 15'de S60*60 kolonuna ait boyuna ve yatay donatı dizaynına ait bilgiler girilmiştir. X ve Y eksenine 4 tane donatı konulmuş ve etriye aralığı tüm kesit boyunca 10 cm olarak alınmıştır. Paspayı 3 cm olarak seçilmiştir. Beton özelliği

olarak C39 ve donatı özelliği S504 olarak seçilmiştir. Mander modelinde beton özelliği malzemeye tanıtılmış ve donatı için bilgiler girilmiştir.



Şekil 3.2: S60*60 Kolonların Sap2000 programına tanıtılması

Şekil 16'da S70*70 kolonuna ait boyuna ve yatay donatı dizaydına ait bilgiler girilmiştir. X ve Y eksenine 5 tane donatı konulmuş ve etriye aralığı tüm kesit boyunca 10 cm olarak alınmıştır. Paspayı 2.5 cm olarak seçilmiştir. Beton özelliği olarak C39 ve donatı özelliği S504 olarak seçilmiştir

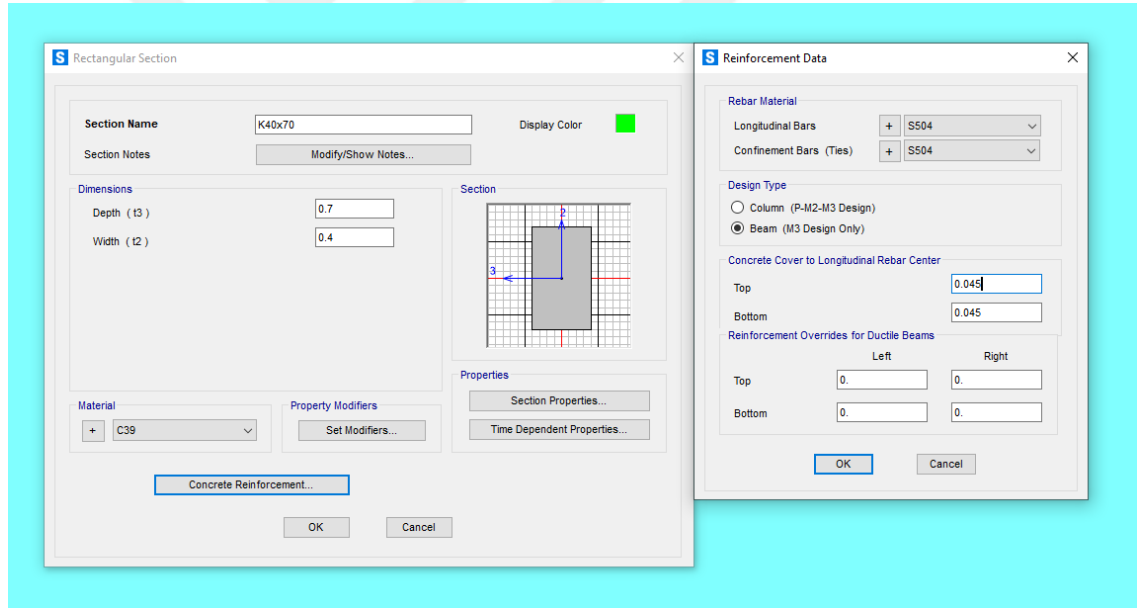


Şekil 3.3: S70*70 Kolonların Sap2000 programına tanıtılması

Kolonları dizaynı daha önceden yapılan Protastructure programının DD-2 düzeyinde dayanıma göre tasarım sonucunda kontrollü hasar bölgesinde kalmış donatı dizaynıdır. Betonarme binaya etki eden yükler girildikten sonra yapı analiz edilmiş ve hesap raporu incelenmiştir. Hesap raporunda herhangi bir düzensiz söz konusu değildir çünkü yapı simetrik olarak tasarlanmıştır. Hesap aşamasında kolonların simetrik seçilmesi mafsallı boylarının atanmasında ve mander modelinde etkinlik katsayısında oluşan değerlerin karmaşık bir hal almamasından dolayıdır.

3.1.3.2 Kirişlerin Sap2000 programına tanıtılması

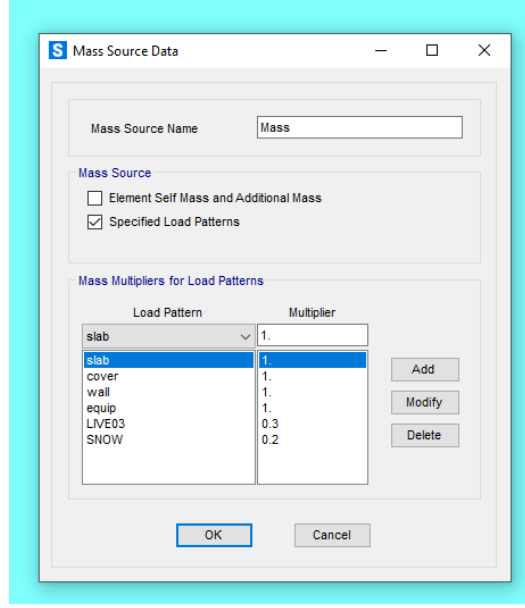
Taşıyıcı sistemin 3 boyutlu olarak tasarlanması aşamasında kirişlerin boyutları 40^{cm} x 70^{cm} olarak seçilmiştir. Kirişlere ait donatı bilgileri yığılı mafsallı kısmında sargılı ve sargısız beton modelinde sisteme tanıtılmıştır. Şekil 17’de sadece kirişe ait boyutlar verilmiştir.



Şekil 3.4: B40*70 Kirişin Sap2000 programına tanıtılması

3.1.3.3 Kütlelerin Sap2000 programına tanıtılması

Deprem yönetmeliğinde doğrusal olmayan analiz yönteminde kullanılan kütle doğrusal hesap yöntemi benzerdir. Sadece kar yükünün %20 alınması dışında herşey ortaktır. Spesifik yüklerden kast edilen olay bizim programa yaptığımız yüklemelerdir. Ekstradan betonun ağırlığını almamak için element yükleri sisteme katılmamıştır. Şekil 18’de Sap2000 programında kütle kaynağının nasıl tanıtıldığı gösterilmektedir.



Şekil 3.5: Kütle kaynağının Sap 2000 programına tanıtılması

3.2 Taşıyıcı Sistemin Yığılı Plastik Davranış Modeli

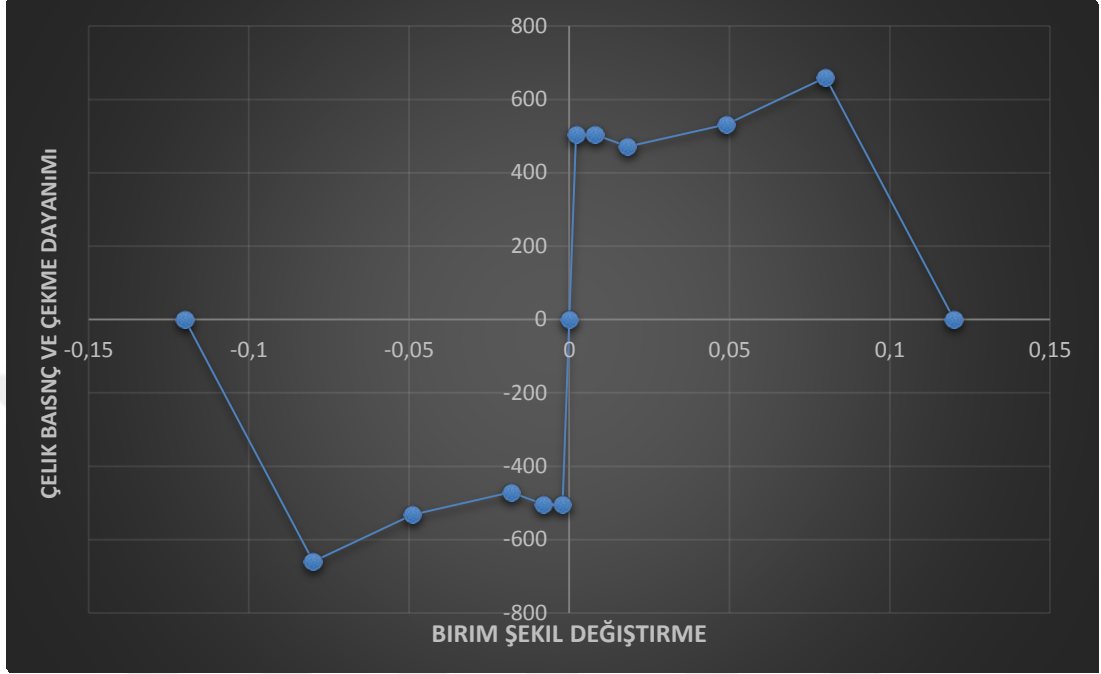
Yığılı mafsalin oluşturulması daha zordur (XTRACT ve muadili yazılımlara ihtiyaç vardır), yayılı mafsal daha hızlı oluşturulabilir. Yığılı mafsalin analizi çoğunlukla lineer enterpolasyon ile yürütüldüğü için hata payı yayılı mafsala göre daha

fazladır. Yığılı mafsalin analizi, yayılı mafsala göre çok daha hızlıdır. Yayılı mafsalda mesh optimizasyonu daha çok öne çıkmaktadır. Optimizasyon maksadıyla yığılı mafsal kolon ve kiriş tipi elemanlarda, yığılı mafsal ise area tipi perde elemanlarda kullanılmalıdır. Pushover tipi analizlerde yığılı mafsal daha doğru sonuçlar verir (ortogonal yüklemeler kolay öngörülebilir), lakin biaxial yani açılı kesit yüklemelerinde yayılı mafsal daha doğru sonuçlar vaat eder (HASILCIOĞLU, 2020) Bu tez çalışmasında kolonların simetrik olması nedeniyle 0^0 , 45^0 ve 90^0 açı altında analiz edilmiştir. Kirişler sadece eğilmeye çalıştığında böyle bir şey söz konusu değildir.

3.2.1 Beton ve çeliğe ait modellerin seçilmesi ve oluşturulması

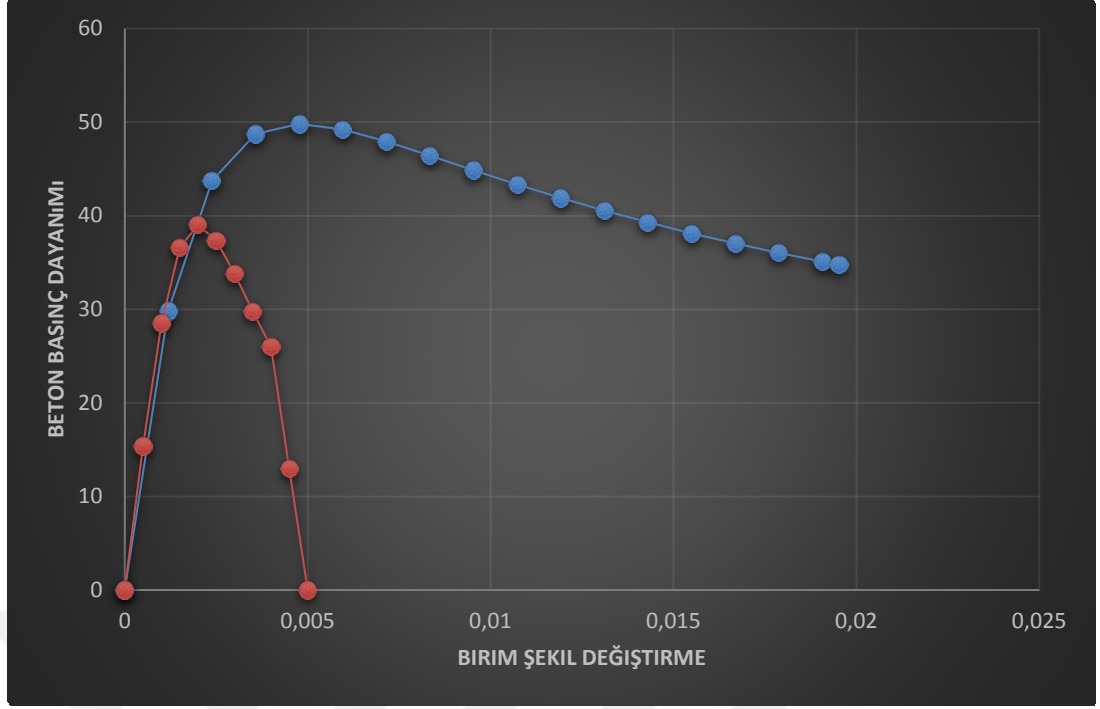
Kolon ve kirişlerde kesitin içerisinde bulunan donatının akma kapasitesi tablo 13'te verilmiştir. TBDY 2019'da yeni yapılan betonarme binalarda doğrusal olmayan analiz sırasında kesit elemanlarının beklenen dayanımın alınması

gerektiği şartı koymuştur. Burada (beklenen dayanım) $f_{ye}=1.2f_{yk}$ ($1.2*420=504$) Mpa olarak sisteme katılmıştır. Akma momentinin 504Mpa alınması sonucunda donatı çeliğinin pekleşmesi için $f_{su}=550*1.2=660$ Mpa olarak hesaba katılmıştır. Şekil 19’da beklenen dayanımları için donatı çeliği özelliği verilmiştir.



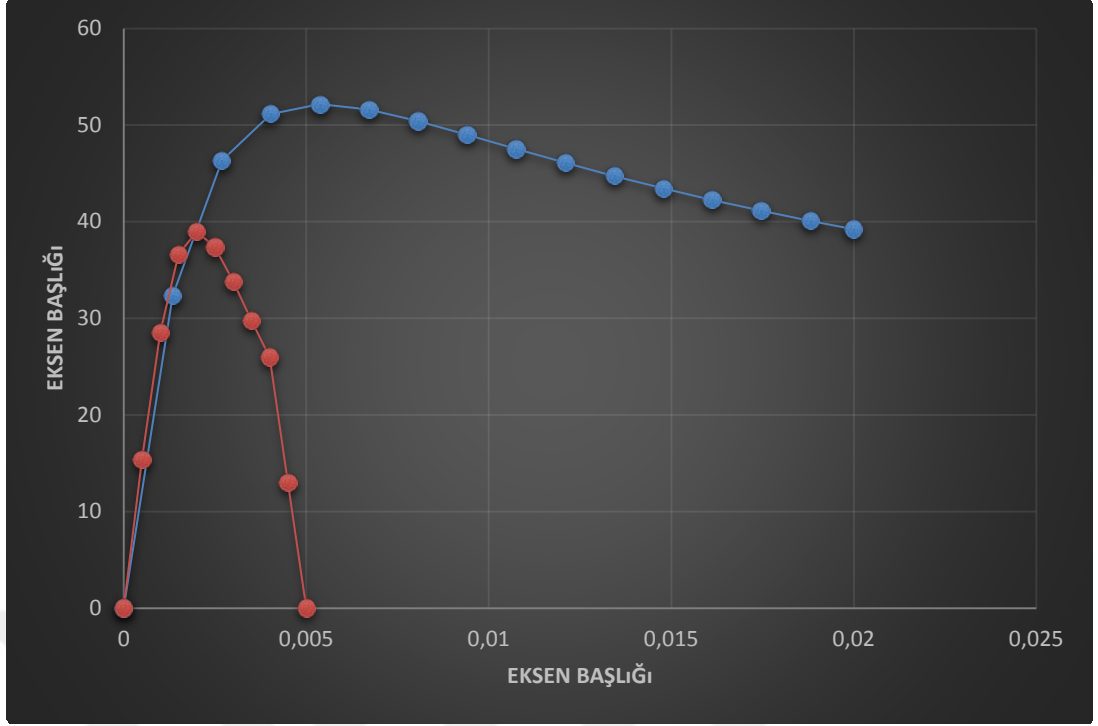
Şekil 3.6: Bütün kesitlerdeki donatı çeliği modeli

Şekil 20’de S50*50 kolonunda beton malzemenin hesaba katılması aşamasında TBDY 2019’da verilen doğrusal olmayan analiz sırasında yeni yapılacak binalar için beton malzemesinin beklenen dayanımının alınması şartı burada da geçerlidir. Sargısız betonun özellikleri turuncu olarak verilmiştir. Sargısız betonun basınç dayanımı beklenen dayanım olacağından C30 beton için $f_{ce}=1.2f_{ck}$ ($1.3*30=39$)Mpa olarak hesaplanmıştır. Sargısız Beton 39 Mpa ulaştığında birim şekil değiştirmesi $\epsilon_{co}=0.002$ sonra dayanımını kaybetmeye başlar ve son birim şekil değiştirmesi $\epsilon_{cu}=0.005$ mander modeline uyarlanır. Sargılı betonda kendini saran donatı çeliği bulunduğundan beton dayanımı daha fazla olmaktadır. S50*50 kolonunda Mander modeline göre uyarlanmış ve yapılan hesaplamalar sonucunda sargılı betonun basınç dayanımı $f_{cc}=49.8$ Mpa ve birim şekil değiştirmesi $\epsilon_{cc}=0.00476$ olarak hesaplanmıştır.



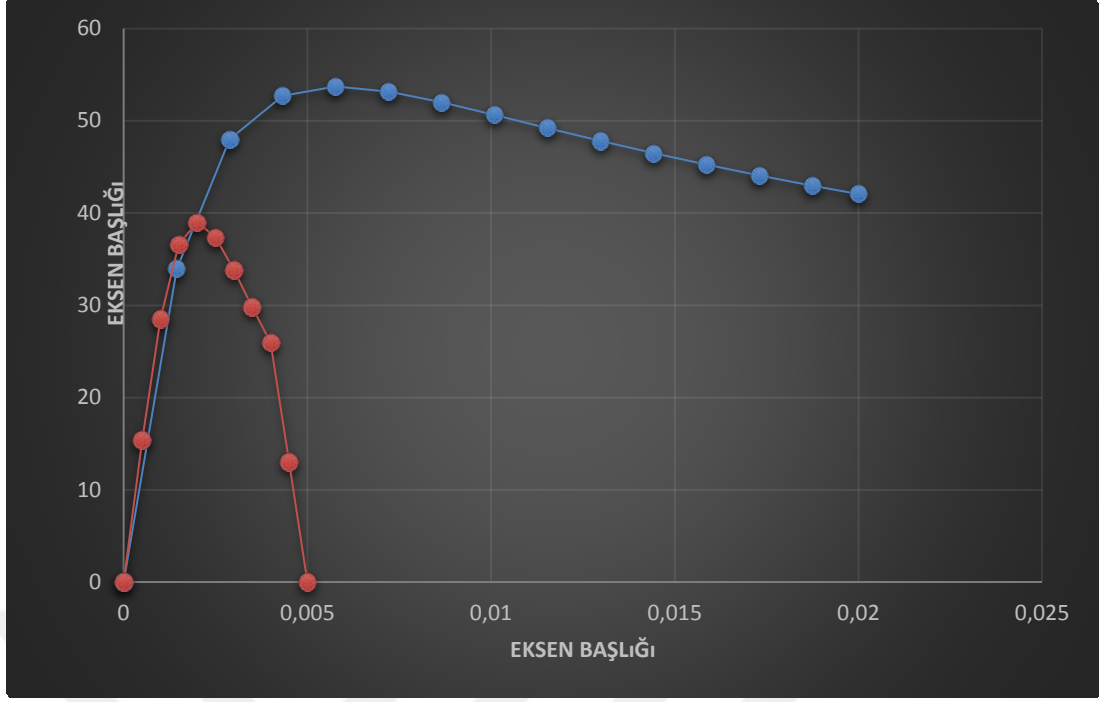
Şekil 3.7: S50*50 Kolonuna ait Mander modeli

Şekil 21’de S60*60 kolonunda sargısız betonun özellikleri turuncu olarak verilmiştir. Sargısız betonun basınç dayanımı beklenen dayanım olacağından C30 beton için $f_{ce}=1.2f_{ck}$ ($1.3*30=39$)Mpa olarak hesaplanmıştır. Sargısız Beton 39 Mpa ulaştığında birim şekil değiştirmesi $\epsilon_{co}=0.002$ sonra dayanımını kaybetmeye başlar ve son birim şekil değiştirmesi $\epsilon_{cu} =0.005$ mander modeline uyarlanır. Sargılı betonda kendini saran donatı çeliği bulunduğundan beton dayanımı daha fazla olmaktadır. S60*60 kolonunda Mander modeline göre uyarlanmış ve yapılan hesaplar sonucunda sargılı betonun basınç dayanımı $f_{cc}=52.16$ Mpa ve birim şekil değiştirmesi $\epsilon_{cc}=0.00537$ olarak hesaplanmıştır.



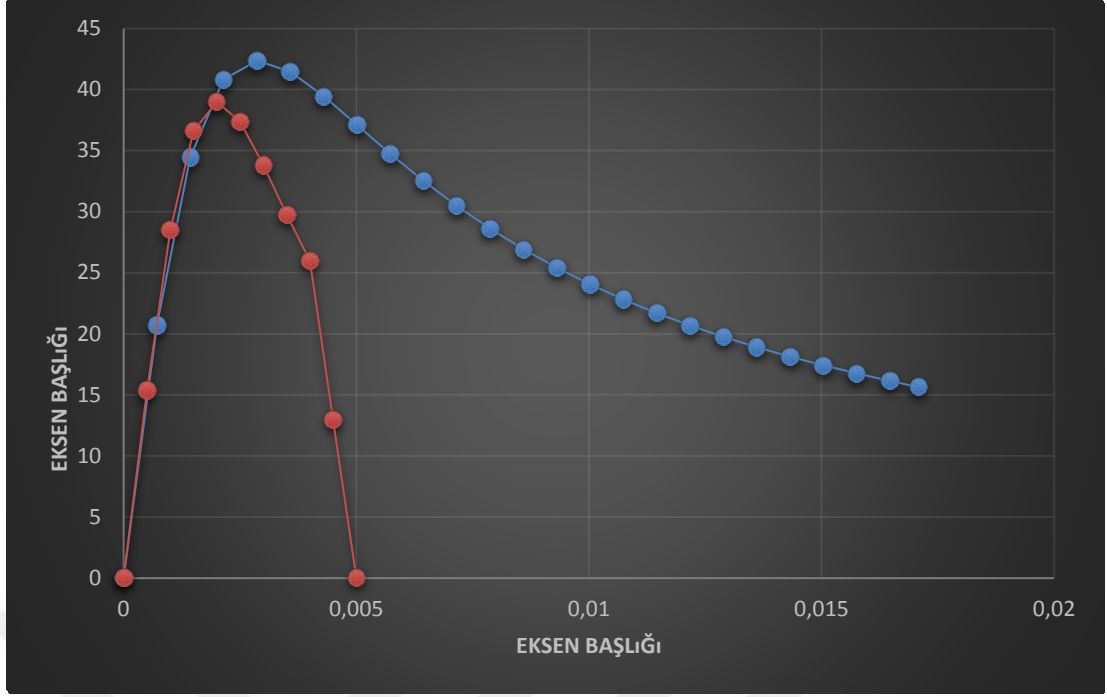
Şekil 3.8: S60*60 Kolonuna ait Mander modeli

Şekil 22’de S70*70 kolonunda sargısız betonun özellikleri turuncu olarak verilmiştir. Sargısız betonun basınç dayanımı beklenen dayanım olacağından C30 beton için $f_{ce}=1.2f_{ck}$ ($1.3*30=39$)Mpa olarak hesaplanmıştır. Sargısız Beton 39 Mpa ulaştığında birim şekil değiştirmesi $\epsilon_{co}=0.002$ sonra dayanımını kaybetmeye başlar ve son birim şekil değiştirmesi $\epsilon_{cu}=0.005$ mander modeline uyarlanır. Sargılı betonda kendini saran donatı çeliği bulunduğundan beton dayanımı daha fazla olmaktadır. S60*60 kolonunda Mander modeline göre uyarlanmış ve yapılan hesaplamalar sonucunda sargılı betonun basınç dayanımı $f_{cc}=53.69$ Mpa ve birim şekil değiştirmesi $\epsilon_{cc}=0.00576$ olarak hesaplanmıştır.



Şekil 3.9: S70*70 Kolonuna ait Mander modeli

Şekil 23'te B40*70 kirişine ait sargısız betonun özellikleri turuncu olarak verilmiştir. Sargısız betonun basınç dayanımı beklenen dayanım olacağından C30 beton için $f_{ce}=1.2f_{ck}$ ($1.3*30=39$)Mpa olarak hesaplanmıştır. Sargısız Beton 39 Mpa ulaştığında birim şekil değiştirmesi $\epsilon_{co}=0.002$ sonra dayanımını kaybetmeye başlar ve son birim şekil değiştirmesi $\epsilon_{cu} =0.005$ mander modeline uyarlanır. Sargılı betonda kendini saran donatı çeliği bulunduğundan beton dayanımı daha fazla olmaktadır. S60*60 kolonunda Mander modeline göre uyarlanmış ve yapılan hesaplamalar sonucunda sargılı betonun basınç dayanımı $f_{cc}=42.37$ Mpa ve birim şekil değiştirmesi $\epsilon_{cc}=0.00286$ olarak hesaplanmıştır.



Şekil 3.10: B40*70 Kirişe ait Mander modeli

Yapılan Mander modelinde kesitler donatı çapları aynı kalmış sadece boyutlar ve donatı adetleri arttırılmıştır. Donatı artışı sonrasında sargılı betonu saran çeliğin gösterdiği faaliyet sonucunda basınç dayanımları artmıştır. Kirişte ancak kesit eğilmeye çalıştığında üzerine kuvvet almadığından analiz kısmında donatı çeliği etkinlik gösterecektir. Bu nedenle sargılı kısımdaki beton basınç dayanımı diğer kesitlere göre daha düşük çıkmıştır.

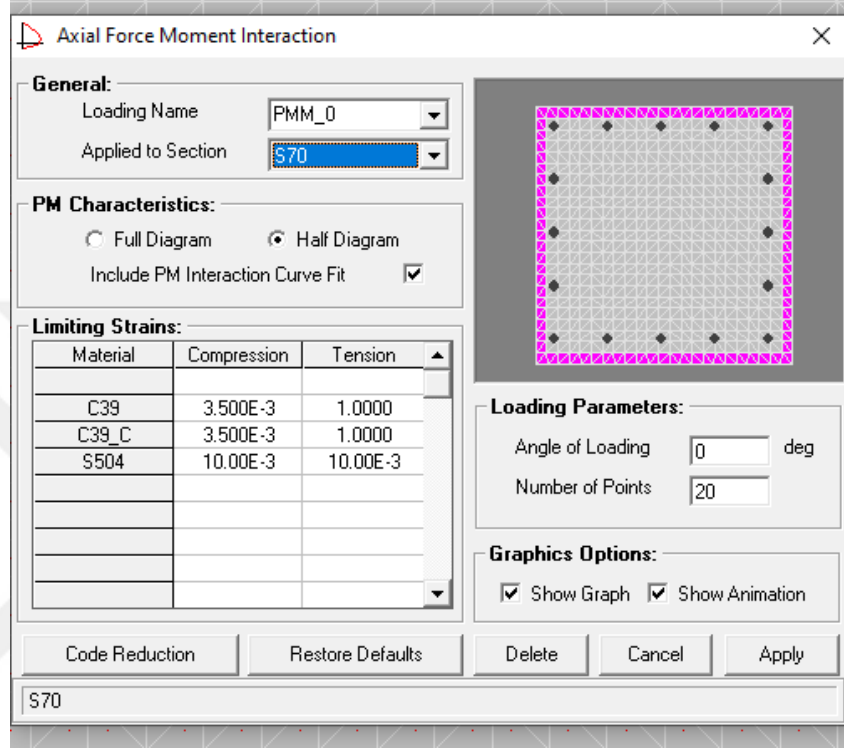
3.2.2 Elastik sınırların belirlenmesi

Her bir malzemeye uzama limitleri belirlemek suretiyle, kesite ait eksenel kuvvet, moment ve eğrilik kapasite/limit değerlerini elde etmek amacı ile yapılan analizdir.

Yığılı mafsallı için elastik uzama limitleri sisteme tanıtılmalıdır. Şekil 24'te görüldüğü üzere betonda 0.0035, çelikte 0.01 uzama değerleri girilerek 0° , 45° ve 90° xtract denilen programda analiz yapılır. Sonuç olarak eksenel yük, Moment-X ve Moment-Y değerleri alınır. Söz konusu değerler kolon elemanlarda akma etkileşimli akma yüzeylerinin oluşturulması için kullanılır (XTRACT, 2013). Analiz sonrasında 20 tane nokta okunmaktadır. Ancak Sap2000 programı bu kadar değeri hesaba katarken ortaya çıkan hata sorunları yüzünden bu değerlerde azaltma yapılmıştır. Yapılan enterpolasyonda %25

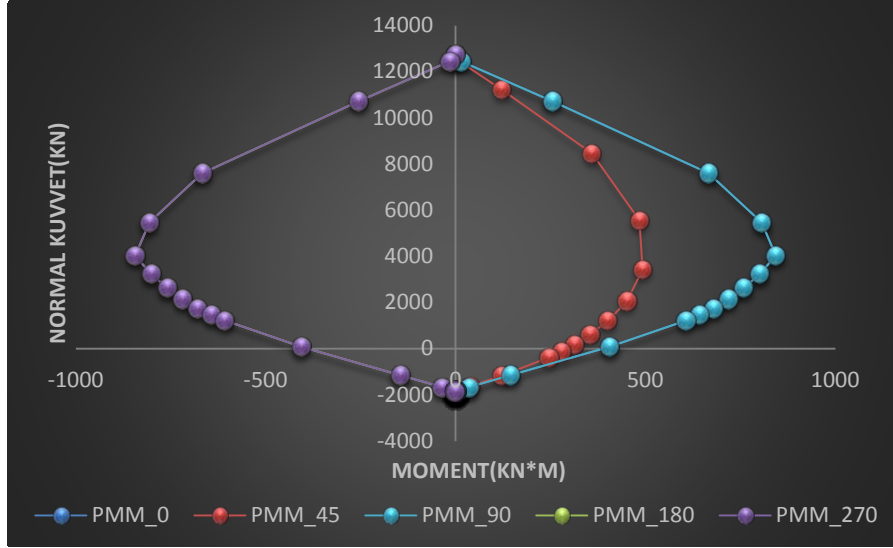
aralıkla basınçtan çekmeye kadar olan kısım alınmış ancak kesitin max dönüm noktası dikkate alınmıştır. Toplamda 11 nokta alınmıştır.

Sap 2000 programına yığılı mafsalları tanıtmak için global eksen etrafında PMM akma yüzeyleri, 0^0 , 45^0 ve 90^0 açı da sırasıyla; $0^0 = P:M_x$, $45^0 = P:M_x$, $90^0 = P:M_y$ değerleri xtract programından okunur.



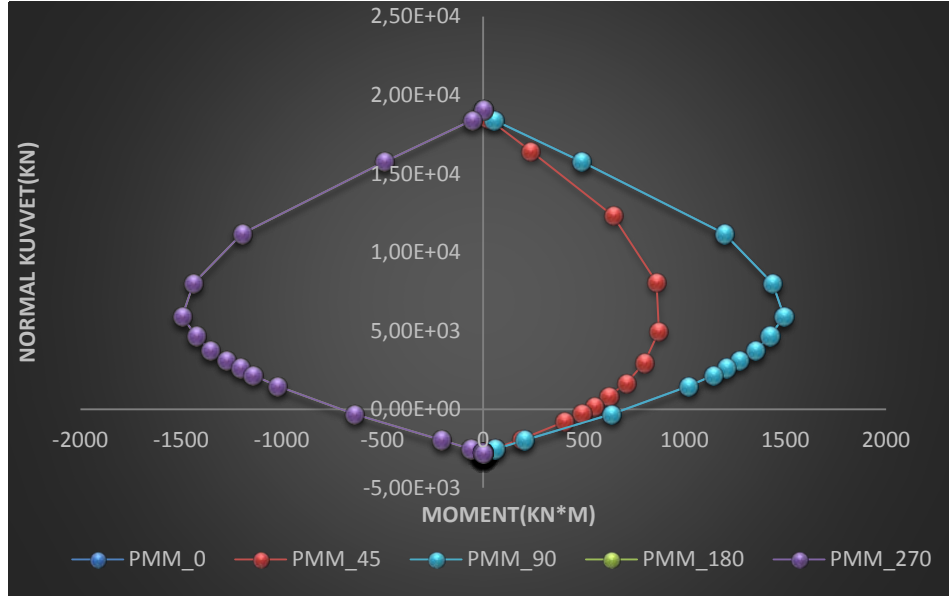
Şekil 3.11: Kolona ait elastik sınırların xtract programına girilmesi

Şekil 25'te görüldüğü üzere S50*50 kolonun xtract analiz programı sonucunda elastik sınırları belirlenmiş olup maksimum basınç 12450kN iken maksimum çekme kuvveti -1167kN olarak bulunmuştur. Kesitte 90^0 açı da dönüm noktasında için kesitteki normal kuvvet 4040kN ve 843.3 KnM dir. Kesit simetrik olduğunda 0^0 ve 90^0 derecelerde aynı kapasiteler elde edildiğinden grafikte görülmemiştir. Kesitti ara açı 45^0 için basınç değerinin 90^0 den daha az çıkmıştır.



Şekil 3.12: S50*50 Kolonuna ait PMM analiz grafiği

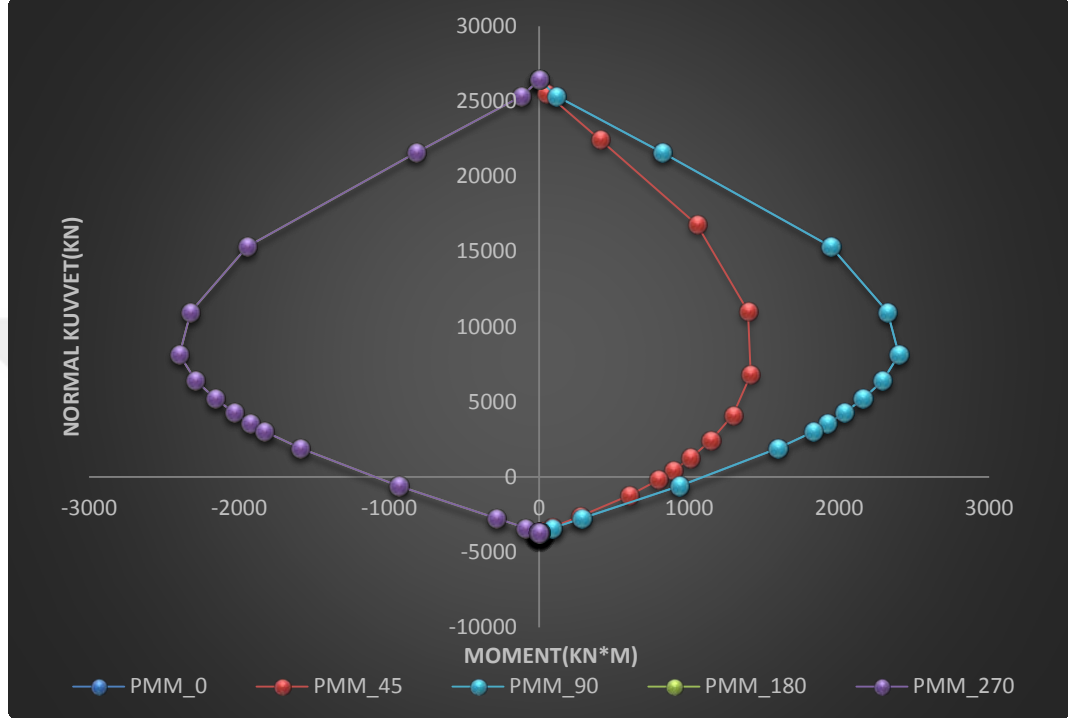
Şekil 26'da görüldüğü üzere S60*60 kolonun xtract analiz programı sonucunda elastik sınırları belirlenmiş olup maksimum basınç 19050kN iken maksimum çekme kuvveti -2782 kN olarak bulunmuştur. Kesitte 90^0 açıda dönüm noktasında için kesitteki normal kuvvet 5900 kN ve 1494 KnM dir. Kesit simetrik olduğunda 0^0 ve 90^0 derecelerde aynı kapasiteler elde edildiğinden grafikte görülmemiştir. Kesitti ara açı 45^0 için basınç değerinin 90^0 den daha az çıkmıştır.



Şekil 3.13: S60*60 Kolonuna ait PMM analiz grafiği

Şekil 27'de görüldüğü üzere S70*70 kolonun xtract analiz programı sonucunda elastik sınırları belirlenmiş olup maksimum basınç 26440 kN iken maksimum

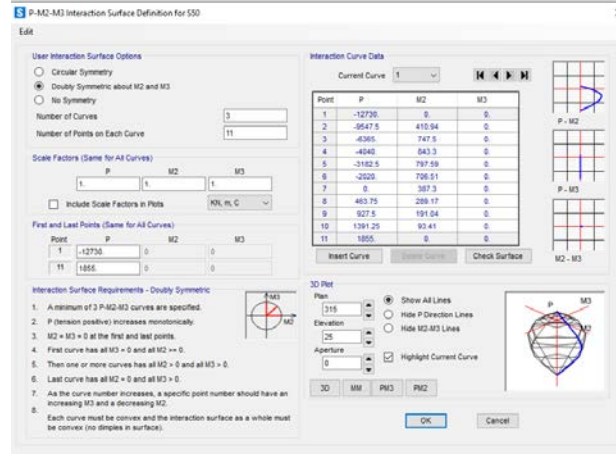
çekme kuvveti -3710 kN olarak bulunmuştur. Kesitte 90^0 açı da dönüm noktasında için kesitteki normal kuvvet 8151 kN ve 2398 kNM dir. Kesit simetrik olduğunda 0^0 ve 90^0 derecelerde aynı kapasiteler elde edildiğinden grafikte görülmemiştir. Kesitti ara açı 45^0 için basınç değerinin 90^0 den daha az çıkmıştır.



Şekil 3.14: S70*70 Kolonuna ait PMM analiz grafiği

Kolonlar basınca çalıştığından elastik sınırlar verilmiş ve Sap 2000 programında mafsalları ataması için 11 nokta sisteme tanıtılmıştır. Kesitlerin yüzey alanları büyüdüğünden kesitte oluşan basınç dayanımı ve moment değerleri artmış farklı sınırlar çizilmiştir.

Şekil 28’de görüldüğü üzere Sap2000 programına yığılı mafsalları tanıtmak için PMM akma sınırını 3 tane açı da 11 tane kuvvet ve moment olacak şekilde sisteme tanıtılmıştır. Dikkat edilmesi gereken hususlardan bir tanesi Sap 2000 programına basınç kuvvetleri (-) işaretli olarak tanıtılmıştır.



Şekil 3.15: Sap 2000 programına S50*50 kesitinin akma yüzeyinin tanıtılması

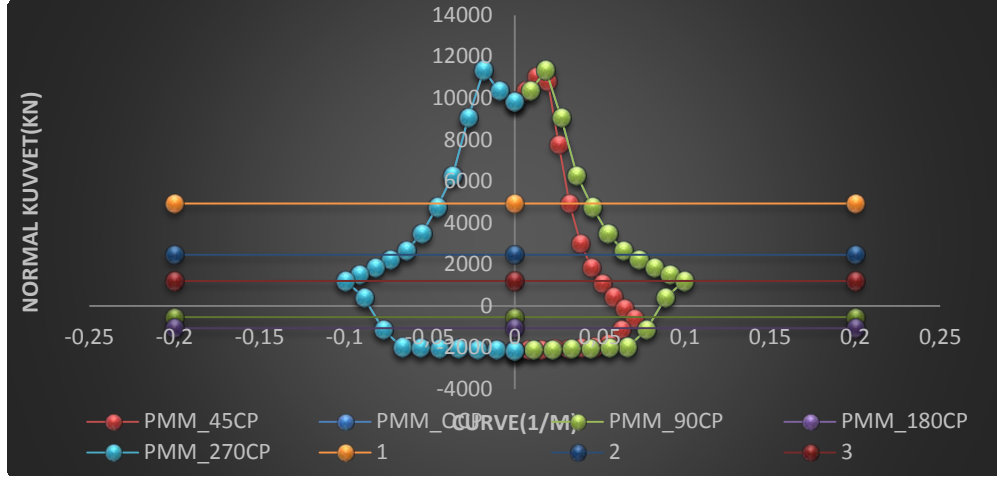
3.2.3 Normal kuvvet - eğrilik ilişkisi oluşturulması ve idealize edilmesi

Betonda ϵ_g değeri alınırken çelikte 0.4 ϵ_{su} değerleri xtract programına girilerek aksel yük ve eğrilik değerleri okunur. Burada yapılan işlem ileride her bir kolona ve kirişe gelen göçme öncesi aksel kuvvetine denk gelen plastik dönme kapasitelerinin bulunması için kullanılır. Tablo 13'te verildiği üzere B420C donatı çeliği için maksimum şekildeğiştirmesi (ϵ_{su}) 0.08 olarak belirlenmiştir. Normal kuvvet eğrilik ilişkisinin temeli aslında elemanların göçme öncesi performans hedefi için maksimum birim uzama değerine dayanır. Donatı çeliğinin göçme öncesi performans hedefi için birim uzama değeri ($\epsilon_s^{(G\ddot{O})}=0.4\epsilon_{su}$) dan 0.032 olarak hesaplanmıştır. Betonun göçme performans hedefi için birim şekil değıştirmesi $\epsilon_c^{(G\ddot{O})} = 0.0035 + 0.04 \omega^{0.5} \leq 0.018$ olarak hesaplanır. Yönetmelik bu değeri 0.018 ile sınırlandırmıştır. Bu değeri aşan kesitlerde etkin sargı donatı arttırılması veya boyut değışikliğine gidilmelidir.

Sap 2000 programına yığılı mafsalları tanıtmak için lokal eksen etrafında Normal kuvvet eğrilik sınırları, 0^0 , 45^0 ve 90^0 açı da sırasıyla; $0^0 = P:K_{xx}$, $45^0 = P:K_{45}$ eğilme düzlemi etrafında, $90^0 = P:K_{yy}$ değerleri xtract programından okunur.

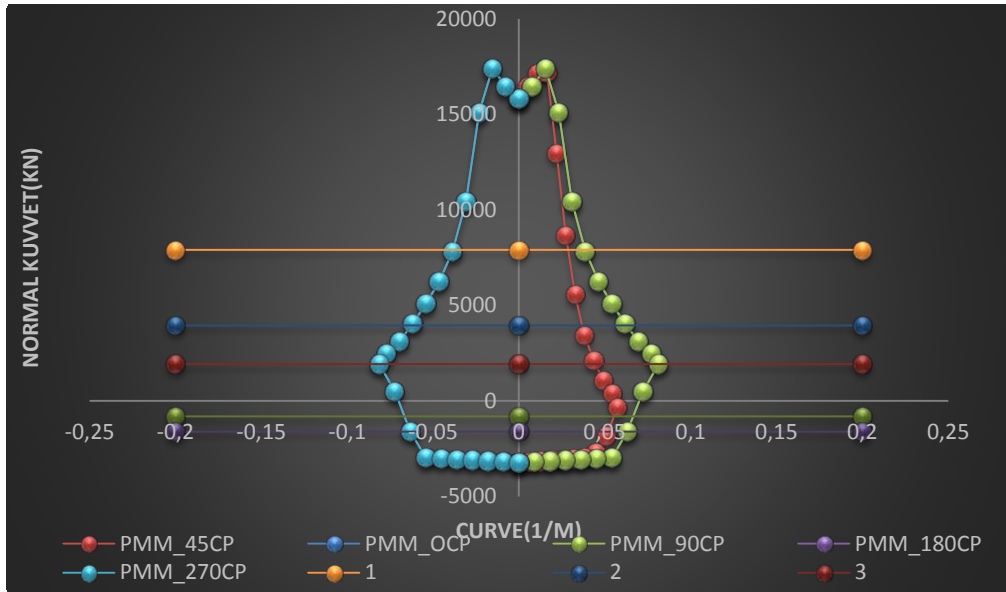
Şekil 29'da S50*50 kolonu için şekil değıştirme hesaplamaları yapılmış ve betonda birim uzama $\epsilon_c^{(G\ddot{O})}= 0.01182$ iken B420C çelikte $\epsilon_s^{(G\ddot{O})}= 0,032$ olarak excel programında hesaplanmıştır. Xtract programına 0^0 , 45^0 ve 90^0 açı da bu değerler girilmiştir. Kolon kesitinin basınç kırılması sırasında üzerine aldığı kuvvet 9866kN iken çekme kırılması sırasında çekme kuvveti -2138kN olarak

xtract programından elde edilmiştir. Kesitler sünek bir davranış için gerekli olan dengeli kırılma sırasında basınç kuvveti 1206kN dir.



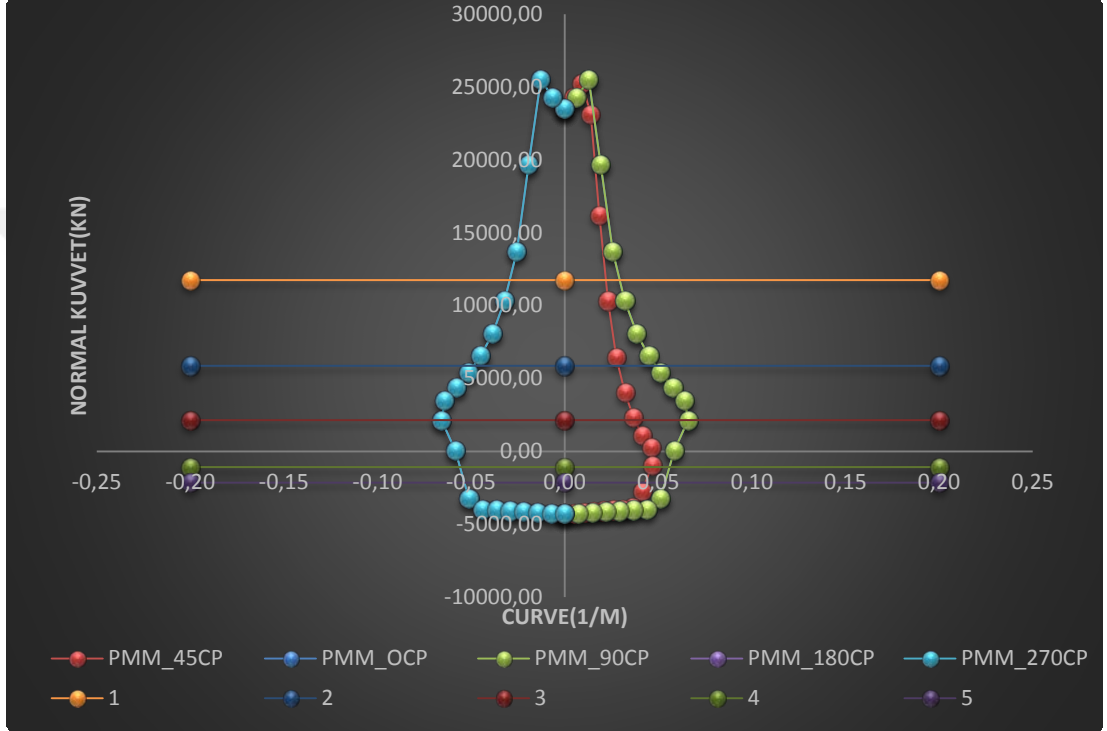
Şekil 3.16: S50*50 Kolonuna ait normal kuvvet-eğrilik grafiği

Şekil 30'da S60*60 kolonu için şekil değiştirme hesaplamaları yapılmış ve betonda birim uzama $\epsilon_c^{(GÖ)} = 0.01279$ iken B420C çelikte $\epsilon_s^{(GÖ)} = 0.032$ olarak excel programında hesaplanmıştır. Xtract programına 0° , 45° ve 90° açı da bu değerler girilmiştir. Kolon kesitinin basınç kırılması sırasında üzerine aldığı kuvvet 15830 kN iken çekme kırılması sırasında çekme kuvveti -3207 kN olarak xtract programından elde edilmiştir. Kesitler sünek bir davranış için gerekli olan dengeli kırılma sırasında basınç kuvveti 1935 kN dir.



Şekil 3.17: S60*60 Kolonuna ait normal kuvvet-eğrilik grafiği

Şekil 31’de S70*70 kolonu için şekil değiştirme hesaplamaları yapılmış ve betonda birim uzama $\epsilon_c^{(GÖ)} = 0.01339$ iken B420C çelikte $\epsilon_s^{(GÖ)} = 0.032$ olarak excel programında hesaplanmıştır. Xtract programına 0° , 45° ve 90° açı da bu değerler girilmiştir. Kolon kesitinin basınç kırılması sırasında üzerine aldığı kuvvet 23520 kN iken çekme kırılması sırasında çekme kuvveti -4275 kN olarak xtract programından elde edilmiştir. Kesitler sünek bir davranış için gerekli olan dengeli kırılma sırasında basınç kuvveti 3495 kN dir.



Şekil 3.18: S70*70 Kolonuna ait normal kuvvet-eğrilik grafiği

Şekil 32’de bileşik eğilme etkisindeki elemanlarda kırılma biçimi donatı miktarıyla denetlenemez. Kırılma biçimi eksenel yük seviyesine bağlıdır, dolayısıyla eksantrikliğin bir fonksiyonudur. Kırılma biçimini denetlemek amacıyla eksenel yük seviyesine sınır koyulabilir. TBDY 2019’a göre “Nd, max = 0.5 fck. Ac” olarak verildiğinden PMM akma yüzeyindeki gibi %25 aralıkla enterpolasyon yapılmış ancak maksimum basıncın kendisi ve %75 hesaba katılmamıştır (Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, 2019). Çünkü yönetmelikte verilen sınır değeri aşmaktadır. Yığılı mafsal için basınç kuvveti olarak 6 nokta Sap2000 programına tanıtılmıştır.

Axial Forces for S50 - Interacting P-M2-M3

Edit

This Number of Axial Force Values Is Specified

Number of Axial Forces: 6

Axial Force Data

	Axial Force
1	-5000.
2	-2500.
3	-1200.
4	0.
5	600.
6	1200.

KN, m, C

Order Rows

OK

Cancel

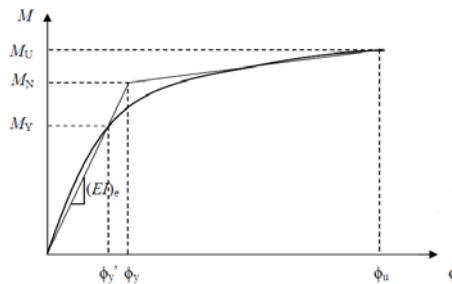
Şekil 3.19: Sap 2000 programına S50*50 kesitinin göçme sınırının tanıtılması

3.2.4 Bilinearizasyon kavramı ve moment- eğrilik ilişkisi

Kesite etkiyecek sabit bir eksenel yük belirlemek suretiyle, kesitte ait moment-eğrilik/dönme davranış bilgisini elde etmek amacı ile yapılan analizdir.

Yığılı mafsallı Sap2000 programına tanıtmak için gerekli analizdir. Bu değerler kolon/kiriş elemanlarda sabit eksenel yük altında, kesitte bulunan beton ve çelik elemanlarının herhangi birinin göçme bölgesine ulaşana kadar, kesitin yapacağı moment-eğrilik/dönme davranış bilgisini (backbone curve grafiğini) elde etmek için kullanılır.

Elde edilen Moment-Eğrilik verilerinden sonra işlem adımlarına devam edebilmek için bilinearizasyon işlemi yapılacaktır. Buaradaki eğrinin ilk kısmı elastik kısım, ikinci kısmı ise plastik kısmı göstermektedir.



Şekil 3.20: Moment- Eğrilik İlişkisi (SARAL, 2015)

$$(EI_e) = \frac{M_y}{\phi_y} = \frac{M_N}{\phi_y} \quad \text{Denklem 16}$$

Şekil 33'te M_y , kesitte meydana gelen ilk akma momenti, ilk akma eğilim değerini ϕ_y göstermektedir. Bu akma değerlerinin tespitinde amaç; betonun birim şekil değiştirmesi 0.002, donatı çeliğinin birim şekil değiştirmesinin ise akma birim şekil değiştirmesi değerine ilk önce erişenin bulunması olmaktadır. Denklem 16'da verilen etkin eğilme rijitliği, etkin eğrilik ϕ_y 'ye karşı gelmekte olan etkin plastik moment yani M_N ' nin hesabında ise; betonun basınç birim şekil değiştirmesi 0.004 veya donatı birim şekil değiştirmesi 0.015 değerine ilk erişen moment değerinin tespit edilmesidir (SARAL, 2015).

TBDY 2019' a göre "Yeni Betonarme Bina Elemanları İçin İzin Verilen Şekil değiştirme ve İç Kuvvet Sınırları" nın tespitinde plastik dönmelerinin hesabı aşağıda belirtildiği gibi hesaplanmaktadır (Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, 2019):

- *Göçmenin Önlenmesi (GÖ) Performans Düzeyi için plastik dönme formülü*

$$\theta_p^{(GÖ)} = 2/3[(\phi_U - \phi_y) L_p (1 - 0,5 L_p/L_s) + 4,5 \phi_U db]$$

- *Kontrollü Hasar (KH) Performans Düzeyi için plastik dönme formülü*

$$\theta_p^{(KH)} = 0,75 \theta_p^{(GÖ)}$$

- *Sınırlı Hasar (SH) Performans Düzeyi için plastik dönme formülü*

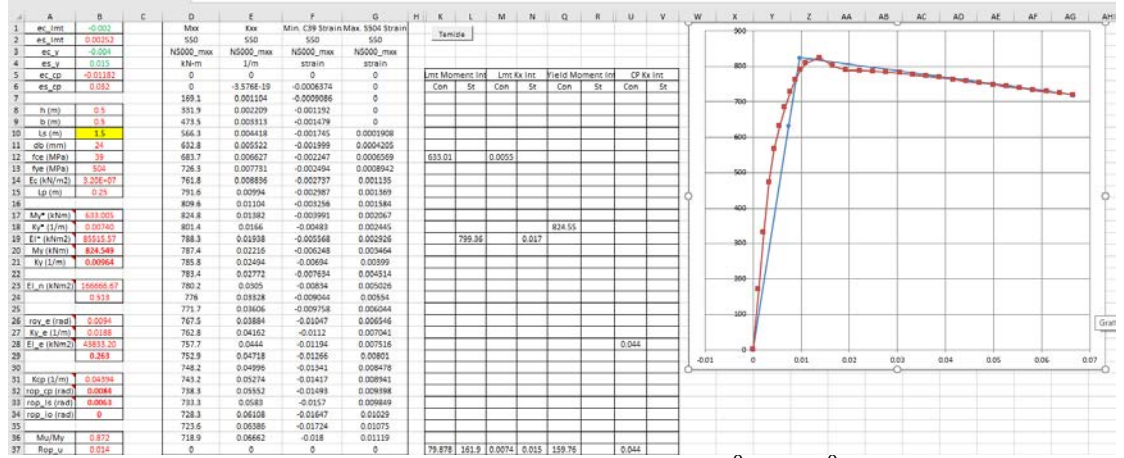
$$\theta_p^{(SH)} = 0$$

XTRACT programına her bir kolon için tanımlanan 6 farklı basınç kuvveti için oluşan moment-eğrilik aşağıda verilmiştir.

3.2.4.1 S50*50 Kolona ait moment eğrilik ilişkisi

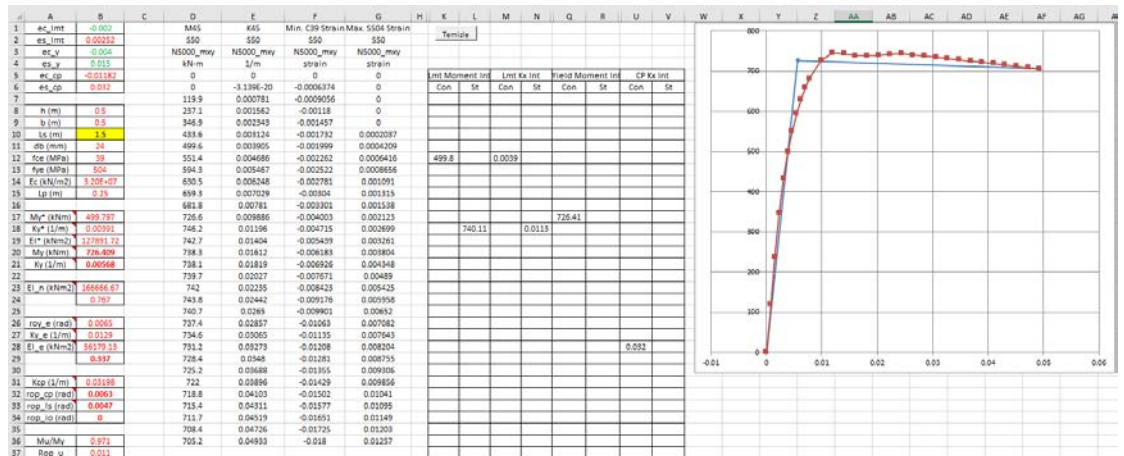
Şekil 34'te S50*50 kolonuna uygulanan 5000 kN altında 0° ve 90° açı da basınç kuvveti altında bilinearizasyon grafiği verilmiştir. Kolonda elastik kısmı oluşturmak için betonda 0.002 uzama limitine denk gelen moment 633.1 kNM okunur sonra çelikte 0.00252 uzamada oluşan moment 799.36 kNM değerine bakılır. Kesitte ilk akmaya ulaşan malzeme beton olmuştur. Burada elimizde uzama limitine ait eğrilik ve moment bulunduğundan kesite elastik eğilme rijitliği belirlenir. Kesitte akma sınırına gelen ilk malzeme 824.55 kNM

değeriyle beton olmuştur. Kesitte plastik kısmı oluşturmak için xtract verilerinden oluşan maksimum momenti 718.9 kNM olarak belirlenmiştir.



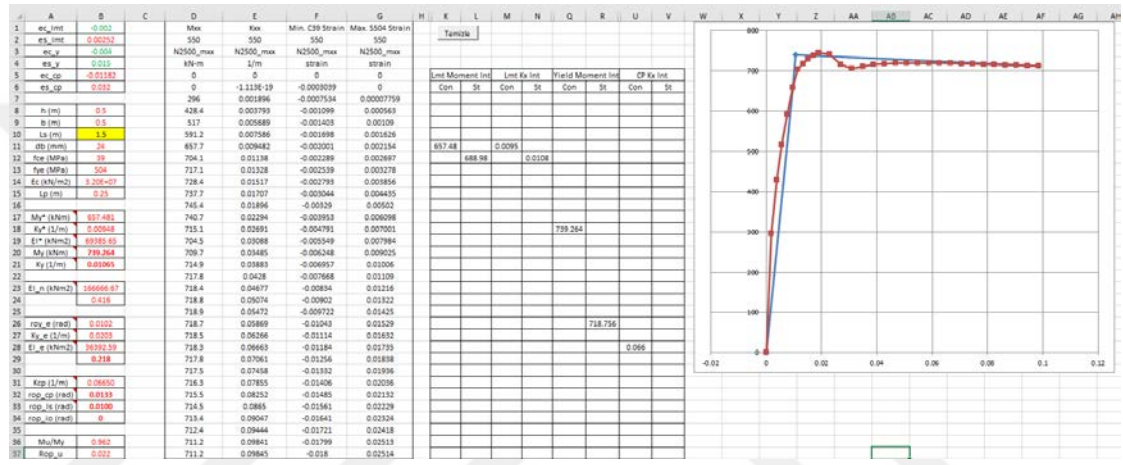
Şekil 3.21: S50*50 Kolonunun N=5000 KN için 0° ve 90° açıdaki moment eğrilik grafiği

Şekil 35'te S50*50 kolonuna uygulanan 5000 kN altında 45° açı da basınç kuvveti altında bilinearizasyon grafiği verilmiştir. Kolonda elastik kısmı oluşturmak için betonda 0.002 uzama limitine denk gelen moment 499.8 kNM okunur sonra çelikte 0.00252 uzamada oluşan moment 740.11 kNM değerine bakılır. Kesitte ilk akmaya ulaşan malzeme beton olmuştur. Burada elimizde uzama limitine ait eğrilik ve moment bulunduğundan kesite elastik eğilme rijitliği belirlenir. Kesitte akma sınırına gelen ilk malzeme 726.41 kNM değeriyle beton olmuştur. Kesitte plastik kısmı oluşturmak için xtract verilerinden oluşan maksimum momenti 705.2 kNM olarak belirlenmiştir.



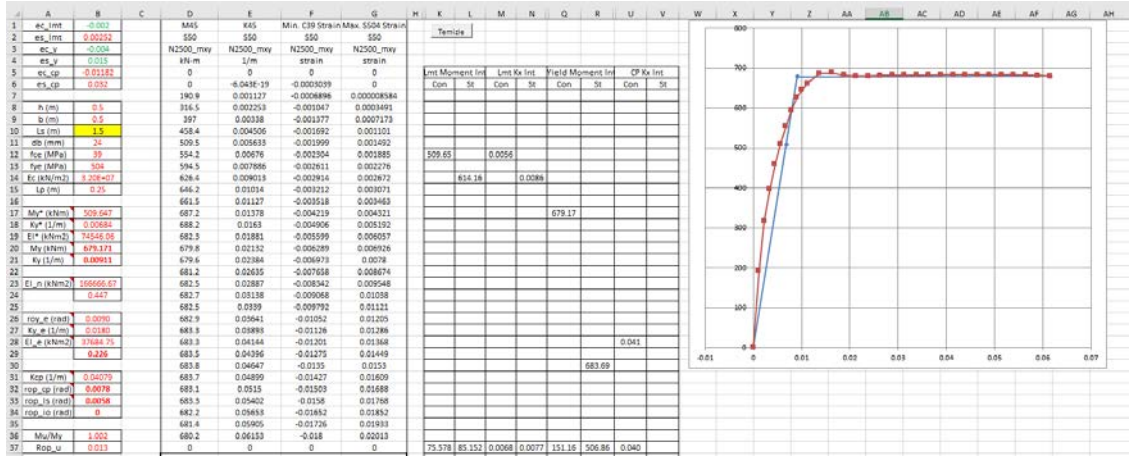
Şekil 3.22: S50*50 Kolonunun N=5000 KN için 45° açıdaki moment eğrilik grafiği

Şekil 36'da S50*50 kolonuna uygulanan 2500 kN altında 0^0 ve 90^0 açı da basınç kuvveti altında bilinearizasyon grafiği verilmiştir. Kolonda elastik kısmı oluşturmak için betonda 0.002 uzama limitine denk gelen moment 657.48 kNM okunur sonra çelikte 0.00252 uzamada oluşan moment 688.98 kNM değerine bakılır. Kesitte ilk akmaya ulaşan malzeme beton olmuştur. Burada elimizde uzama limitine ait eğrilik ve moment bulunduğundan kesite elastik eğilme rijitliği belirlenir. Kesitte akma sınırına gelen ilk malzeme 718.756 kNM değeriyle beton olmuştur. Kesitte plastik kısmı oluşturmak için xtract verilerinden oluşan maksimum momenti 711.2 kNM olarak belirlenmiştir.



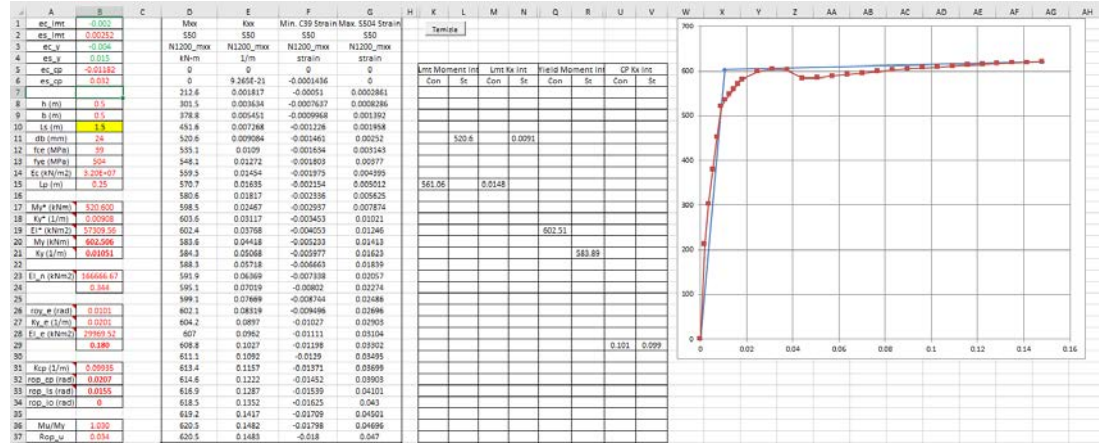
Şekil 3.23: S50*50 Kolonunun N=2500 KN için 0^0 ve 90^0 açıdaki moment eğrilik grafiği

Şekil 37'de S50*50 kolonuna uygulanan 2500 kN altında 45^0 açı da basınç kuvveti altında bilinearizasyon grafiği verilmiştir. Kolonda elastik kısmı oluşturmak için betonda 0.002 uzama limitine denk gelen moment 509.65 kNM okunur sonra çelikte 0.00252 uzamada oluşan moment 614.16 kNM değerine bakılır. Kesitte ilk akmaya ulaşan malzeme beton olmuştur. Burada elimizde uzama limitine ait eğrilik ve moment bulunduğundan kesite elastik eğilme rijitliği belirlenir. Kesitte akma sınırına gelen ilk malzeme 683.69 kNM değeriyle beton olmuştur. Kesitte plastik kısmı oluşturmak için xtract verilerinden oluşan maksimum momenti 680.2 kNM olarak belirlenmiştir.



Şekil 3.24: S50*50 Kolonunun N=2500 KN için 45^0 açındaki moment eğrilik grafiği

Şekil 38’de S50*50 kolonuna uygulanan 1200 kN altında 0^0 ve 90^0 açılı da basınç kuvveti altında bilinearizasyon grafiği verilmiştir. Kolonda elastik kısmı oluşturmak için betonda 0.002 uzama limitine denk gelen moment 561.06 kNm okunur sonra çelikte 0.00252 uzamada oluşan moment 520.6 kNm değerine bakılır. Kesitte ilk akmaya ulaşan malzeme çelik olmuştur. Burada elimizde uzama limitine ait eğrilik ve moment bulunduğundan kesite elastik eğilme rijitliği belirlenir. Kesitte akma sınırına gelen ilk malzeme 583.89 kNm değeriyle çelik olmuştur. Kesitte plastik kısmı oluşturmak için xtract verilerinden oluşan maksimum momenti 620.5 kNm olarak belirlenmiştir.



Şekil 3.25: S50*50 Kolonunun N=1200 KN için 0^0 ve 90^0 açındaki moment eğrilik grafiği

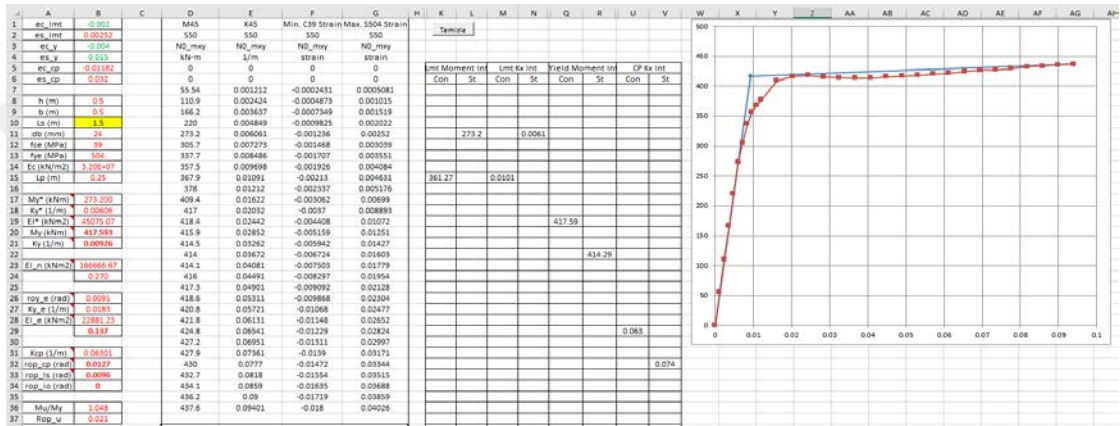
Şekil 39’da S50*50 kolonuna uygulanan 1200 kN altında 45^0 açılı da basınç kuvveti altında bilinearizasyon grafiği verilmiştir. Kolonda elastik kısmı oluşturmak için betonda 0.002 uzama limitine denk gelen moment 460.47 kNm okunur sonra çelikte 0.00252 uzamada oluşan moment 463.46 kNm değerine

[illegible]

Şekil 40'ta S50*50 kolonuna uygulanan 0 kN altında 0^0 ve 90^0 açı da basınç kuvveti altında bilinearizasyon grafiği verilmiştir. Kolonda elastik kısmı oluşturmak için betonda 0.002 uzama limitine denk gelen moment 391.55 kNm okunur sonra çelikte 0.00252 uzamada oluşan moment 316.22 kNm değerine bakılır. Kesitte ilk akmaya ulaşan malzeme çelik olmuştur. Burada elimizde uzama limitine ait eğrilik ve moment bulunduğundan kesite elastik eğilme rijitliği belirlenir. Kesitte akma sınırına gelen ilk malzeme 400.81 kNm değeriyle çelik olmuştur. Kesitte plastik kısmı oluşturmak için xtract verilerinden oluşan maksimum momenti 464.6 kNm olarak belirlenmiştir.

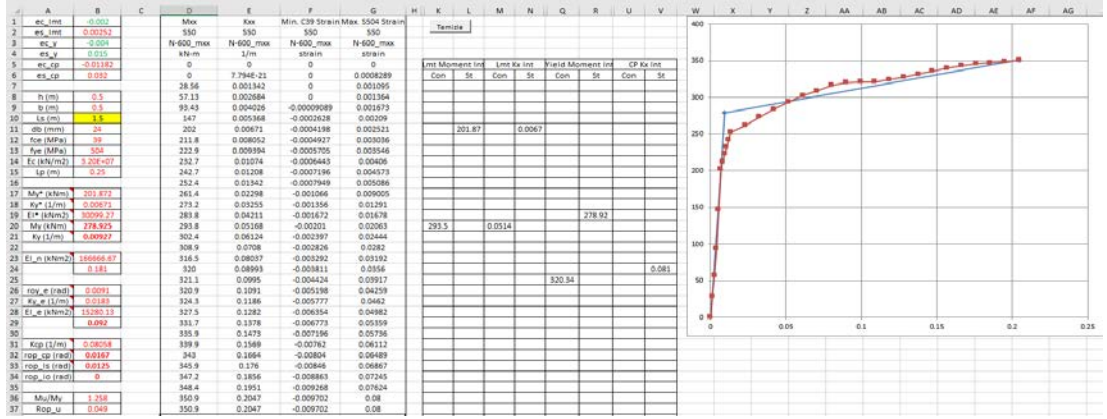


Şekil 41’de S50*50 kolonuna uygulanan 0 kN altında 45^0 açı da basınç kuvveti altında bilinearizasyon grafiği verilmiştir. Kolonda elastik kısmı oluşturmak için betonda 0.002 uzama limitine denk gelen moment 361.27 kNM okunur sonra çelikte 0.00252 uzamada oluşan moment 273.2 kNM değerine bakılır. Kesitte ilk akmaya ulaşan malzeme çelik olmuştur. Burada elimizde uzama limitine ait eğrilik ve moment bulunduğundan kesite elastik eğilme rijitliği belirlenir. Kesitte akma sınırına gelen ilk malzeme 414.29 kNM değeriyle çelik olmuştur. Kesitte plastik kısmı oluşturmak için xtract verilerinden oluşan maksimum moment 437.6 kNM olarak belirlenmiştir.



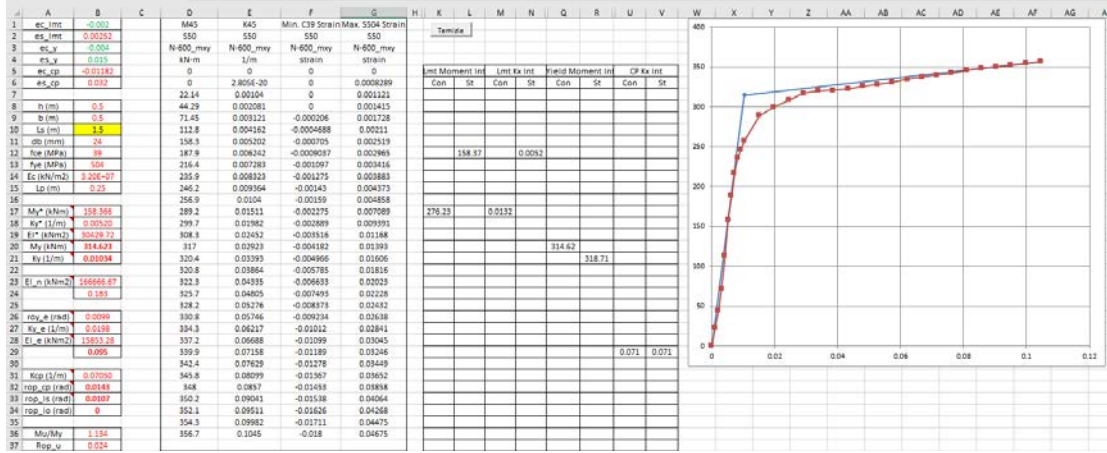
Şekil 3.28: S50*50 Kolonunun N=0 KN için 45^0 açıdaki moment eğrilik grafiği

Şekil 42’de S50*50 kolonuna uygulanan -600 kN altında 0^0 ve 90^0 açı da basınç kuvveti altında bilinearizasyon grafiği verilmiştir. Kolonda elastik kısmı oluşturmak için betonda 0.002 uzama limitine denk gelen moment 293.5 kNM okunur sonra çelikte 0.00252 uzamada oluşan moment 201.87 kNM değerine bakılır. Kesitte ilk akmaya ulaşan malzeme çelik olmuştur. Burada elimizde uzama limitine ait eğrilik ve moment bulunduğundan kesite elastik eğilme rijitliği belirlenir. Kesitte akma sınırına gelen ilk malzeme 278.92 kNM değeriyle çelik olmuştur. Kesitte plastik kısmı oluşturmak için xtract verilerinden oluşan maksimum moment 350.9 kNM olarak belirlenmiştir.



Şekil 3.30: S50*50 Kolonunun N=-600 KN için 0° ve 90° açıdaki moment eğrilik grafiği

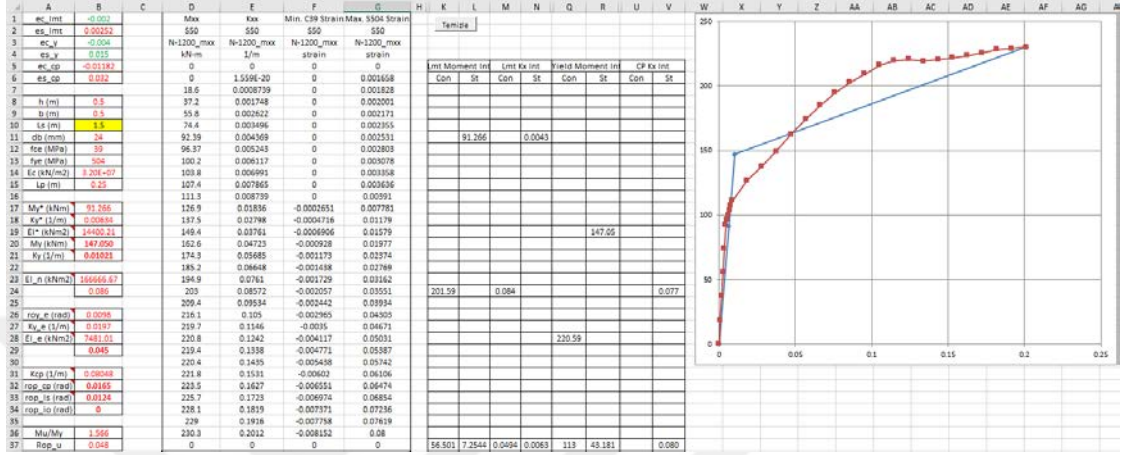
Şekil 43'te S50*50 kolonuna uygulanan -600 kN altında 45° açı da basınç kuvveti altında bilinearizasyon grafiği verilmiştir. Kolonda elastik kısmı oluşturmak için betonda 0.002 uzama limitine denk gelen moment 276.23 kNm okunur sonra çelikte 0.00252 uzamada oluşan moment 158.37 kNm değerine bakılır. Kesitte ilk akmaya ulaşan malzeme çelik olmuştur. Burada elimizde uzama limitine ait eğrilik ve moment bulunduğuandan kesite elastik eğilme rijitliği belirlenir. Kesitte akma sınırına gelen ilk malzeme 314.62 kNm değeriyle beton olmuştur. Kesitte plastik kısmı oluşturmak için xtract verilerinden oluşan maksimum momenti 356.7 kNm olarak belirlenmiştir.



Şekil 3.31: S50*50 Kolonunun N=-600 KN için 45° açıdaki moment eğrilik grafiği

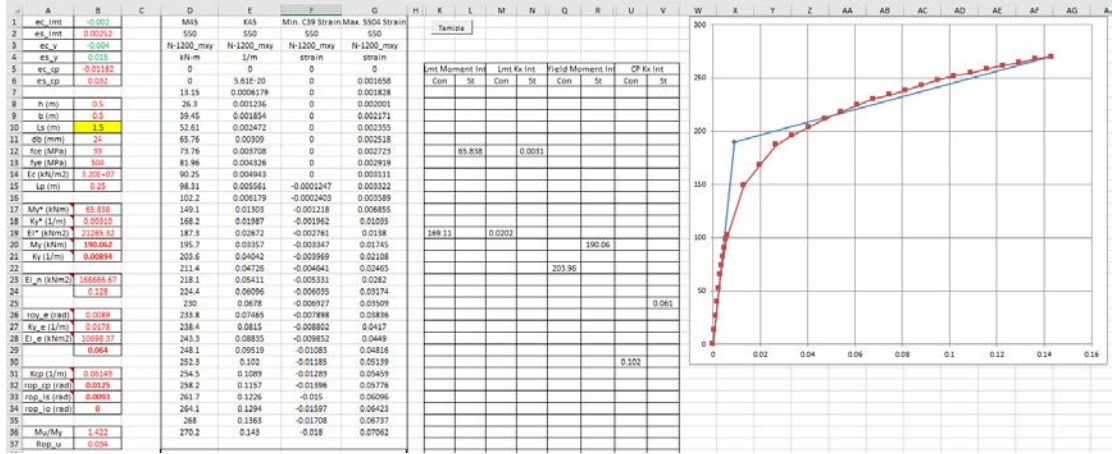
Şekil 44'te S50*50 kolonuna uygulanan -1200 kN altında 0° ve 90° açı da basınç kuvveti altında bilinearizasyon grafiği verilmiştir. Kolonda elastik kısmı oluşturmak için betonda 0.002 uzama limitine denk gelen moment 201.59 kNm okunur sonra çelikte 0.00252 uzamada oluşan moment 91.266 kNm değerine

bakılır. Kesitte ilk akmaya ulaşan malzeme çelik olmuştur. Burada elimizde uzama limitine ait eğrilik ve moment bulunduğundan kesite elastik eğilme rijitliği belirlenir. Kesitte akma sınırına gelen ilk malzeme 147.05 kNM değeriyle çelik olmuştur. Kesitte plastik kısmı oluşturmak için xtract verilerinden oluşan maksimum momenti 230.3 kNM olarak belirlenmiştir.



Şekil 3.32: S50*50 Kolonunun N=-1200 KN için 0° ve 90° açıdaki moment eğrilik grafiği

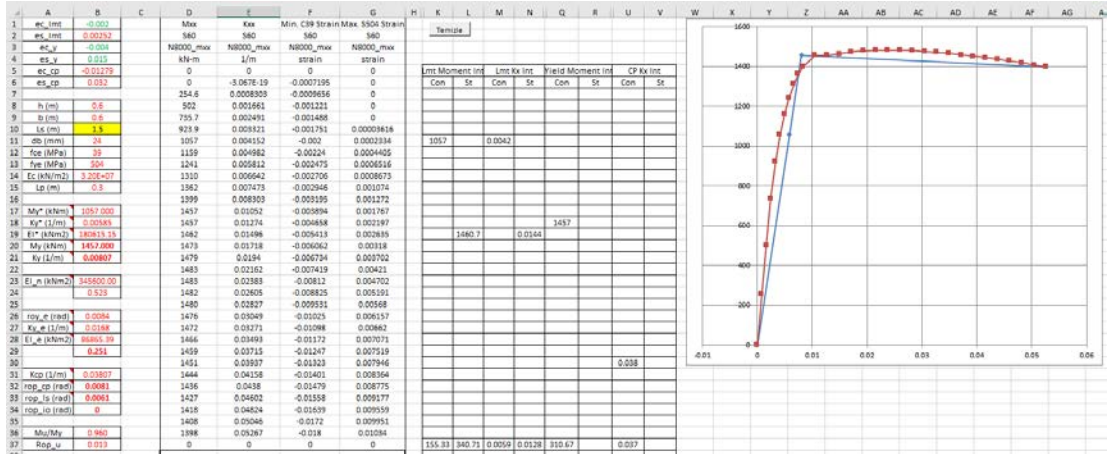
Şekil 45'te S50*50 kolonuna uygulanan -1200 kN altında 45° açı da basınç kuvveti altında bilinearizasyon grafiği verilmiştir. Kolonda elastik kısmı oluşturmak için betonda 0.002 uzama limitine denk gelen moment 169.11 kNM okunur sonra çelikte 0.00252 uzamada oluşan moment 65.838 kNM değerine bakılır. Kesitte ilk akmaya ulaşan malzeme çelik olmuştur. Burada elimizde uzama limitine ait eğrilik ve moment bulunduğundan kesite elastik eğilme rijitliği belirlenir. Kesitte akma sınırına gelen ilk malzeme 190.06 kNM değeriyle çelik olmuştur. Kesitte plastik kısmı oluşturmak için xtract verilerinden oluşan maksimum momenti 270.2 kNM olarak belirlenmiştir.



Şekil 3.33: S50*50 Kolonunun N=-1200 KN için 45° açıdaki moment eğrilik grafiği

3.2.4.2 S60*60 Kolona ait moment eğrilik ilişkisi

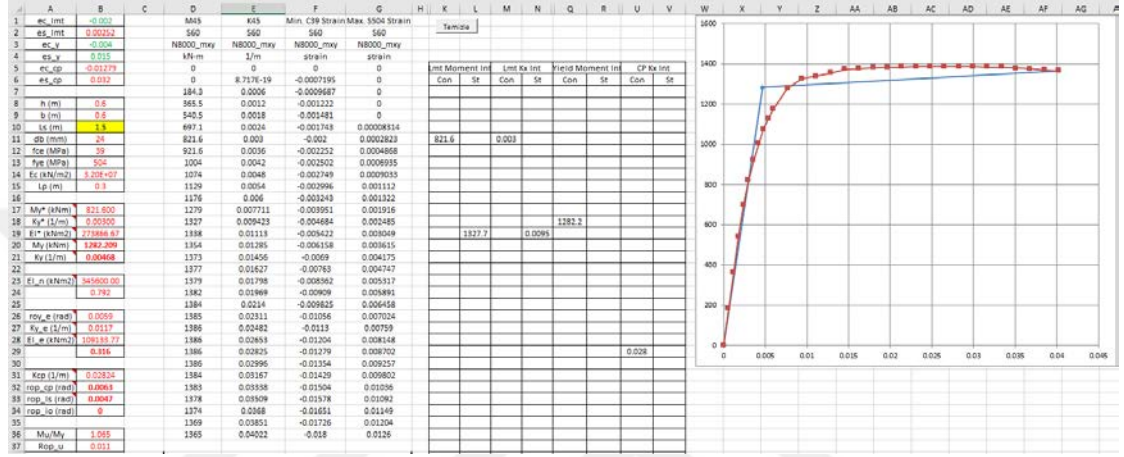
Şekil 46'da S60*60 kolonuna uygulanan 8000 kN altında 0° ve 90° açı da basınç kuvveti altında bilinearizasyon grafiği verilmiştir. Kolonda elastik kısmı oluşturmak için betonda 0.002 uzama limitine denk gelen moment 1057 kNM okunur sonra çelikte 0.00252 uzamada oluşan moment 1460.7 kNM değerine bakılır. Kesitte ilk akmaya ulaşan malzeme beton olmuştur. Burada elimizde uzama limitine ait eğrilik ve moment bulunduğundan kesite elastik eğilme rijitliği belirlenir. Kesitte akma sınırına gelen ilk malzeme 1457 kNM değeriyle beton olmuştur. Kesitte plastik kısmı oluşturmak için xtract verilerinden oluşan maksimum momenti 1398 kNM olarak belirlenmiştir.



Şekil 3.34: S60*60 Kolonunun N=8000 KN için 0° ve 90° açıdaki moment eğrilik grafiği

Şekil 47'de S60*60 kolonuna uygulanan 8000 kN altında 45° açı da basınç kuvveti altında bilinearizasyon grafiği verilmiştir. Kolonda elastik kısmı

oluşturmak için betonda 0.002 uzama limitine denk gelen moment 821.6 kNM okunur sonra çelikte 0.00252 uzamada oluşan moment 1327.7 kNM değerine bakılır. Kesitte ilk akmaya ulaşan malzeme beton olmuştur. Burada elimizde uzama limitine ait eğrilik ve moment bulunduğuandan kesite elastik eğilme rijitliği belirlenir. Kesitte akma sınırına gelen ilk malzeme 1282.2 kNM değeriyle beton olmuştur. Kesitte plastik kısmı oluşturmak için xtract verilerinden oluşan maksimum momenti 1365 kNM olarak belirlenmiştir.



Şekil 3.35: S60*60 Kolonunun N=8000 KN için 45° açıdaki moment eğrilik grafiği

Şekil 48'de S60*60 kolonuna uygulanan 4000 kN altında 0° ve 90° açı da basınç kuvveti altında bilinearizasyon grafiği verilmiştir. Kolonda elastik kısmı oluşturmak için betonda 0.002 uzama limitine denk gelen moment 1154.4 kNM okunur sonra çelikte 0.00252 uzamada oluşan moment 1265.4 kNM değerine bakılır. Kesitte ilk akmaya ulaşan malzeme beton olmuştur. Burada elimizde uzama limitine ait eğrilik ve moment bulunduğuandan kesite elastik eğilme rijitliği belirlenir. Kesitte akma sınırına gelen ilk malzeme 1339.1 kNM değeriyle çelik olmuştur. Kesitte plastik kısmı oluşturmak için xtract verilerinden oluşan maksimum momenti 1346 kNM olarak belirlenmiştir.

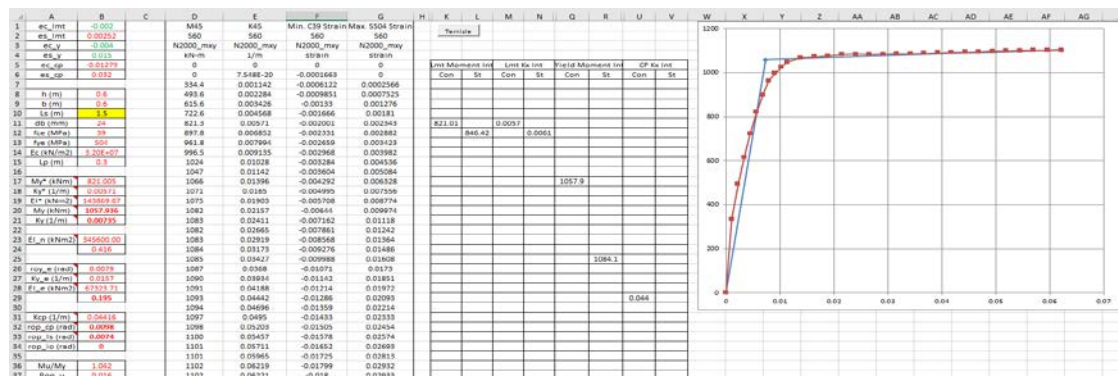


	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y	Z	AA	AB	AC	AD	AE	AF	AG	AH	AI	AJ	AK	AL	AM	AN	AO	AP	AQ	AR	AS	AT	AU	AV	AW	AX	AY	AZ	BA	BB	BC	BD	BE	BF	BG	BH	BI	BJ	BK	BL	BM	BN	BO	BP	BQ	BR	BS	BT	BU	BV	BW	BX	BY	BZ	CA	CB	CC	CD	CE	CF	CG	CH	CI	CJ	CK	CL	CM	CN	CO	CP	CQ	CR	CS	CT	CU	CV	CW	CX	CY	CZ	DA	DB	DC	DD	DE	DF	DG	DH	DI	DJ	DK	DL	DM	DN	DO	DP	DQ	DR	DS	DT	DU	DV	DW	DX	DY	DZ	EA	EB	EC	ED	EE	EF	EG	EH	EI	EJ	EK	EL	EM	EN	EO	EP	EQ	ER	ES	ET	EU	EV	EW	EX	EY	EZ	FA	FB	FC	FD	FE	FF	FG	FH	FI	FJ	FK	FL	FM	FN	FO	FP	FQ	FR	FS	FT	FU	FV	FW	FX	FY	FZ	GA	GB	GC	GD	GE	GF	GG	GH	GI	GJ	GK	GL	GM	GN	GO	GP	GQ	GR	GS	GT	GU	GV	GW	GX	GY	GZ	HA	HB	HC	HD	HE	HF	HG	HH	HI	HJ	HK	HL	HM	HN	HO	HP	HQ	HR	HS	HT	HU	HV	HW	HX	HY	HZ	IA	IB	IC	ID	IE	IF	IG	IH	II	IJ	IK	IL	IM	IN	IO	IP	IQ	IR	IS	IT	IU	IV	IW	IX	IY	IZ	JA	JB	JC	JD	JE	JF	JG	JH	JI	IJ	JK	KL	KM	KN	KO	KP	KQ	KR	KS	KT	KU	KV	KW	KX	KY	KZ	LA	LB	LC	LD	LE	LF	LG	LH	LI	LJ	LK	LM	LN	LO	LP	LQ	LR	LS	LT	LU	LV	LW	LX	LY	LZ	MA	MB	MC	MD	ME	MF	MG	MH	MI	MJ	MK	ML	MM	MN	MO	MP	MQ	MR	MS	MT	MU	MV	MW	MX	MY	MZ	NA	NB	NC	ND	NE	NF	NG	NH	NI	NJ	NK	NL	NM	NN	NO	NP	NQ	NR	NS	NT	NU	NV	NW	NX	NY	NZ	OA	OB	OC	OD	OE	OF	OG	OH	OI	OJ	OK	OL	OM	ON	OO	OP	OQ	OR	OS	OT	OU	OV	OW	OX	OY	OZ	PA	PB	PC	PD	PE	PF	PG	PH	PI	PJ	PK	PL	PM	PN	PO	PP	PQ	PR	PS	PT	PU	PV	PW	PX	PY	PZ	QA	QB	QC	QD	QE	QF	QG	QH	QI	QJ	QK	QL	QM	QN	QO	QP	QR	QS	QT	QU	QV	QW	QX	QY	QZ	RA	RB	RC	RD	RE	RF	RG	RH	RI	RJ	RK	RL	RM	RN	RO	RP	RQ	RR	RS	RT	RU	RV	RW	RX	RY	RZ	SA	SB	SC	SD	SE	SF	SG	SH	SI	SJ	SK	SL	SM	SN	SO	SP	SQ	SR	SS	ST	SU	SV	SW	SX	SY	SZ	TA	TB	TC	TD	TE	TF	TG	TH	TI	TJ	TK	TL	TM	TN	TO	TP	TQ	TR	TS	TU	TV	TW	TX	TY	TZ	UA	UB	UC	UD	UE	UF	UG	UH	UI	UJ	UK	UL	UM	UN	UO	UP	UQ	UR	US	UT	UU	UV	UW	UX	UY	UZ	VA	VB	VC	VD	VE	VF	VG	VH	VI	VJ	VK	VL	VM	VN	VO	VP	VQ	VR	VS	VT	VU	VV	VW	VX	VY	VZ	WA	WB	WC	WD	WE	WF	WG	WH	WI	WJ	WK	WL	WM	WN	WO	WP	WQ	WR	WS	WT	WU	WV	WW	WX	WY	WZ	XA	XB	XC	XD	XE	XF	XG	XH	XI	XJ	XK	XL	XM	XN	XO	XP	XQ	XR	XS	XT	XU	XV	XW	XX	XY	XZ	YA	YB	YC	YD	YE	YF	YG	YH	YI	YJ	YK	YL	YM	YN	YO	YP	YQ	YR	YS	YT	YU	YV	YW	YX	YY	YZ	ZA	ZB	ZC	ZD	ZE	ZF	ZG	ZH	ZI	ZJ	ZK	ZL	ZM	ZN	ZO	ZP	ZQ	ZR	ZS	ZT	ZU	ZV	ZW	ZX	ZY	ZZ	AA	AB	AC	AD	AE	AF
--	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----

Şekil 50’de S60*60 kolonuna uygulanan 2000 kN altında 0^0 ve 90^0 açı da basınç kuvveti altında bilinearizasyon grafiği verilmiştir. Kolonda elastik kısmı oluşturmak için betonda 0.002 uzama limitine denk gelen moment 1032.9 kNm okunur sonra çelikte 0.00252 uzamada oluşan moment 959.15 kNm değerine

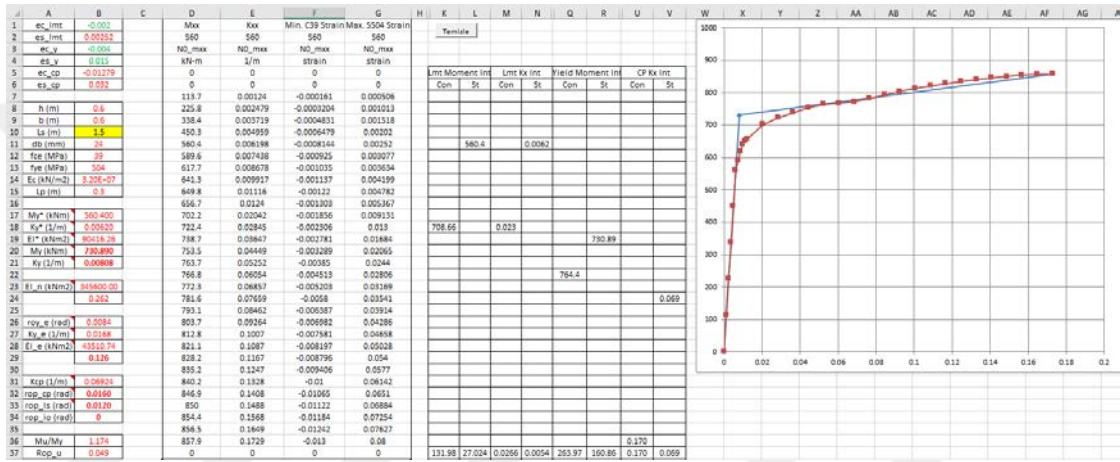
[illegible]

Şekil 51’de S60*60 kolonuna uygulanan 2000 kN altında 45^0 açı da basınç kuvveti altında bilinearizasyon grafiği verilmiştir. Kolonda elastik kısmı oluşturmak için betonda 0.002 uzama limitine denk gelen moment 821.01 kNm okunur sonra çelikte 0.00252 uzamada oluşan moment 846.42 kNm değerine bakılır. Kesitte ilk akmaya ulaşan malzeme beton olmuştur. Burada elimizde uzama limitine ait eğrilik ve moment bulunduğundan kesite elastik eğilme rijitliği belirlenir. Kesitte akma sınırına gelen ilk malzeme 1057.9 kNm değeriyle beton olmuştur. Kesitte plastik kısmı oluşturmak için xtract verilerinden oluşan maksimum momenti 1102 kNm olarak belirlenmiştir.



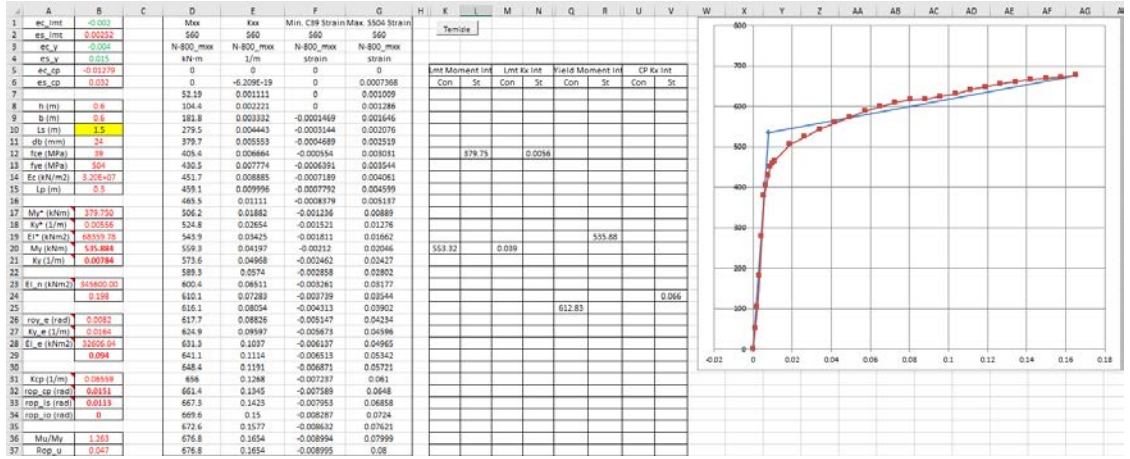
45

Şekil 52’de S60*60 kolonuna uygulanan 0 kN altında 0^0 ve 90^0 açı da basınç kuvveti altında bilinearizasyon grafiği verilmiştir. Kolonda elastik kısmı oluşturmak için betonda 0.002 uzama limitine denk gelen moment 708.66 kNM okunur sonra çelikte 0.00252 uzamada oluşan moment 560.4 kNM değerine bakılır. Kesitte ilk akmaya ulaşan malzeme çelik olmuştur. Burada elimizde uzama limitine ait eğrilik ve moment bulunduğundan kesite elastik eğilme rijitliği belirlenir. Kesitte akma sınırına gelen ilk malzeme 730.89 kNM değeriyle çelik olmuştur. Kesitte plastik kısmı oluşturmak için xtract verilerinden oluşan maksimum momenti 857.9 kNM olarak belirlenmiştir.



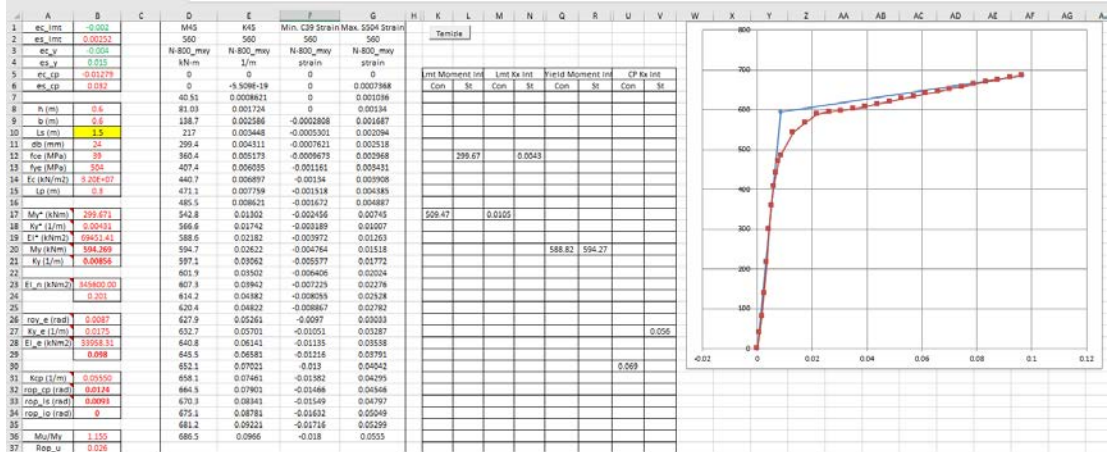
Şekil 3.40: S60*60 Kolonunun N=0 kN için 0^0 ve 90^0 açıdaki moment eğrilik grafiği

Şekil 53’te S60*60 kolonuna uygulanan -800 kN altında 0^0 ve 90^0 açı da basınç kuvveti altında bilinearizasyon grafiği verilmiştir. Kolonda elastik kısmı oluşturmak için betonda 0.002 uzama limitine denk gelen moment 553.32 kNM okunur sonra çelikte 0.00252 uzamada oluşan moment 379.75 kNM değerine bakılır. Kesitte ilk akmaya ulaşan malzeme çelik olmuştur. Burada elimizde uzama limitine ait eğrilik ve moment bulunduğundan kesite elastik eğilme rijitliği belirlenir. Kesitte akma sınırına gelen ilk malzeme 535.88 kNM değeriyle çelik olmuştur. Kesitte plastik kısmı oluşturmak için xtract verilerinden oluşan maksimum momenti 676.8 kNM olarak belirlenmiştir.



Şekil 3.41: S60*60 Kolonunun N=-800 KN için 0° ve 90° açıdaki moment eğrilik grafiği

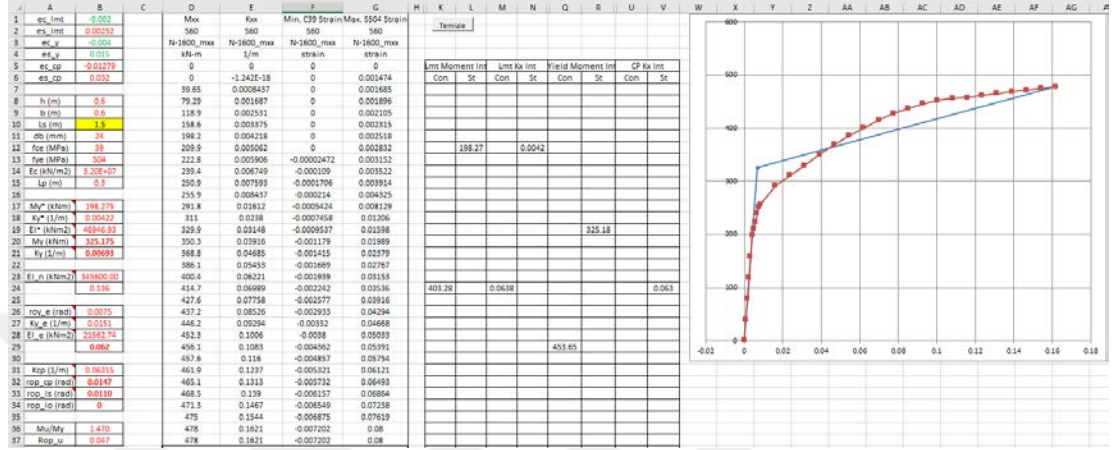
Şekil 54'te S60*60 kolonuna uygulanan -800 kN altında 45° açı da basınç kuvveti altında bilinearizasyon grafiği verilmiştir. Kolonda elastik kısmı oluşturmak için betonda 0.002 uzama limitine denk gelen moment 509.47 kNM okunur sonra çelikte 0.00252 uzamada oluşan moment 299.67 kNM değerine bakılır. Kesitte ilk akmaya ulaşan malzeme çelik olmuştur. Burada elimizde uzama limitine ait eğrilik ve moment bulunduğundan kesite elastik eğilme rijitliği belirlenir. Kesitte akma sınırına gelen ilk malzeme 588.82 kNM değerinde beton olmuştur. Kesitte plastik kısmı oluşturmak için xtract verilerinden oluşan maksimum momenti 686.5 kNM olarak belirlenmiştir.



Şekil 3.42: S60*60 Kolonunun N=-800 KN için 45° açıdaki moment eğrilik grafiği

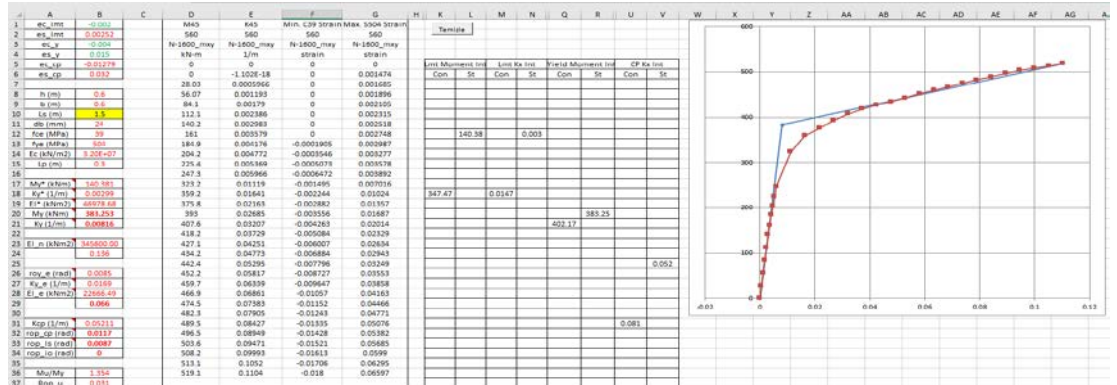
Şekil 55'te S60*60 kolonuna uygulanan -1600 kN altında 0° ve 90° açı da basınç kuvveti altında bilinearizasyon grafiği verilmiştir. Kolonda elastik kısmı oluşturmak için betonda 0.002 uzama limitine denk gelen moment 403.28 kNM okunur sonra çelikte 0.00252 uzamada oluşan moment 198.27 kNM değerine

bakılır. Kesitte ilk akmaya ulaşan malzeme çelik olmuştur. Burada elimizde uzama limitine ait eğrilik ve moment bulunduğundan kesite elastik eğilme rijitliği belirlenir. Kesitte akma sınırına gelen ilk malzeme 325.18 kNM değeriyle çelik olmuştur. Kesitte plastik kısmı oluşturmak için xtract verilerinden oluşan maksimum momenti 478 kNM olarak belirlenmiştir.



Şekil 3.43: S60*60 Kolonunun N=-1600 KN için 0° ve 90° açıdaki moment eğrilik grafiği

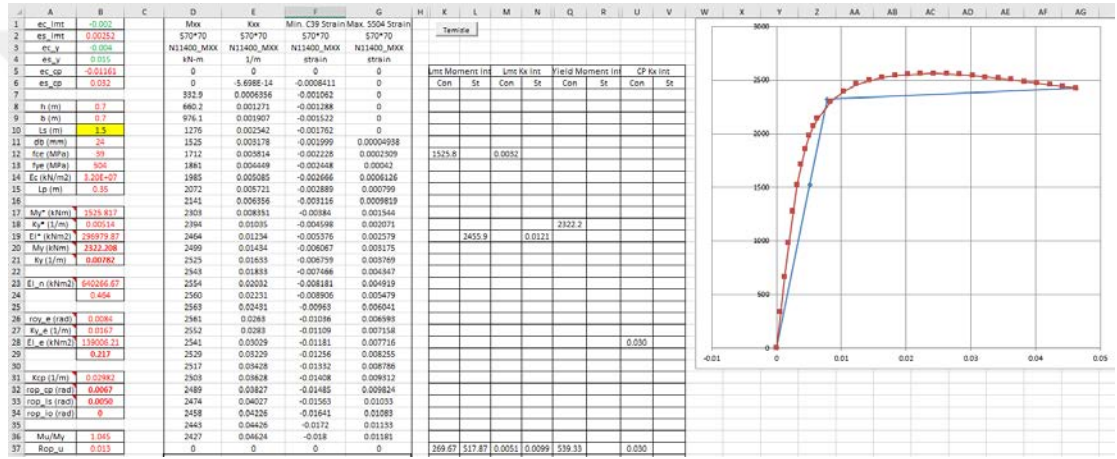
Şekil 56'da S60*60 kolonuna uygulanan -1600 kN altında 45° açı da basınç kuvveti altında bilinearizasyon grafiği verilmiştir. Kolonda elastik kısmı oluşturmak için betonda 0.002 uzama limitine denk gelen moment 347.47 kNM okunur sonra çelikte 0.00252 uzamada oluşan moment 140.38 kNM değerine bakılır. Kesitte ilk akmaya ulaşan malzeme çelik olmuştur. Burada elimizde uzama limitine ait eğrilik ve moment bulunduğundan kesite elastik eğilme rijitliği belirlenir. Kesitte akma sınırına gelen ilk malzeme 383.25 kNM değeriyle çelik olmuştur. Kesitte plastik kısmı oluşturmak için xtract verilerinden oluşan maksimum momenti 519.1 kNM olarak belirlenmiştir.



Şekil 3.44: S60*60 Kolonunun N=-1600 KN için 45° açıdaki moment eğrilik grafiği

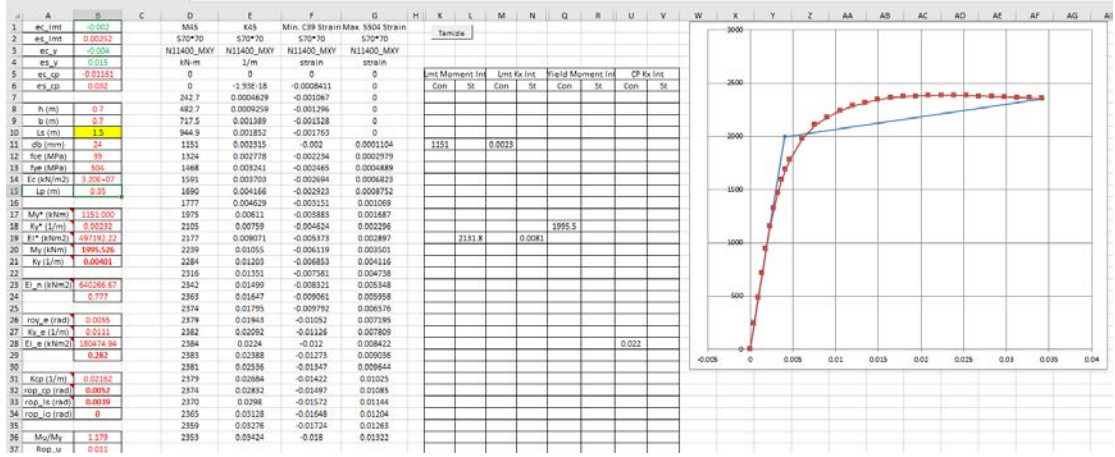
3.2.4.3 S70*70 Kolona ait moment eğrilik ilişkisi

Şekil 57’de S70*70 kolonuna uygulanan 11400 kN altında 0^0 ve 90^0 açı da basınç kuvveti altında bilinearizasyon grafiği verilmiştir. Kolonda elastik kısmı oluşturmak için betonda 0.002 uzama limitine denk gelen moment 1525.8 kNM okunur sonra çelikte 0.00252 uzamada oluşan moment 2455.9 kNM değerine bakılır. Kesitte ilk akmaya ulaşan malzeme beton olmuştur. Burada elimizde uzama limitine ait eğrilik ve moment bulunduğundan kesite elastik eğilme rijitliği belirlenir. Kesitte akma sınırına gelen ilk malzeme 2322.2 kNM değeriyle beton olmuştur. Kesitte plastik kısmı oluşturmak için xtract verilerinden oluşan maksimum momenti 2427 kNM olarak belirlenmiştir.



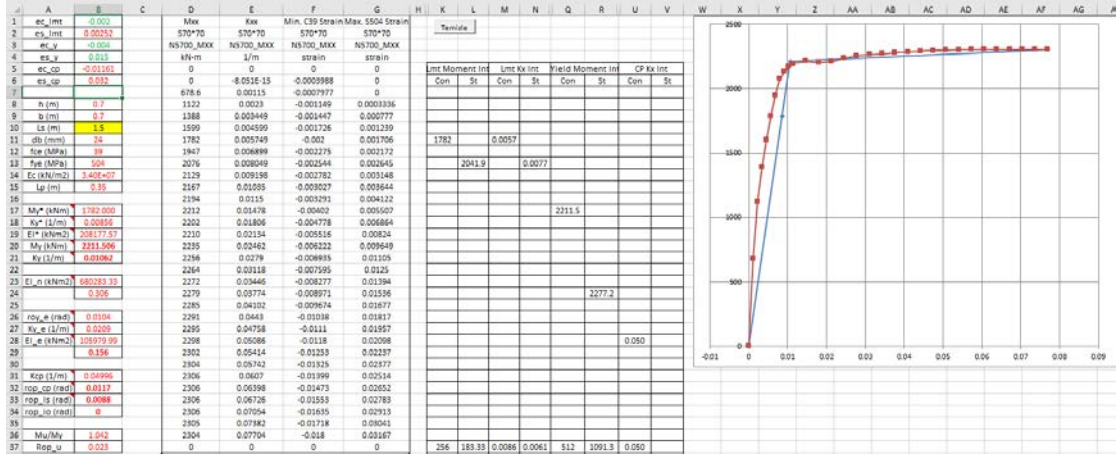
Şekil 3.45: S70*70 Kolonunun N=1400 KN için 0^0 ve 90^0 açındaki moment eğrilik grafiği

Şekil 58’de S70*70 kolonuna uygulanan 11400 kN altında 45^0 açı da basınç kuvveti altında bilinearizasyon grafiği verilmiştir. Kolonda elastik kısmı oluşturmak için betonda 0.002 uzama limitine denk gelen moment 1151 kNM okunur sonra çelikte 0.00252 uzamada oluşan moment 2331.8 kNM değerine bakılır. Kesitte ilk akmaya ulaşan malzeme beton olmuştur. Burada elimizde uzama limitine ait eğrilik ve moment bulunduğundan kesite elastik eğilme rijitliği belirlenir. Kesitte akma sınırına gelen ilk malzeme 1995.5 kNM değeriyle beton olmuştur. Kesitte plastik kısmı oluşturmak için xtract verilerinden oluşan maksimum momenti 2353 kNM olarak belirlenmiştir.



Şekil 3.46: S70*70 Kolonunun N=1400 KN için 45° açıdaki moment eğrilik grafiği

Şekil 59’da S70*70 kolonuna uygulanan 5700 kN altında 0° ve 90° açıda basınç kuvveti altında bilinearizasyon grafiği verilmiştir. Kolonda elastik kısmı oluşturmak için betonda 0.002 uzama limitine denk gelen moment 1782 kNm okunur sonra çelikte 0.00252 uzamada oluşan moment 2041,9 kNm değerine bakılır. Kesitte ilk akmaya ulaşan malzeme beton olmuştur. Burada elimizde uzama limitine ait eğrilik ve moment bulunduğundan kesite elastik eğilme rijitliği belirlenir. Kesitte akma sınırına gelen ilk malzeme 2211.5 kNm değeriyle beton olmuştur. Kesitte plastik kısmı oluşturmak için xtract verilerinden oluşan maksimum momenti 2304 kNm olarak belirlenmiştir.



Şekil 3.47: S70*70 Kolonunun N=5700 KN için 0° ve 90° açıdaki moment eğrilik grafiği

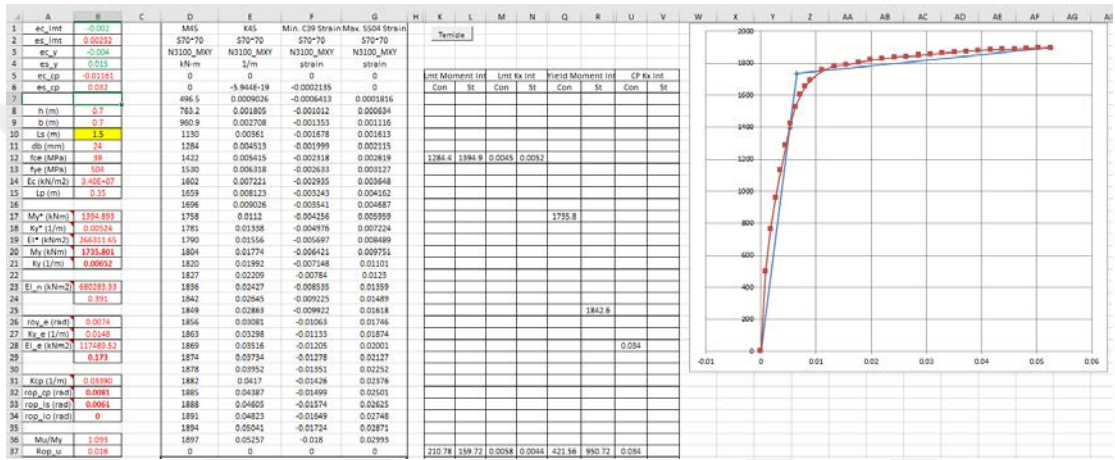
Şekil 60’da S70*70 kolonuna uygulanan 5700 kN altında 45° açıda basınç kuvveti altında bilinearizasyon grafiği verilmiştir. Kolonda elastik kısmı oluşturmak için betonda 0.002 uzama limitine denk gelen moment 1379.5 kNm okunur sonra çelikte 0.00252 uzamada oluşan moment 1782.8 kNm değerine

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y	Z	AA	AB	AC	AD	AE	AF	AG	AH	AI	AJ	AK	AL	AM	AN	AO	AP	AQ	AR	AS	AT	AU	AV	AW	AX	AY	AZ	BA	BB	BC	BD	BE	BF	BG	BH	BI	BJ	BK	BL	BM	BN	BO	BP	BQ	BR	BS	BT	BU	BV	BW	BX	BY	BZ	CA	CB	CC	CD	CE	CF	CG	CH	CI	CJ	CK	CL	CM	CN	CO	CP	CQ	CR	CS	CT	CU	CV	CW	CX	CY	CZ	DA	DB	DC	DD	DE	DF	DG	DH	DI	DJ	DK	DL	DM	DN	DO	DP	DQ	DR	DS	DT	DU	DV	DW	DX	DY	DZ	EA	EB	EC	ED	EE	EF	EG	EH	EI	EJ	EK	EL	EM	EN	EO	EP	EQ	ER	ES	ET	EU	EV	EW	EX	EY	EZ	FA	FB	FC	FD	FE	FF	FG	FH	FI	FJ	FK	FL	FM	FN	FO	FP	FQ	FR	FS	FT	FU	FV	FW	FX	FY	FZ	GA	GB	GC	GD	GE	GF	GG	GH	GI	GJ	GK	GL	GM	GN	GO	GP	GQ	GR	GS	GT	GU	GV	GW	GX	GY	GZ	HA	HB	HC	HD	HE	HF	HG	HH	HI	HJ	HK	HL	HM	HN	HO	HP	HQ	HR	HS	HT	HU	HV	HW	HX	HY	HZ	IA	IB	IC	ID	IE	IF	IG	IH	II	IJ	IK	IL	IM	IN	IO	IP	IQ	IR	IS	IT	IU	IV	IW	IX	IY	IZ	JA	JB	JC	JD	JE	JF	JG	JH	JI	IJ	JK	KL	KM	KN	KO	KP	KQ	KR	KS	KT	KU	KV	KW	KX	KY	KZ	LA	LB	LC	LD	LE	LF	LG	LH	LI	LJ	LK	LL	LM	LN	LO	LP	LQ	LR	LS	LT	LU	LV	LW	LX	LY	LZ	MA	MB	MC	MD	ME	MF	MG	MH	MI	MJ	MK	ML	MM	MN	MO	MP	MQ	MR	MS	MT	MU	MV	MW	MX	MY	MZ	NA	NB	NC	ND	NE	NF	NG	NH	NI	NJ	NK	NL	NM	NN	NO	NP	NQ	NR	NS	NT	NU	NV	NW	NX	NY	NZ	OA	OB	OC	OD	OE	OF	OG	OH	OI	OJ	OK	OL	OM	ON	OO	OP	OQ	OR	OS	OT	OU	OV	OW	OX	OY	OZ	PA	PB	PC	PD	PE	PF	PG	PH	PI	PJ	PK	PL	PM	PN	PO	PP	PQ	PR	PS	PT	PU	PV	PW	PX	PY	PZ	QA	QB	QC	QD	QE	QF	QG	QH	QI	QJ	QK	QL	QM	QN	QO	QP	QQ	QR	QS	QT	QU	QV	QW	QX	QY	QZ	RA	RB	RC	RD	RE	RF	RG	RH	RI	RJ	RK	RL	RM	RN	RO	RP	RQ	RR	RS	RT	RU	RV	RW	RX	RY	RZ	SA	SB	SC	SD	SE	SF	SG	SH	SI	SJ	SK	SL	SM	SN	SO	SP	SQ	SR	SS	ST	SU	SV	SW	SX	SY	SZ	TA	TB	TC	TD	TE	TF	TG	TH	TI	TJ	TK	TL	TM	TN	TO	TP	TQ	TR	TS	TT	TU	TV	TW	TX	TY	TZ	UA	UB	UC	UD	UE	UF	UG	UH	UI	UJ	UK	UL	UM	UN	UO	UP	UQ	UR	US	UT	UU	UV	UW	UX	UY	UZ	VA	VB	VC	VD	VE	VF	VG	VH	VI	VJ	VK	VL	VM	VN	VO	VP	VQ	VR	VS	VT	VU	VV	VW	VX	VY	VZ	WA	WB	WC	WD	WE	WF	WG	WH	WI	WJ	WK	WL	WM	WN	WO	WP	WQ	WR	WS	WT	WU	WV	WW	WX	WY	WZ	XA	XB	XC	XD	XE	XF	XG	XH	XI	XJ	XK	XL	XM	XN	XO	XP	XQ	XR	XS	XT	XU	XV	XW	XX	XY	XZ	YA	YB	YC	YD	YE	YF	YG	YH	YI	YJ	YK	YL	YM	YN	YO	YP	YQ	YR	YS	YT	YU	YV	YW	YX	YY	YZ	ZA	ZB	ZC	ZD	ZE	ZF	ZG	ZH	ZI	ZJ	ZK	ZL	ZM	ZN	ZO	ZP	ZQ	ZR	ZS	ZT	ZU	ZV	ZW	ZX	ZY	ZZ	AA	AB	AC
--	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----

Şekil 61’de S70*70 kolonuna uygulanan 3100 kN altında 0⁰ ve 90⁰ açı da basınç kuvveti altında bilinearizasyon grafiği verilmiştir. Kolonda elastik kısmı oluşturmak için betonda 0.002 uzama limitine denk gelen moment 1674.1 kNm okunur sonra çelikte 0.00252 uzamada oluşan moment 1588.1 kNm değerine bakılır. Kesitte ilk akmaya ulaşan malzeme çelik olmuştur. Burada elimizde uzama limitine ait eğrilik ve moment bulunduğundan kesite elastik eğilme rijitliği belirlenir. Kesitte akma sınırına gelen ilk malzeme 1839.8 kNm değeriyle beton olmuştur. Kesitte plastik kısmı oluşturmak için xtract verilerinden oluşan maksimum momenti 1980 kNm olarak belirlenmiştir.

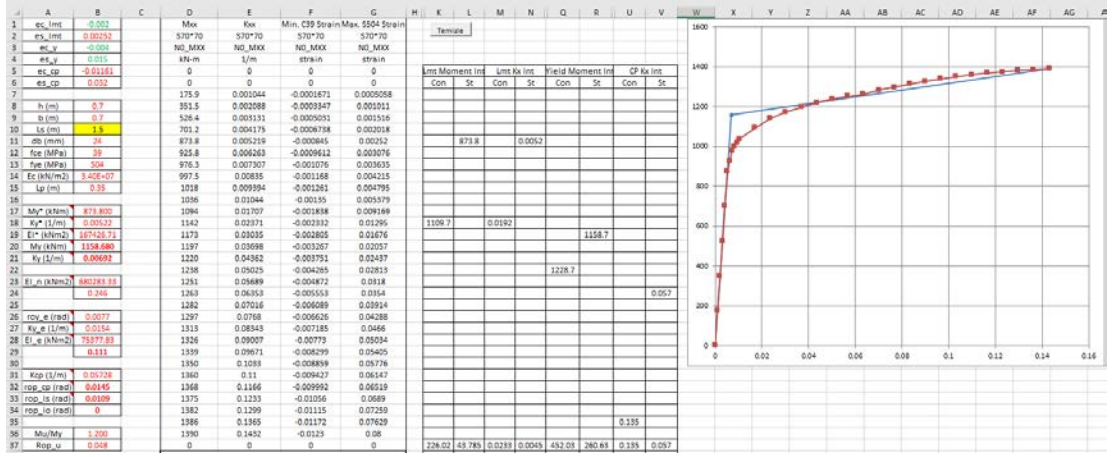
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y	Z	AA	AB	AC	AD	AE	AF	AG	AH	
1	es_min	-0.002		Mbx	750	Min_CPS	StrainMax	5004	Strain																										
2	es_max	0.00219			570-70	570-70	570-70	570-70																											
3	es_min	-0.004		N100_maxX	N100_maxX	N100_maxX	N100_maxX	N100_maxX																											
4	es_max	0.011		N100_maxX	N100_maxX	N100_maxX	N100_maxX	N100_maxX																											
5	es_min	-0.01161		0	0	0	0	0																											
6	es_max	0.021		0	-0.489E-15	0	-0.002195	0																											
7				648.1	0.001315	-0.0006282	0.0002193																												
8	h_min	0.7		993.1	0.002929	-0.0009275	0.0007676																												
9	h_max	1.5		1168	0.003964	-0.001395	0.001147																												
10	ls_min	0.7		1184	0.002359	-0.001457	0.001934																												
11	ls_max	1.5		1188	0.006574	-0.001719	0.002119																												
12	Exp (MPa)	19		1653	0.007888	-0.001926	0.003159																												
13	Exp (MPa)	104		1713	0.009203	-0.002136	0.003797																												
14	ls_min (cm)	3.40E-007		1748	0.01052	-0.002327	0.004544																												
15	ls_max	0.33		1770	0.01183	-0.002513	0.005133																												
16				1790	0.01315	-0.0027	0.005776																												
17	M ₀ (xNm)	1588.102		1838	0.01762	-0.003547	0.008011																												
18	Exp (1/cm)	0.00606		1840	0.02109	-0.004066	0.01018																												
19	E ₁ (xNm)	2.61E+07		1831	0.02856	-0.004848	0.01218																												
20	M ₀ (xNm)	1879.816		1840	0.03104	-0.00557	0.01444																												
21	E ₁ (xNm)	0.00797		1857																															

Şekil 62’de S70*70 kolonuna uygulanan 3100 kN altında 45^0 açı da basınç kuvveti altında bilinearizasyon grafiği verilmiştir. Kolonda elastik kısmı oluşturmak için betonda 0.002 uzama limitine denk gelen moment 1284.4 kNM okunur sonra çelikte 0.00252 uzamada oluşan moment 1394.9 kNM değerine bakılır. Kesitte ilk akmaya ulaşan malzeme beton olmuştur. Burada elimizde uzama limitine ait eğrilik ve moment bulunduğundan kesite elastik eğilme rijitliği belirlenir. Kesitte akma sınırına gelen ilk malzeme 1735.8 kNM değeriyle beton olmuştur. Kesitte plastik kısmı oluşturmak için xtract verilerinden oluşan maksimum momenti 1897 kNM olarak belirlenmiştir.



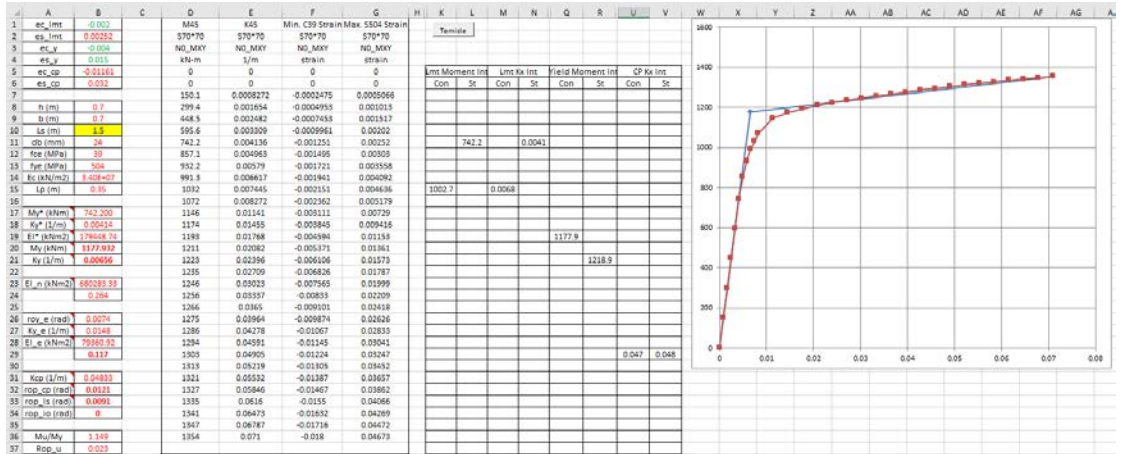
Şekil 3.50: S70*70 Kolonunun N=3100 KN için 45^0 açıdaki moment eğrilik grafiği

Şekil 63’de S70*70 kolonuna uygulanan 0 kN altında 0^0 ve 90^0 açı da basınç kuvveti altında bilinearizasyon grafiği verilmiştir. Kolonda elastik kısmı oluşturmak için betonda 0.002 uzama limitine denk gelen moment 1109.7 kNM okunur sonra çelikte 0.00252 uzamada oluşan moment 873.8 kNM değerine bakılır. Kesitte ilk akmaya ulaşan malzeme çelik olmuştur. Burada elimizde uzama limitine ait eğrilik ve moment bulunduğundan kesite elastik eğilme rijitliği belirlenir. Kesitte akma sınırına gelen ilk malzeme 1158.7 kNM değeriyle çelik olmuştur. Kesitte plastik kısmı oluşturmak için xtract verilerinden oluşan maksimum momenti 1390 kNM olarak belirlenmiştir.



Şekil 3.51: S70*70 Kolonunun N=0 KN için 0° ve 90° açıdaki moment eğrilik grafiği

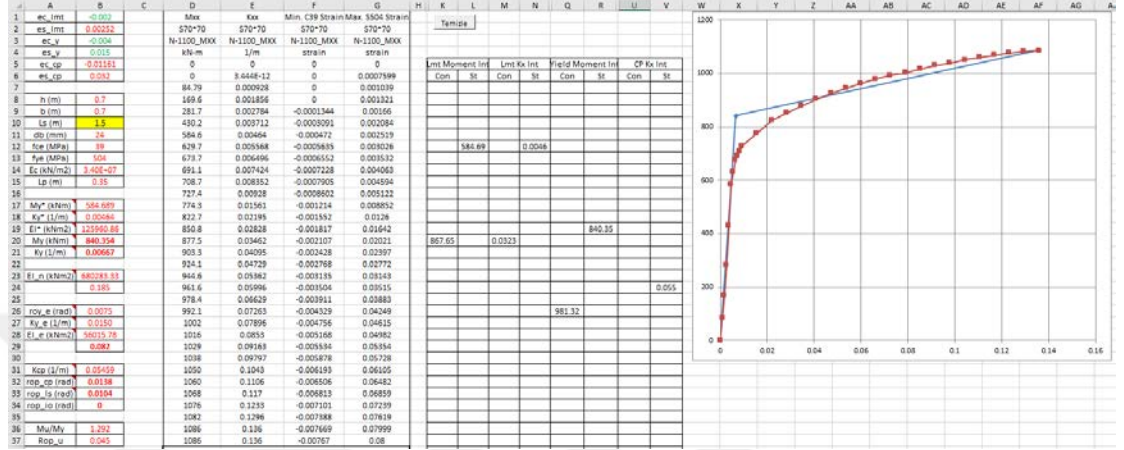
Şekil 64'te S70*70 kolonuna uygulanan 0 kN altında 45° açı da basınç kuvveti altında bilinearizasyon grafiği verilmiştir. Kolonda elastik kısmı oluşturmak için betonda 0.002 uzama limitine denk gelen moment 1002.7 kNm okunur sonra çelikte 0.00252 uzamada oluşan moment 742.2 kNm değerine bakılır. Kesitte ilk akmaya ulaşan malzeme çelik olmuştur. Burada elimizde uzama limitine ait eğrilik ve moment bulunduğuandan kesite elastik eğilme rijitliği belirlenir. Kesitte akma sınırına gelen ilk malzeme 1177.9 kNm değeriyle beton olmuştur. Kesitte plastik kısmı oluşturmak için xtract verilerinden oluşan maksimum momenti 1354 kNm olarak belirlenmiştir.



Şekil 3.52: S70*70 Kolonunun N=0 KN için 45° açıdaki moment eğrilik grafiği

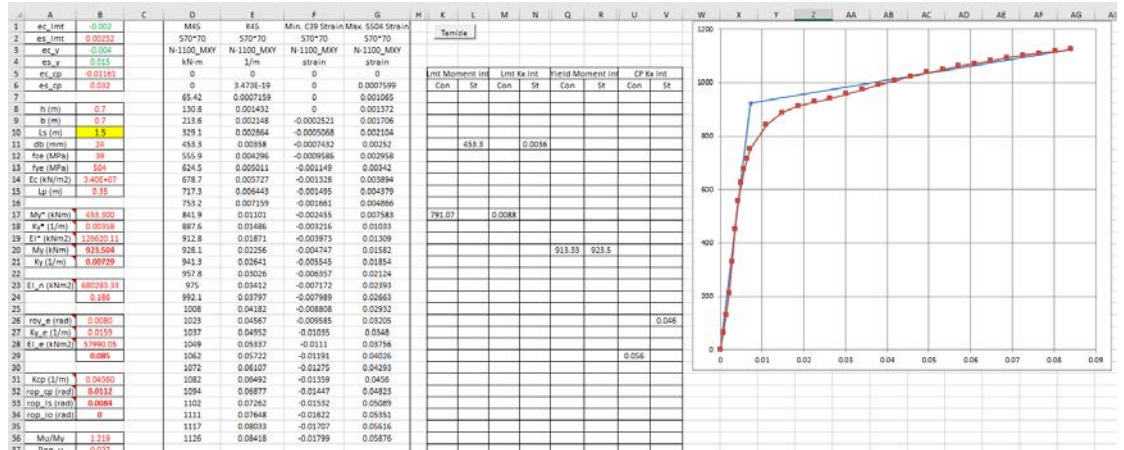
Şekil 65'te S70*70 kolonuna uygulanan -1100 kN altında 0° ve 90° açı da basınç kuvveti altında bilinearizasyon grafiği verilmiştir. Kolonda elastik kısmı oluşturmak için betonda 0.002 uzama limitine denk gelen moment 867.65 kNm okunur sonra çelikte 0.00252 uzamada oluşan moment 584.69 kNm değerine

bakılır. Kesitte ilk akmaya ulaşan malzeme çelik olmuştur. Burada elimizde uzama limitine ait eğrilik ve moment bulunduğundan kesite elastik eğilme rijitliği belirlenir. Kesitte akma sınırına gelen ilk malzeme 840.35 kNM değeriyle çelik olmuştur. Kesitte plastik kısmı oluşturmak için xtract verilerinden oluşan maksimum momenti 1086 kNM olarak belirlenmiştir.



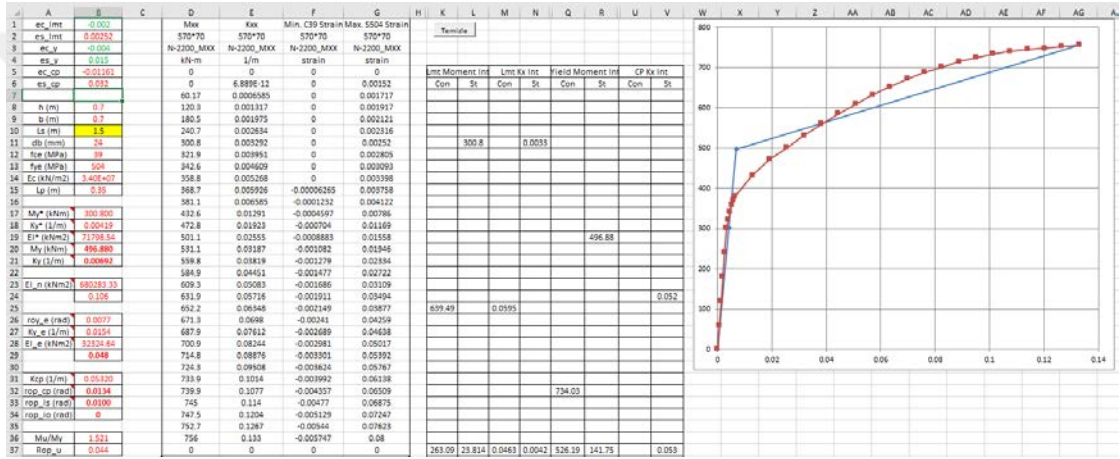
Şekil 3.53: S70*70 Kolonunun N=-1100 KN için 0° ve 90° açıdaki moment eğrilik grafiği

Şekil 6'da S70*70 kolonuna uygulanan -1100 kN altında 45° açı da basınç kuvveti altında bilinearizasyon grafiği verilmiştir. Kolonda elastik kısmı oluşturmak için betonda 0.002 uzama limitine denk gelen moment 791.07 kNM okunur sonra çelikte 0.00252 uzamada oluşan moment 463.3 kNM değerine bakılır. Kesitte ilk akmaya ulaşan malzeme çelik olmuştur. Burada elimizde uzama limitine ait eğrilik ve moment bulunduğundan kesite elastik eğilme rijitliği belirlenir. Kesitte akma sınırına gelen ilk malzeme 913.33 kNM değeriyle beton olmuştur. Kesitte plastik kısmı oluşturmak için xtract verilerinden oluşan maksimum momenti 1126 kNM olarak belirlenmiştir.



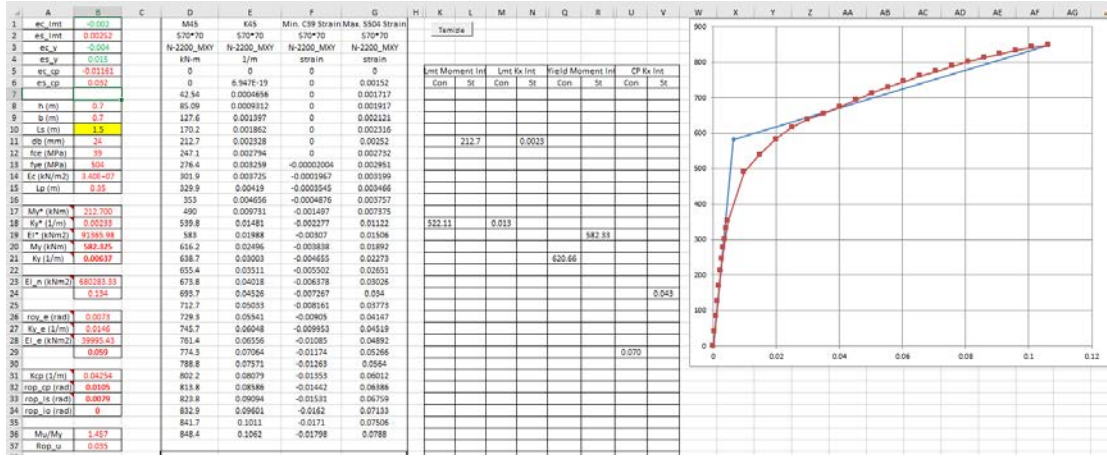
Şekil 3.54: S70*70 Kolonunun $N=-1100$ KN için 45^0 açındaki moment eğrilik grafiği

Şekil 67’de S70*70 kolonuna uygulanan -2200 kN altında 0^0 ve 90^0 açı da basınç kuvveti altında bilinearizasyon grafiği verilmiştir. Kolonda elastik kısmı oluşturmak için betonda 0.002 uzama limitine denk gelen moment 639.49 kNM okunur sonra çelikte 0.00252 uzamada oluşan moment 300.8 kNM değerine bakılır. Kesitte ilk akmaya ulaşan malzeme çelik olmuştur. Burada elimizde uzama limitine ait eğrilik ve moment bulunduğundan kesite elastik eğilme rijitliği belirlenir. Kesitte akma sınırına gelen ilk malzeme 496.88 kNM değeriyle çelik olmuştur. Kesitte plastik kısmı oluşturmak için xtract verilerinden oluşan maksimum momenti 756 kNM olarak belirlenmiştir.



Şekil 3.55: S70*70 Kolonunun $N=-2200$ KN için 0^0 ve 90^0 açındaki moment eğrilik grafiği

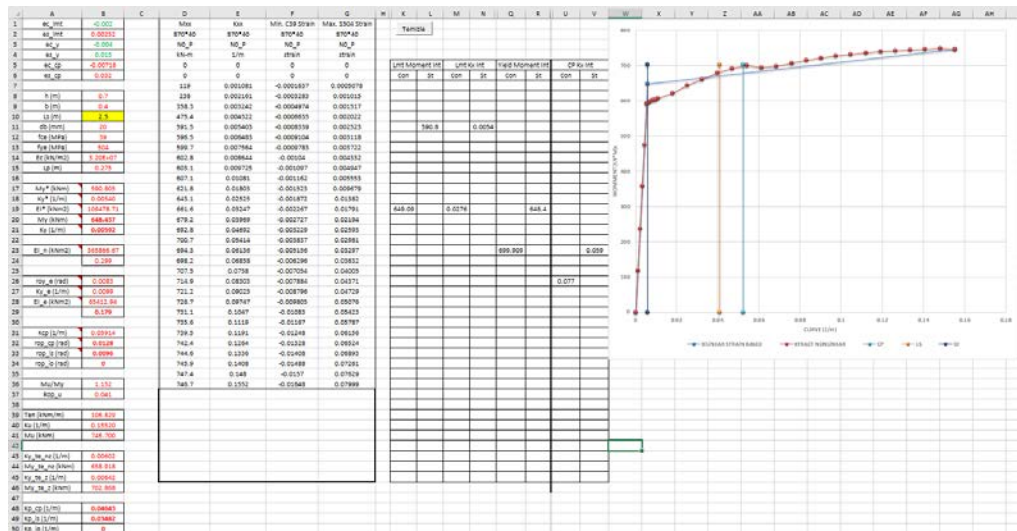
Şekil 68’de S70*70 kolonuna uygulanan -2200 kN altında 45^0 açı da basınç kuvveti altında bilinearizasyon grafiği verilmiştir. Kolonda elastik kısmı oluşturmak için betonda 0.002 uzama limitine denk gelen moment 522.11 kNM okunur sonra çelikte 0.00252 uzamada oluşan moment 212.7 kNM değerine bakılır. Kesitte ilk akmaya ulaşan malzeme çelik olmuştur. Burada elimizde uzama limitine ait eğrilik ve moment bulunduğundan kesite elastik eğilme rijitliği belirlenir. Kesitte akma sınırına gelen ilk malzeme 582.33 kNM değeriyle çelik olmuştur. Kesitte plastik kısmı oluşturmak için xtract verilerinden oluşan maksimum momenti 848.4 kNM olarak belirlenmiştir.



Şekil 3.56: S70*70 Kolonunun N=-2200 KN için 45° açındaki moment eğrilik grafiği

3.2.4.4 B40*70 Kirişine ait moment eğrilik ilişkisi

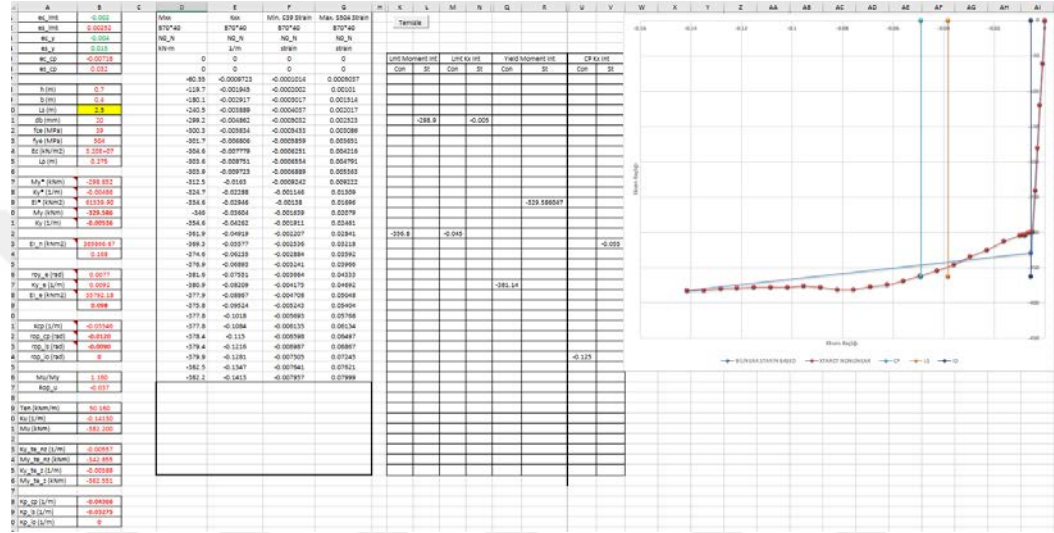
Şekil 69'da B40*70 kirişine uygulanan pozitif yükleme altında bilinearizasyon grafiği verilmiştir. Kolonda elastik kısmı oluşturmak için betonda 0.002 uzama limitine denk gelen moment 649.09 kNm okunur sonra çelikte 0.00252 uzamada oluşan moment 590.8 kNm değerine bakılır. Kesitte ilk akmaya ulaşan malzeme çelik olmuştur. Burada elimizde uzama limitine ait eğrilik ve moment bulunduğundan kesite elastik eğilme rijitliği belirlenir. Kesitte akma sınırına gelen ilk malzeme 648.4 kNm değeriyle çelik olmuştur. Kesitte plastik kısmı oluşturmak için xtract verilerinden oluşan maksimum momenti 746.7 kNm olarak belirlenmiştir.



Şekil 3.57: Pozitif yükleme durumuna göre moment-eğrilik grafiği

Şekil 70'de B40*70 kirişine uygulanan negatif yükleme altında bilinearizasyon grafiği verilmiştir. Kolonda elastik kısmı oluşturmak için betonda 0.002 uzama

limitine denk gelen moment -356.5 kNm okunur sonra çelikte 0.00252 uzamada oluşan moment -298.9 kNm değerine bakılır. Kesitte ilk akmaya ulaşan malzeme çelik olmuştur. Burada elimizde uzama limitine ait eğrilik ve moment bulunduğundan kesite elastik eğilme rijitliği belirlenir. Kesitte akma sınırına gelen ilk malzeme -329.59 kNm değeriyle çelik olmuştur. Kesitte plastik kısmı oluşturmak için xtract verilerinden oluşan maksimum momenti -382.2 kNm olarak belirlenmiştir.



Şekil 3.58: Negatif yükleme durumuna göre moment-eğrilik grafiği

3.3 Etkin Rijitlerinin Belirlenmesi

Fardis ve Biskinis'in yapmış olduğu çalışmada kolon, kiriş, bağ kirişi ve perde gibi taşıyıcı sistem elemanlarının rijitliği kesitte bulunan donatının eğilme, kesitin kaymasını ve donatı kaymasını dikkate alarak yeni bir etkin rijitlikleri

$(EI)_e = \frac{M_y L_s}{\theta_y 3}$ olarak hesaplamıştır. Formüldeki M_y , kiriş ve kolonlarda uç kısımlarında meydana gelen ilk akma momentinin ortalaması alınarak hesaplanır. Formüldeki θ_y , çerçeve sistemdeki elemanların yığılı plastik mafsallın uçlarında gerçekleşen akma dönmelerinin ortalaması alınır. Denklem 17'de verilen L_s , kesme açıklığını ifade etmektedir. Plastik mafsal akma dönmesi θ_y , aşağıdaki bağıntı ile hesaplanacaktır.

$$\theta_y = \frac{\phi_y L_s}{3} + 0.0015\eta \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_s} \right) + \frac{\phi_y d_b f_{ye}}{8\sqrt{f_{ce}}} \quad \text{Denklem 17}$$

ϕ_y plastik şekil değiştirmeye başlamadan önceki akma noktasındaki eğriliğini göstermektedir. Kiriş ve kolonlarda $\eta=1$ alınmıştır. Formülde h çalışan kesitin uzunluğunu, d_b yaklaşık donatı çapını ifade eder (BİSKİNİS & FARDİS, 2010).

Kesitin elastik eğilme rijitliği, betonun elastisite modülü ile atalet çarpımıyla elde edilir. Kesite ait rijit ise elastik durumdaki eğilme rijitliğinin etkin rijitliğe bölümüyle elde edilir. Tek bir kesite ait normal kuvvet için $0^\circ, 45^\circ$ ve 90° açı altında elde edilen rijitliklerin ortalaması alınarak daha gerçekçi bir kesit rijitliği elde edilir.

3.4 Şekil Değiştirmeye Göre Hesap Yönteminin Seçilmesi

3.4.1 Tek modlu itme analizi hesap yöntemi

Kat döşemelerinde düzlem içi şekildeğiştirmelere karşı gelen serbestlik derecelerinin gözönüne alınması durumunda da tek modlu itme yöntemleri aynı esaslar çerçevesinde uyarlanabilir. Sabit tek modlu ve değişken tek modlu olarak ikiye ayrılır. Sabit tek modlu itme analizinde modal kapasite eğrisi ile kesitteki performans hedefleri hesaplanır. Değişken tek modlu itme analizin sonucunda plastik mafsallar sonucunda değişken mod şekli ile tanımlanır.

3.4.2 Çok modlu itme analizi hesap yöntemi

Çok Modlu itme Yönteminin, verilen tasarım spektrumuna göre özel durumda başlangıç (elastik) rijitlikleri kullanılarak doğrusal hesap için uygulanması sonucunda elde edilen tüm iç kuvvetlerin ve yerdeğiştirmelerin, aynı tasarım spektrumu esas alınarak Mod Birleştirme Yöntemi ile Deprem Hesabından elde edilen büyüklüklerle birebir aynı olduğu hesap raporunda gösterilecektir.

3.4.3 Zaman tanım alanı analizi hesap yöntemi

Zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap, deprem yer hareketinin etkisi altında taşıyıcı sistemin hareket denklemlerini ifade eden diferansiyel denklem takımının zaman artımları ile adım adım doğrudan integrasyonuna karşı gelmektedir. Bu işlem sırasında, doğrusal olmayan davranış nedeni ile sistem rijitlik matrisinin zamanla değişimi gözönüne alınmaktadır. Bu yöntemde taşıyıcı sistemdeki doğrusal olmayan davranış gözönüne alınarak, kabul edilen bir deprem hareketi altında taşıyıcı sistemin hareket denklemi sayısal olarak

çözülerek, doğrusal davranışta olduğu gibi, sistemin bütün elastik ve elastik ötesi şekildeğiştirmeleri, yerdeğiştirmeleri ve kesit etkileri zamana bağlı olarak bulunur. Daha sonra sistemde plastik mafsallarda dönmesi ile beton ve donatının birim uzama/kısalma talepleri belirlenir. Çözümü en kapsamlı olan bu yöntemde, kabullerin çok sayıda olması sonuçların yorumlanmasında özenli olmayı gerektirir.

3.5 Statik İtme Analizinin Tanıtılması

Şekil değiştirmeye göre tasarım yaparken kullanılan statik tek modlu itme kullanılmasıdaki amaç kesitlerde oluşan plastik uzama ve dönme değerlerini hızlı bir şekilde kullanılması uzman kişiler tarafından kabul görmüş bir yöntemdir (LAWSON, VANCE, & KRAWINKLER, 1994).

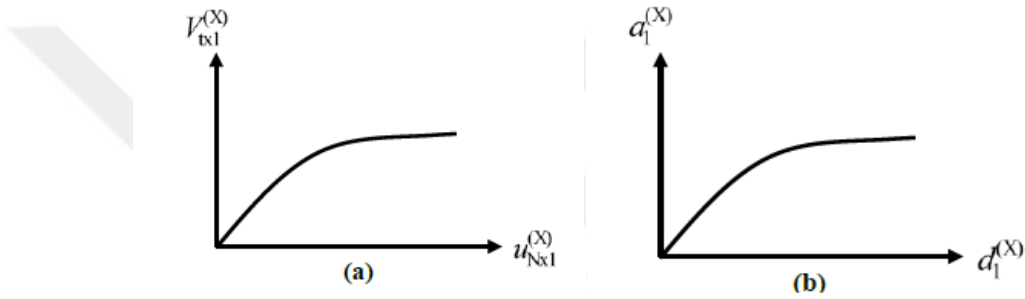
TBDY 2019' a göre doğrusal olmayan sabit tek modlu analizinin uygulanması için birinci şart herhangi bir katta ek dış merkezlik alınmadan A1 burulma düzensizliği kontrolü yapılır. Burulma düzenliği ($\eta_{bi} < 1.4$) küçük olması şartı konmuştur. İkinci şart olarak yapıya ait kütle katılım oranı 1. mod için 0.7 den büyük olması şartı koymuştur. Eğer bu koşullar sağlanmazsa yapıya ait mod sayısı ve kesit değişikliği yapılır. Ayrıca, Sabit tek modlu itme analizinin uygulanması için TBDY 2019 bina yüksekliği 28 m altında olan yapılar için uygulanmıştır. Tablo 15'te kütle katılım oranı 1. modda 0.81508 çıkmış ve 0.7 den büyük olma şartı sağlamıştır.

Çizelge 3.2: Modal Kütle Katılım Oranı

Adım Sırası	Periyod	X Yönü	Y Yönü
	S_n		
1	0.450848	0.81508	0
2	0.450848	0	0.81508
3	0.399031	0	0
4	0.1446	0	0.10228
5	0.1446	0.10228	0
6	0.081113	0.03285	0.00701
7	0.081113	0.00701	0.03285
8	0.056812	0.00008504	0.00001813
9	0.056756	0.00001949	0.00009141
10	0.054188	0.0178	0.0038

Eğer 28 m yüksekliği aşan yapılarda ortaya çıkan mod şekilleri yüzünden yönetmelik sınırlama getirmiştir. Analize başlamadan önce yapı düşey yükler altında istikrarlı şekilde durmalıdır.

Yapının etkin olduğu modda yapıya deprem kuvvetleri katlara dağıtılarak yapıya ait kuvvet yerdeğiştirme grafiği oluşturulur. Yapının tepe deplasmanını denk gelen itme eğrisi oluşturulur. Grafiği kapasite yerdeğiştirme ve kapasite spektrumuna dönüştürülerek yapının başlangıçtaki tasarım spekturumu ile karşılaştırılır. Elde edilen verilerler hedef yer değiştirme için hedef performans düzeyi bulunur. Şekil 71’de (a) yapının itme analizi sonucu oluşan eğrisi ve (b) modal kapasiteye dönüştürülmüş eğrisi verilmektedir.



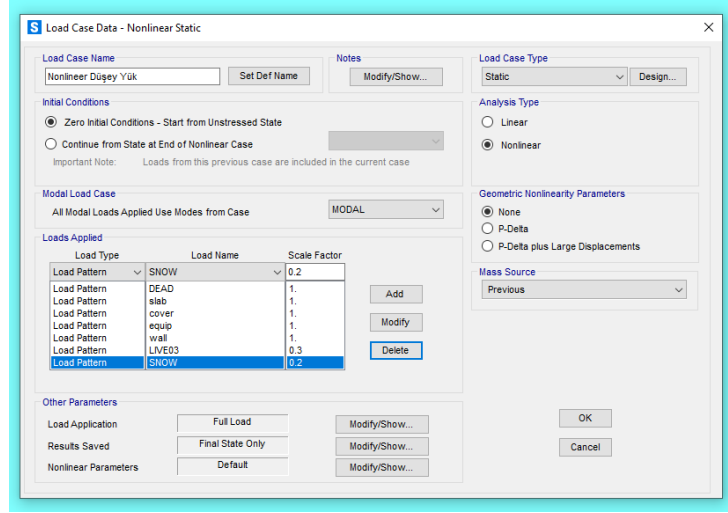
Şekil 3.59:1 Sabit tek modlu ile modal kapasite diyagramının elde edilmesi

Taban kesme kuvveti- Modal sözde ivme-

tepe yer değiştirme eğrisi (a) modal yer değiştirme eğrisi (b)

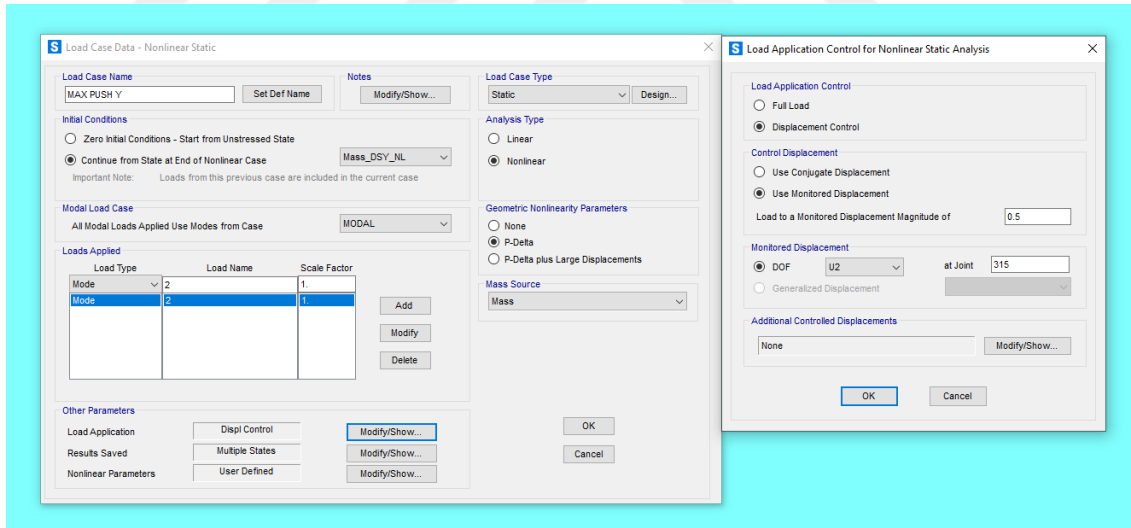
Applied Technology Council (ATC) tarafından yayınlanan ATC 40’da, Kapasite Spektrumu yöntemi sayesinde betonarme veya çelik yapıların statik deprem yükü ile düşey yüklerle birlikte yatay yer değiştirme değeri ile yatay yük taşıma kapasiteleri arasında doğrusal olmayan ilişki vardır (ATC-40, 1996). Kapasite spektrum yöntemi, 2005 yılında yayınlanan FEMA 440’da yenilenmiş ve kapasite spektrumu yönteminde, kısaca hızlı bir şekilde doğrusal olmayan yerdeğiştirme için yapıda oluşan kuvvet yer değiştirmeleri ile elastik yatay spektrumlarını aynı periyoddan yola çıkartarak performans hedefi belirlenir (FEMA-440, 2005).

Şekil 72’de doğrusal olmayan tasarım aşamasında sisteme tanıtılmak üzere düşey yükler verilmiştir. Sabit yüklerin etkisi ‘1’ , hareketli yüklerin etkisi ‘0.3’ ve kar yükü etkisi ‘0.2’ alınmıştır.



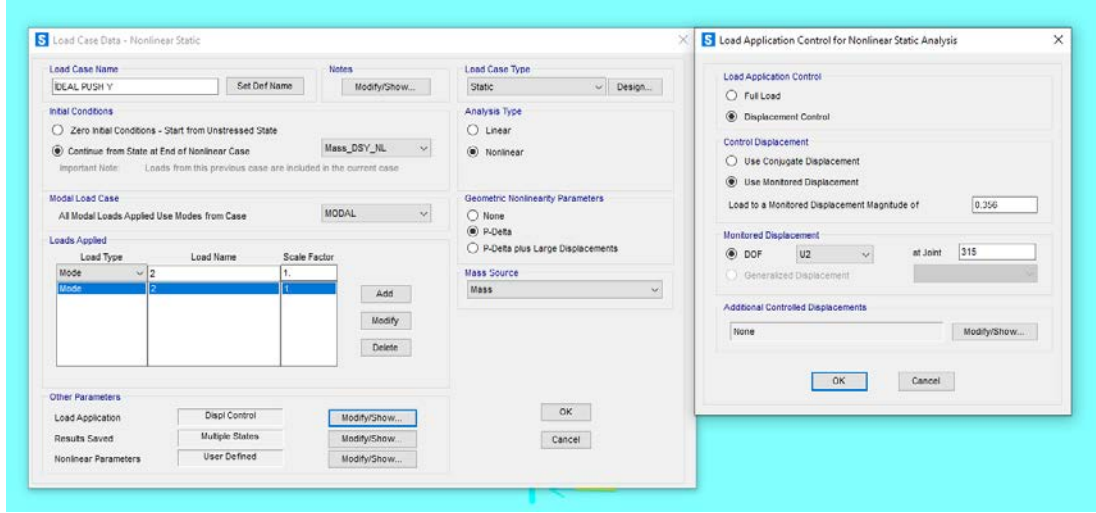
Şekil 3.60: Düşey yüklerin tanımlanması

Şekil 73’de yapıya 0.5 m yerdeğiştirme yaptırılarak sisteme statik itme analizi yaptırılmıştır. Yapılan itme analizi sonucunda sisteme ait kuvvet-yerdeğiştirme eğrisi çizilmiştir. Üst kata uygulanan nokta sistemin ağırlık merkezine yakın seçilmiştir. Sistemin 1.modu x eksinine paralel olduğundan ‘Maksimum Pushover Y’ için 2.mod seçilmiştir.



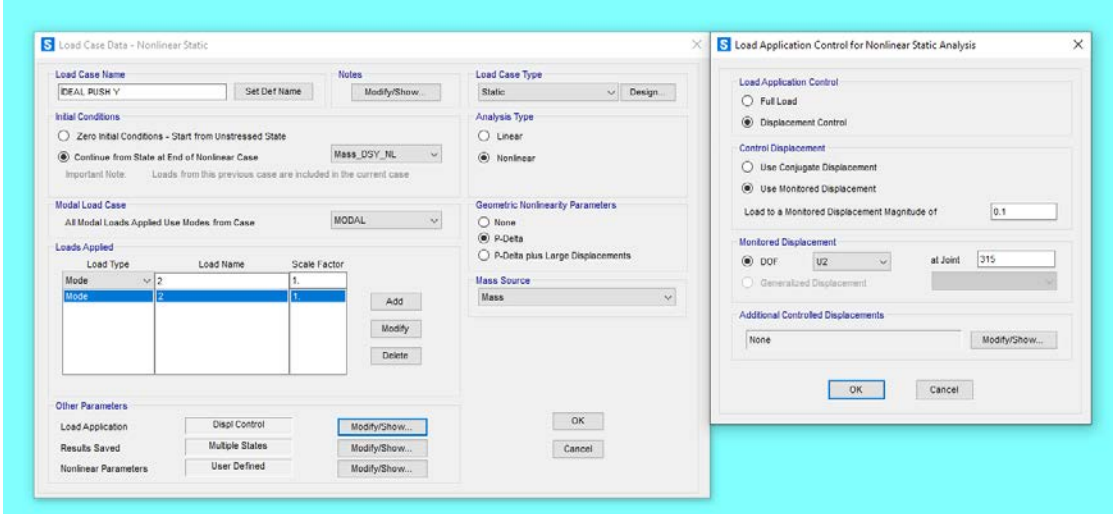
Şekil 3.61: Maksimum Pushover (X yönü) yüklerin tanıtılması

Şekil 74’te maksimum pushover eğrisinin modal kapasite eğrisine dönüşümü ve elastik spektral çakıştırılması sonucunda elde edilen DD-1 deprem düzeyine ait sonuncu adımdaki tepe yerdeğiştirme sonucu ‘0.356’ değeri Sap 2000 programına girilir. X yönü için 1.mod geçerli y yönü için ise 2.mod geçerlidir.



Şekil 3.62: DD-1 ideal Pushover (Y yönü) yüklerin tanıtılması

Şekil 75’te maksimum pushover eğrisinin modal kapasite eğrisine dönüşümü ve elastik spektral çakıştırılması sonucunda elde edilen DD-3 deprem düzeyine ait sonuncu adımdaki tepe yerdeğiştirme sonucu ‘0.1’ değeri Sap 2000 programına girilir. X yönü için 1.mod geçerli y yönü için ise 2.mod geçerlidir.



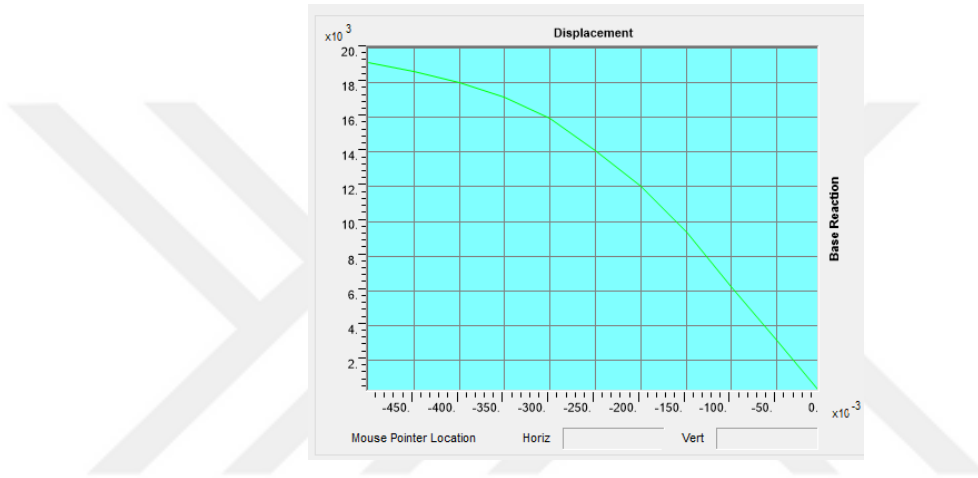
Şekil 3.63: DD-3 İdeal Pushover (X yönü) yüklerin tanıtılması

3.6 Tek Modlu İtme Analizi Sonuçları

3.6.1 Maksimum Statik İtme Analizi Sonucu

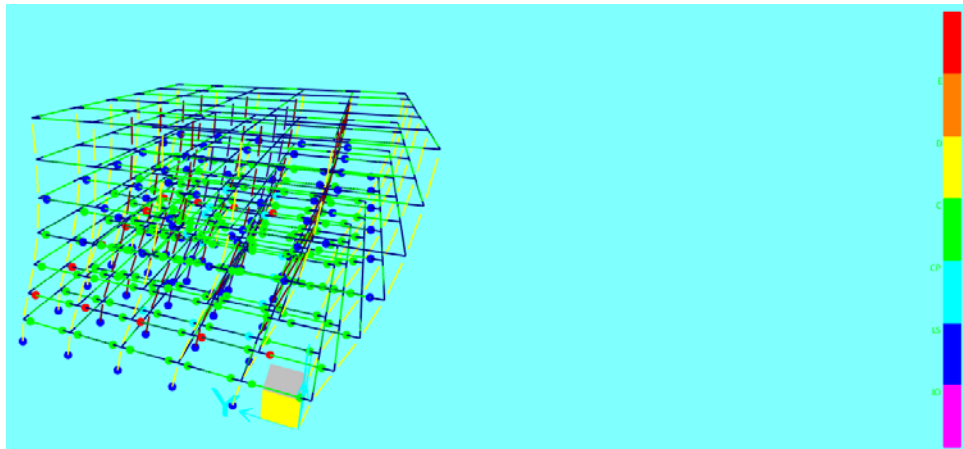
Şekil 76’da betonarme yapıda 7. Katta (binanın en üst katı) 0.5 m yerdeğiştirme yapabilmesi için sisteme 19140 kN kuvvet gerekmektedir. Yapının doğrusal olmayan davranış göstermesi kesitin uygulanan kuvvet altında akma dayanımını aşarak plastik kısmına geçtiğini gösterir. Yapıya ait performans düzeyinin

belirlenmesi için yapıya başlangıçta tahmini bir yerdeğiştirme tanıtılır bu sayede isteneilen deprem düzeyi için süneklik kapasitesi hesaplanır. Yapıya ait modal tek serbestlik dereceli sisteme 0.5 m doğrusal olmayan spektral yerdeğiştirme (d_i^{max}) tanımlanır. Depremin sünelilik talebinin akma dayanım azaltma katsayısında oranı spektral yerdeğiştirme oranını vermektedir. Yapının hâkim moduna ait periyodun, yatay elastik tasarımın köşe periyodu (T_B)’ndan büyük olması durumunda spektral yerdeğiştirme oranı (C_r) 1 alınarak en büyük modal yerdeğiştirme ve modal sözde ivme eğrisi oluşur. İstenilen deprem düzeyi için elastik yatay spektrumlar çizilir.



Şekil 3.64: Maksimum 0.5 cm yer değıştirmesi için kuvvet-yerdeğıştirme grafiğı

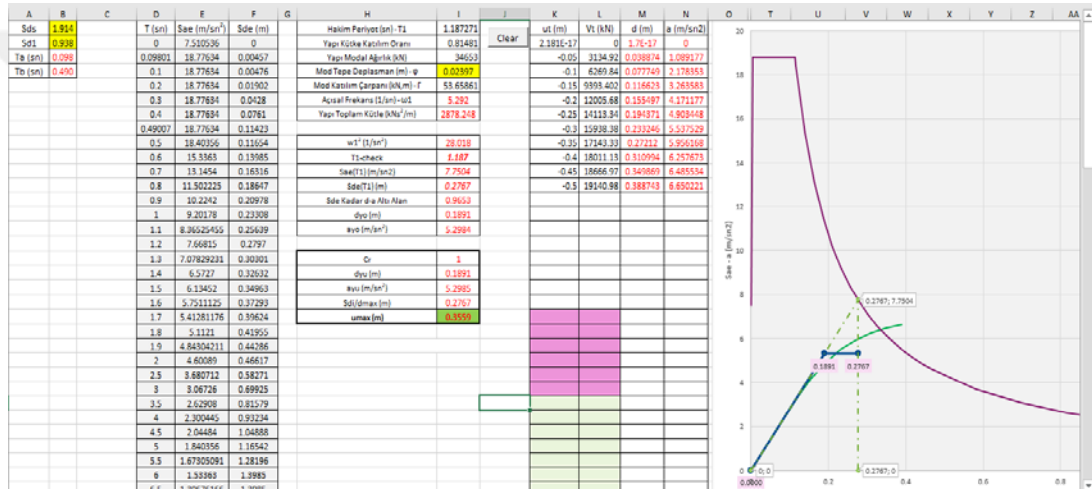
Şekil 77’de yapının 0.5^{cm} yerdeğıştirmesi sonucunda kolonlarda birinci katlarda plastik mafsallar oluşmuştur. Kirişlerde ise oluşan mafsallarda kesit yetersiz gelmiş göçme hasar bölgesini aşmıştır.



Şekil 3.65: Maksimum 0.5cm yer değıştirme sonucunda oluşan mafsallar

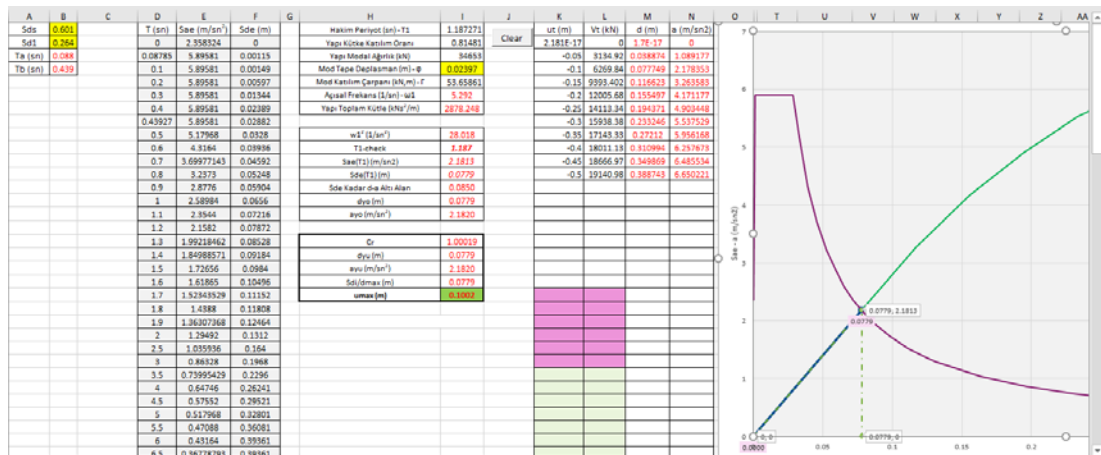
3.6.2 Doğrusal Olmayan Spektral Yerdeğiştirme Kuralı

AFAD'dan elde edilen veriler sonucunda yapının bulunduğu yere deprem ve zemin parametreleri sonucunda $S_{DS} = 1.914$ ve $S_{D1} = 0.938$ çıkmıştır. Elde edilen veriler sayesinde elastik tasarım spektrumu çizilmiştir. İtme analizi sonucunda dönüştürülen modal kapasite eğrisi sonucunda çakıştırma sonucunda birini etkin moda ait modal yerdeğiştirmesi elde edilir. Şekil 78'de bu değer 0.2767 olarak okunmuştur. Birinci moda ait tepe yerdeğiştirmesini elde etmek için modal yerdeğiştirmeye değeri (S_{di}/d_{max}), tepe deplasmanı (ϕ) ve katılım çarpanı (Γ) sırasıyla çarpılır. Bu değer şekilde de görüldüğü üzere excel yardımıyla 0.3559 bulunmuş ve yaklaşık olarak 0.356 kabul edilmiştir.



Şekil 3.66: DD-1 depremine ait modal yerdeğiştirme grafiği

AFAD'dan elde edilen veriler sonucunda yapının bulunduğu yere deprem ve zemin parametreleri sonucunda $S_{DS} = 0.601$ ve $S_{D1} = 0.264$ çıkmıştır. Elde edilen veriler sayesinde elastik tasarım spektrumu çizilmiştir. İtme analizi sonucunda dönüştürülen modal kapasite eğrisi sonucunda çakıştırma sonucunda birini etkin moda ait modal yerdeğiştirmesi elde edilir. Şekil 79'da bu değer 0.0779 olarak okunmuştur. Birinci moda ait tepe yerdeğiştirmesini elde etmek için modal yerdeğiştirmeye değeri (S_{di}/d_{max}), tepe deplasmanı (ϕ) ve katılım çarpanı (Γ) sırasıyla çarpılır. Bu değer şekilde de görüldüğü üzere excel yardımıyla 0.1002 bulunmuş ve yaklaşık olarak 0.1 kabul edilmiştir.



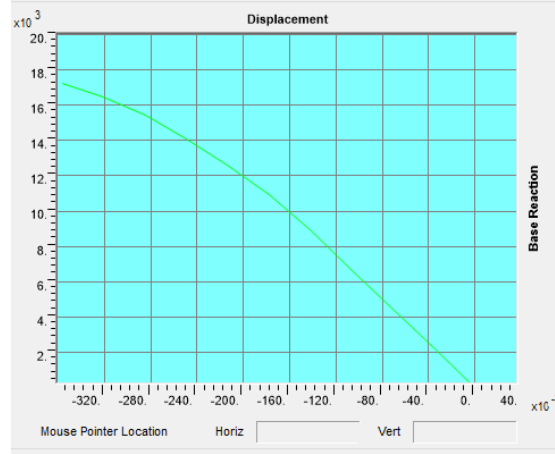
3.6.3 İdeal Statik İtme Analiz Sonucu

Doğrusal olmayan itme analizinde şekil değiştirme sınırları belirlenerek deprem performans düzeyinin belirleneceği belirtilmektedir. Bu tez çalışmasında 7 katlı betonarme yapının DD-1 için İleri Performans Hedefinin “Kontrollü Hasar” olduğu görülmüştür. Yapının hedef yerdeğiştirmesi 0.356 m olarak hesaplanmıştır. Yapının tepe deplasmanının 0.356 m yerdeğiştirmesi için her kata deprem kuvveti adım adım etki etmiştir. TBDY (2019)’a göre tanımlanan hasar bölgeleri Şekil 80’de gösterilmektedir (Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, 2019)

Şekil 3.68: TBDY 2019’a göre hasar sınırları

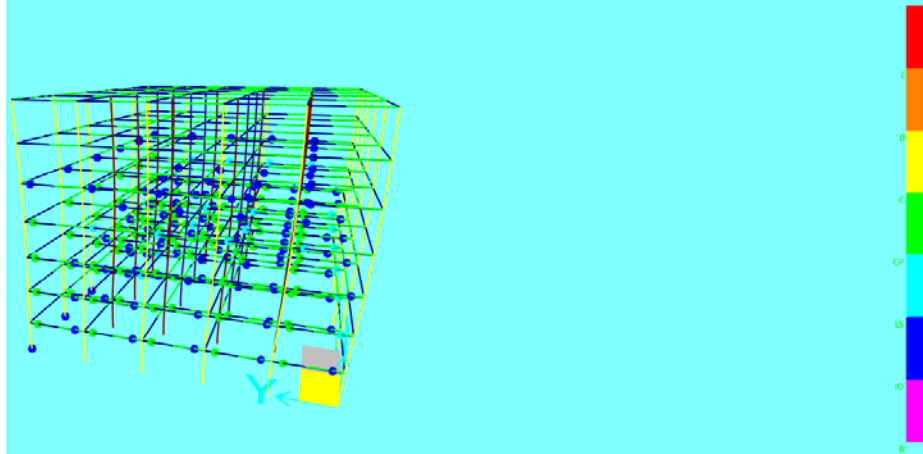
Şekil 81’de betonarme yapıda 7. Katta (binanın en üst katı) 0.356 m yerdeğiştirme yapabilmesi için sisteme 17257 kN kuvvet gerekmektedir. DD-1 tasarım spektrumu sayesinde elde edilen yerdeğiştirme-kuvvet grafiği doğrusal olmayan davranış sergilemektedir. Yapının doğrusal olmayan davranış göstermesi kesitin uygulanan kuvvet altında akma dayanımını aşarak plastik

kısmına geçtiğini gösteririr. Aşağıdaki şekildedeki görüldüğü üzere kolon ve kirişlerde plastik mafsall oluşmuştur.



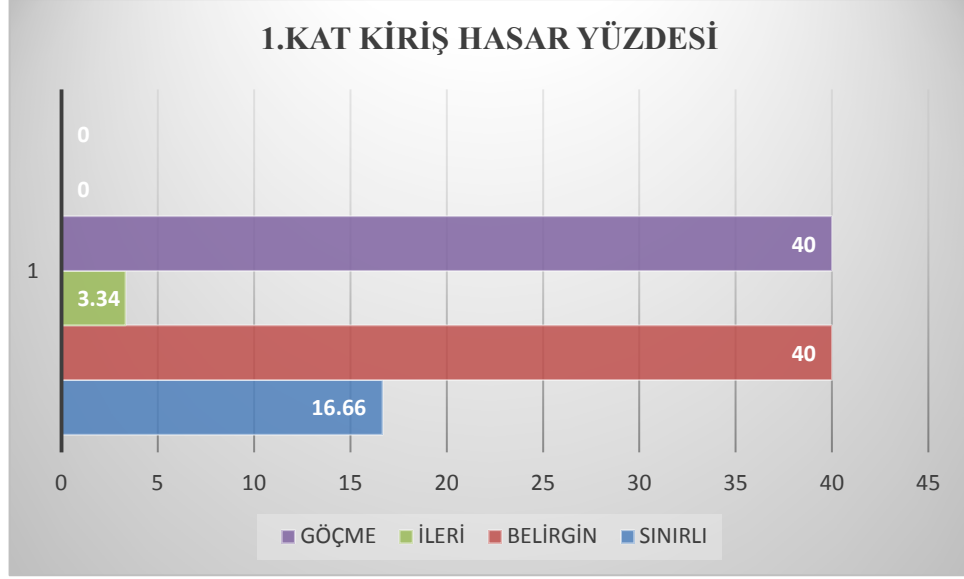
Şekil 3.69: DD-1 için İdeal Statik itme analize ait kuvvet -yer değiştirme

Şekil 82’de DD-1 elastik tasarım spekturumu sonucunda elde edilen modal kapasite eğrisi sonucunda yapıda birçok katta plastik mafsall oluşmuştur. Yapıda elemanlarının akma dayamını geçerek plastik davranış göstermesi ve kirişlerde görülen göçme öncesi performans düzeyi sonucunda TBDY 2019’ belirtilen DD-1 deprem etkisinde yapının İleri Performans Hedefinin “Kontrollü Hasar” olması şartı sağlanmamıştır.



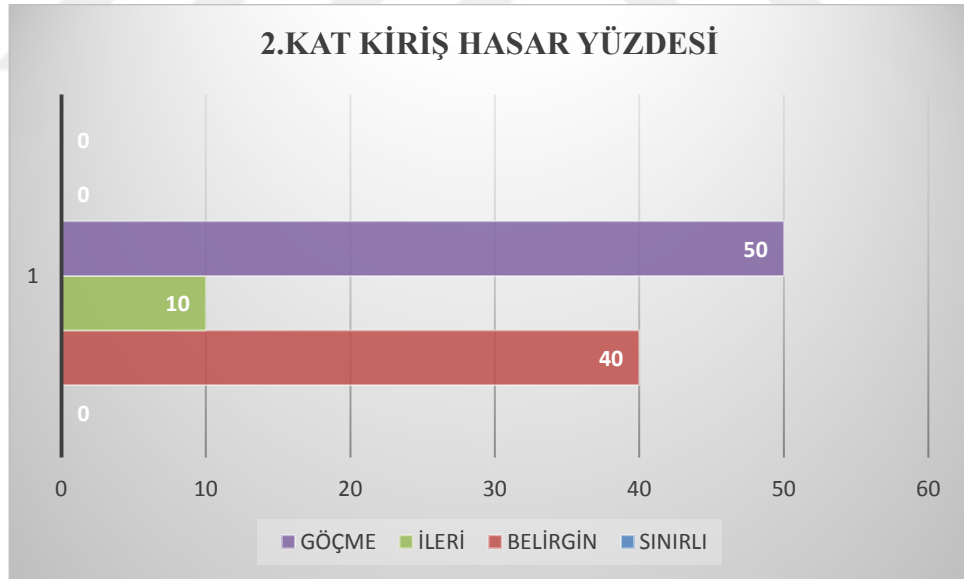
Şekil 3.70: DD-1 için 0.356cm yer değiştirme sonucunda oluşan mafsallar

Şekil 83’te pushover itme analizi sonucunda kat kirişlerinde plastik mafsallarda görülen hasarlar yüzdeleri verilmiştir. Kat kirişlerinde %16.66 sınırlı hasar bölgesi, %40 belirgin hasar bölgesi, %3.34 ileri hasar bölgesi ve %40 göçme sınır bölgesinde kalmıştır.



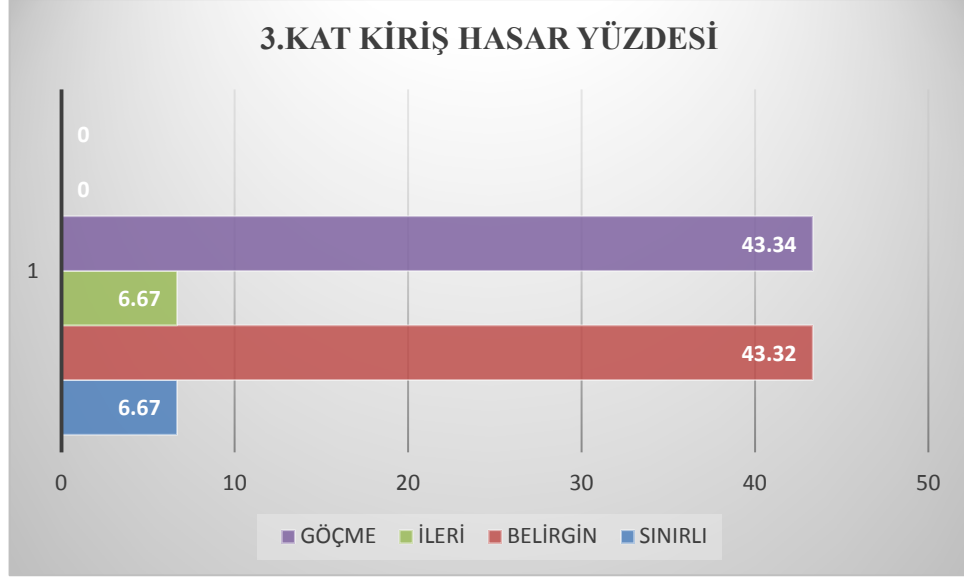
Şekil 3.71: 1. Kat kiriş hasar yüzdesi

Şekil 84’te pushover itme analizi sonucunda kat kirişlerinde plastik mafsallarda görülen hasarlar yüzdeleri verilmiştir. Kat kirişlerinde 0 sınırlı hasar bölgesi, %40 belirgin hasar bölgesi, %10 ileri hasar bölgesi ve %50 göçme sınır bölgesinde kalmıştır.



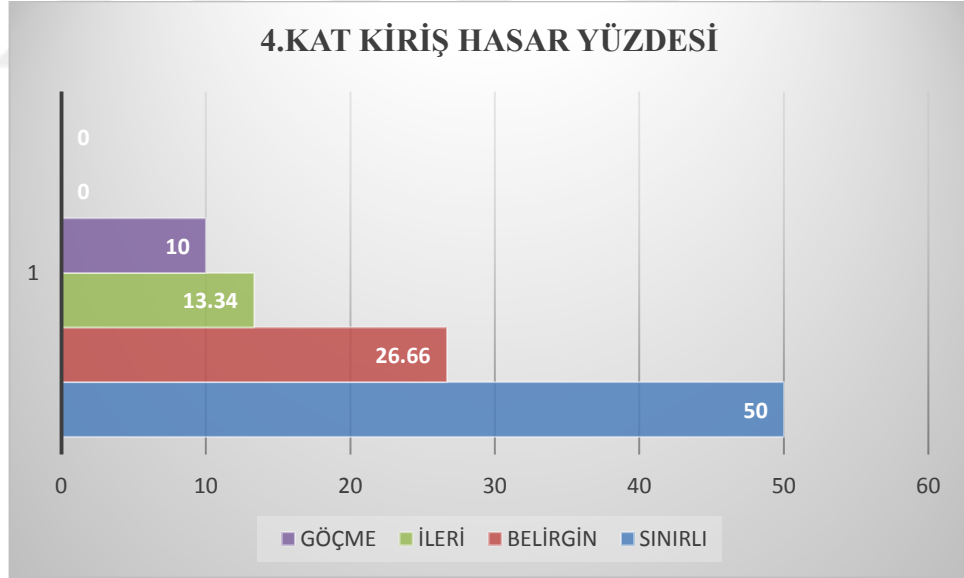
Şekil 3.72: Kat kiriş hasar yüzdesi

Şekil 85’te pushover itme analizi sonucunda kat kirişlerinde plastik mafsallarda görülen hasarlar yüzdeleri verilmiştir. Kat kirişlerinde %6,67 sınırlı hasar bölgesi, %43,32 belirgin hasar bölgesi, %6,67 ileri hasar bölgesi ve %43,34 göçme sınır bölgesinde kalmıştır.



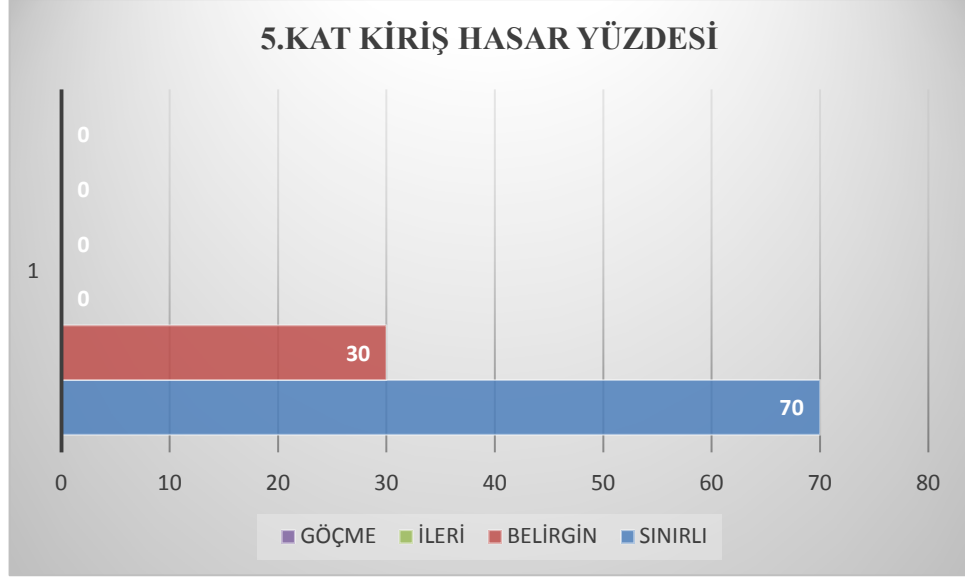
Şekil 3.73: Kat kiriş hasar yüzdesi

Şekil 86’da pushover itme analizi sonucunda kat kirişlerinde plastik mafsallarda görülen hasarlar yüzdeleri verilmiştir. Kat kirişlerinde %50 sınırlı hasar bölgesi, %26,66 belirgin hasar bölgesi, %13,34 ileri hasar bölgesi ve %10 göçme sınır bölgesinde kalmıştır.



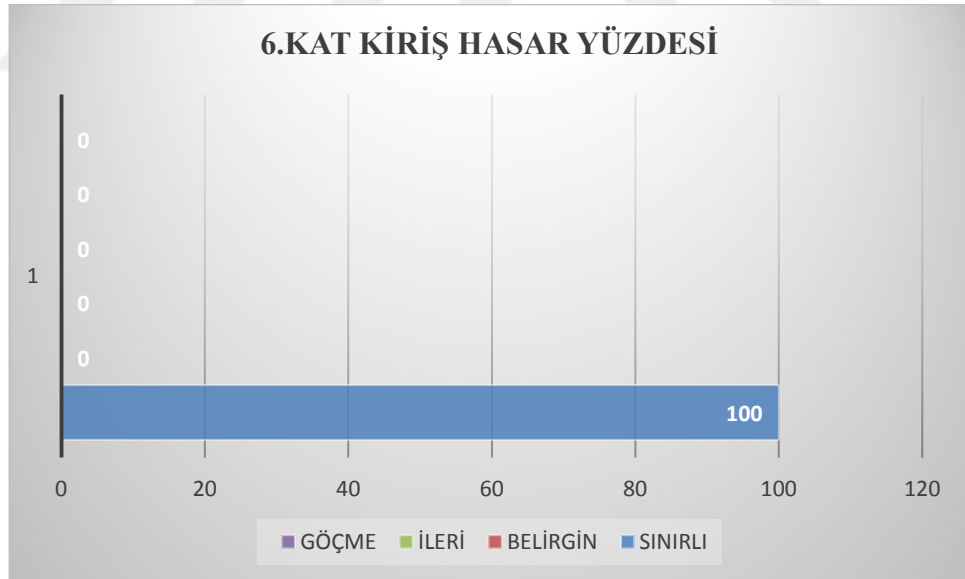
Şekil 3.74: Kat kiriş hasar yüzdesi

Şekil 87’de pushover itme analizi sonucunda kat kirişlerinde plastik mafsallarda görülen hasarlar yüzdeleri verilmiştir. Kat kirişlerinde %70 sınırlı hasar bölgesi, %30 belirgin hasar bölgesi, 0 ileri hasar bölgesi ve 0 göçme sınır bölgesinde kalmıştır.



Şekil 3.75: Kat kiriş hasar yüzdesi

Şekil 88’de pushover itme analizi sonucunda kat kirişlerinde plastik mafsallarda görülen hasarlar yüzdeleri verilmiştir. Kat kirişlerinde %100 sınırlı hasar bölgesi, 0 belirgin hasar bölgesi, 0 ileri hasar bölgesi ve 0 göçme sınır bölgesinde kalmıştır.



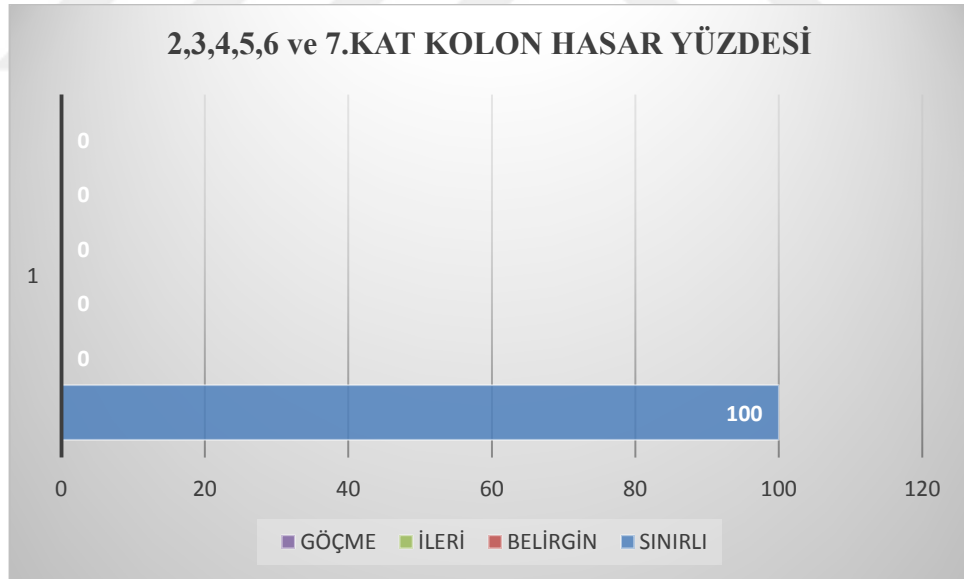
Şekil 3.76: 6 ve 7. Kat kiriş hasar yüzdesi

Şekil 89’da pushover itme analizi sonucunda kat kirişlerinde plastik mafsallarda görülen hasarlar yüzdeleri verilmiştir. Kat kirişlerinde %91,66 sınırlı hasar bölgesi, %8,34 belirgin hasar bölgesi, 0 ileri hasar bölgesi ve 0 göçme sınır bölgesinde kalmıştır.



Şekil 3.77: 1. Kat kolon hasar yüzdesi

Şekil 90’da pushover itme analizi sonucunda kat kirişlerinde plastik mafsallarda görülen hasarlar yüzdeleri verilmiştir. Kat kirişlerinde %100 sınırlı hasar bölgesi, 0 belirgin hasar bölgesi, 0 ileri hasar bölgesi ve 0 göçme sınır bölgesinde kalmıştır.



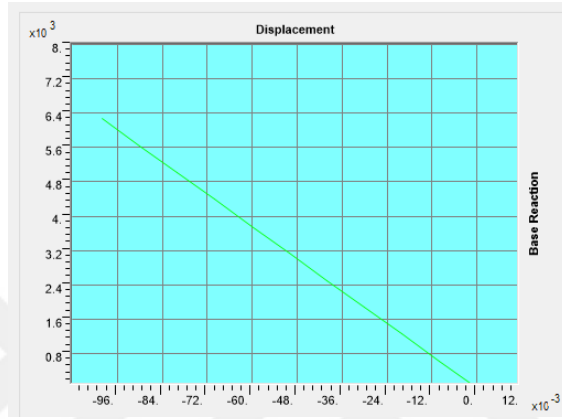
Şekil 3.78: 2,3,4,5,6 ve 7. Kat kolon hasar yüzdesi

3.6.3.2 DD-3 için ideal statik itme analiz sonucu

Şekil değiştirmeye tasarımda DD-3 deprem etkisinde yapının İleri Performans Hedefinin “Sınırlı Hasar” olması zorunluluğu koymuştur. Yapılan hesaplamalar

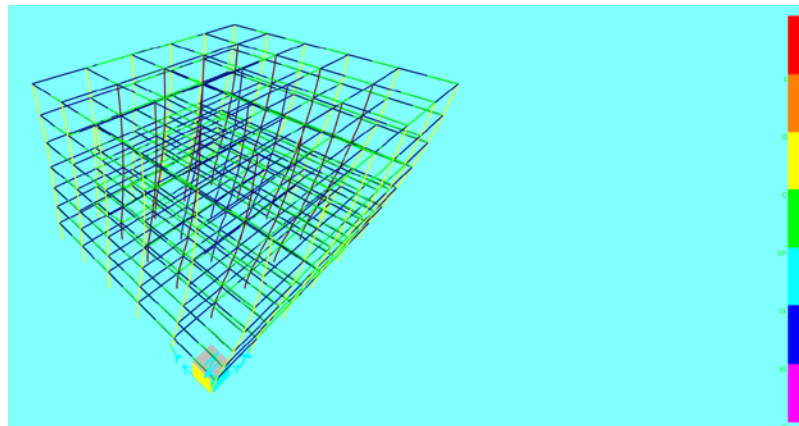
sonucunda DD-3 için yapının tepe deplasman değeri 0.1 m olarak sisteme etki ettirilmiştir.

Şekil 91’de betonarme yapıda 7. Katta (binanın en üst katı) 0.1 m yerdeğiştirme yapabilmesi için sisteme 6270 kN kuvvet gerekmektedir. DD-3 tasarım spektrumu sayesinde elde edilen yerdeğiştirme-kuvvet grafiği doğrusal olarak gitmektedir. Yapının doğrusal davranış göstermesi kesitin uygulanan kuvvet altında akma dayanımına ulaşmaması ve kesitte plastik mafsall oluşmamasıdır.



Şekil 3.79: DD-3 için İdeal Statik itme analize ait kuvvet -yer değıştirme

DD-3 elastik tasarım spekturumu sonucunda elde edilen modal kapasite eğrisi sonucunda yapıda herhangi plastik mafsall oluşmamıştır. Yapıda elemanlarının akma dayanımına ulaşmadan elastik davranış sergilemesi sonucunda TBDY 2019’ belirtilen DD-3 deprem etkisinde yapının İleri Performans Hedefinin “Sınırlı Hasar” olması şartı sağlanmıştır.



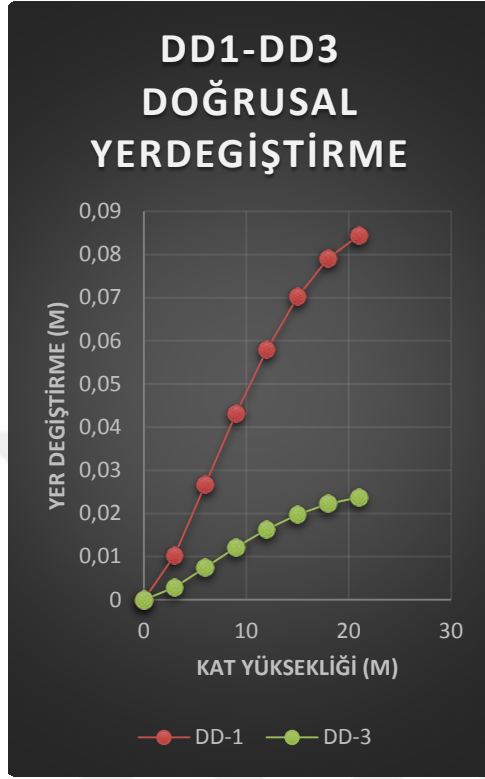
Şekil 3.80: DD-3 için 0.1 cm yer değıştirme sonucunda oluşan mafsallar

Şekil 92’de kirişler ve kolonlarda herhangi bir kesit sınırlı hasar performans düzeyini aşmadığından kolon ve kirişe ait hasar yüzdeleri verilmemiştir.

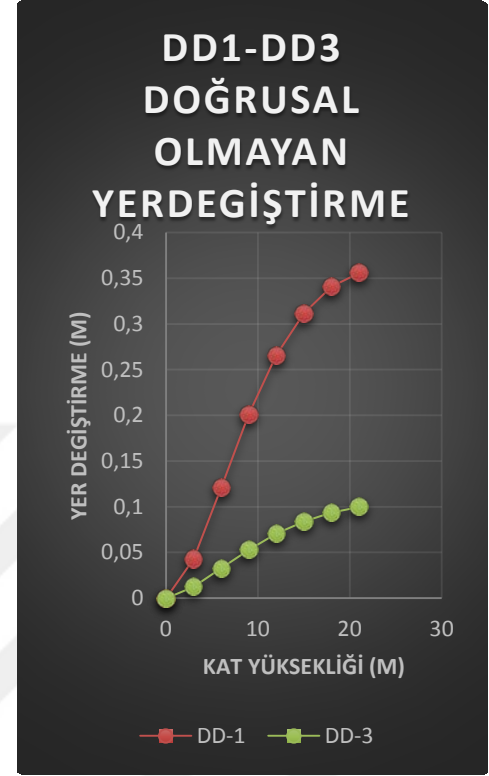
4. SONUÇLAR

TBDY 2019' göre şekil değiştirmeye göre tasarım aşamasında bizlere hızlı sonuç veren statik itme analizi yapılmıştır. Yapılan analiz sonrası kesitlerde hasar çatlaklıkları oluşmuştur. Yeni yapılacak bir bina olduğunda kesitlerde donatı ve yerleşim yerini hızlıca tespit edilmesi adına yönetmelik doğrusal tasarıma göre yapılmasını öngörmüştür. Donatı dizaynı yapılmış ve kat âdeti belli olan yapıya deprem kuvvetleri uygulanarak çok seyrek gerçekleşen DD-1 etki ettirilmiştir. yönetmelik ileri performans hedefinde kontrollü hasarda kalmasını istemiştir. Kontrollü hasarda kesitler sınırlı hasar yani akma dayamını aşarak plastikleşme safhasına geçiş kısmı olarak geçer. Bu tez çalışmasında kesitlerin plastik kısmındaki hareketi moment-eğrilik ilişkisinden kolaylıkla elde edilir. DD-1 performans hedefinde yapının tepe deplasmanı 0.356 m etki edecek şekilde katlara deprem yükü verilmiştir. Deprem yükü sonrasında katlardaki kirişlere ait mafsallarda oluşan hasar bölgesi göçmenin önlenmesine kadar dayanmaktadır. Kirişlerde en yüksek hasar alan kat 2. Kat kirişleri bu oran %50 dir. Kat rijit diyafram olarak tanımlandığından kattaki yerdeğiştirmeler sabittir. ŞDGT'de DD-1 deprem yer hareketinde en büyük hasarlar ilk üç kat almıştır. Aslında bu katlarda bu kadar yüksek hasar görülmesi katlara etki eden deprem kuvvetinde anlaşılabacaktır çünkü ilk katın yerdeğiştirmesi Şekil 94'de 0.043 iken 2. Katın yerdeğiştirmesi 0.121 dayanmakatadır ve bu oran neredeyse 3 katıdır. Katlarda oluşan yerdeğiştirme farkı azaldıkça katlarda ağır hasar çatlakları oluşmamaktadır. DD-3 deprem yer hareketine elastik spektrum modal kapasite eğrisi sonucunda yapının talep ettiği yerdeğiştirme 0.1 m olarak bulunmuştu. Tepe deplasmanı 0.1 m olacak şekilde katlara etki ettirilen deprem kuvveti sonucunda yapıda herhangi bir mafsal oluşmamış ve elastik sınırdaki kalmıştır. Çok sık olarak yaşanan DD-3 için yönetmelik ileri performans hedefi için sınırlı hasarda şartlamıştır DD-3 deprem etkisinde dgt tasarımda 0.0237 m yerdeğiştirme yaptığını ancak aynı yapı şekil değiştirmeye göre tasarım DD-3 de 0.1 m tepe deplasman yapmıştır. Kesit zaten 0.1 m 'de elastik sınırdaki

kaldıysa 0.0237 m de elastik kısımda kalmalıdır. DD-1 ise dayanıma göre tasarım tasarımı yapının tepe deplasmanı 0.085 m çıkmıştır ve yapı bu sırada hala elastik kısımda kalmış akma dayanımına ulaşamamıştır.



Şekil 4.1: DGT kat yerdeğiştirmesi



Şekil 4.2: ŞDGT kat yerdeğiştirmesi

DD-1 ait PGA 0.757 g ve DD-3 ait PGA değeri 0.174g olarak AFAD'dan veri alınmıştır. En büyük yer ivmesi 4.35 katına çıkarken yapının yapmış olduğu yerdeğiştirme 3.56 katına çıkmıştır. Aslında yapılan analizde değerlerin birbirine yakın çıkması yapının taşıyıcı sisteminin yapı güvenliğine sahip olmasıdır. DD-1 yer hareketi sarsıntısında beklenildiği üzere sadece temele bağlanan kolonların uçlarında mafsallar oluşmuştur. Buradaki mafsalların oluşmasında yapıya etki eden deprem kuvveti ve güçlü kolon zayıf kiriş bağlantısıdır. Çünkü kolonlarda 1. kattan itibaren herhangi bir mafsal oluşmamış ve kirişlerde hasar çatlaklıkları görülmüştür. Yapıda en üst katta 0.356 m yerdeğiştirme yapmış ancak en üst katta mafsal oluşmamıştır. Buradaki önemli etken katlara ait taşıyıcı sistemin kütle ve rijitliğinin birbirine yakın olması sonucu katlardaki burkulma momentidir.

KAYNAKLAR

- (Nist), N. I. (2017). *Guidelines For Nonlinear Structural Analysis For Design Of Buildings Part Iib – Reinforced Concrete Moment Frames (P.3-2)*. U.S. Government.
- Altan, M.** (Tarih Yok). <https://www.cumhuriyet.com.tr>. (Dha) Mayıs 2021, 31 Tarihinde <https://www.cumhuriyet.com.tr/haber/istanbul-icin-korkutan-rapor-1840651> Adresinden Alındı
- Amil, T.** (Tarih Yok). *İnsaport*. Nisan 1, 2021 Tarihinde <https://www.insaport.com/makale/tbdy-2018e-gore-donati-celigi-cesitleri-ve-ozelikleri/> Adresinden Alındı
- Atc-40.** (1996). *Seismic Evaluation And Retrofit Of Concrete Buildings*, Vol.1., Redwood City, Ca: Applied Technology Council.
- Baker, A.** (1956). *Ultimate Load Theory Applied To The Design Of Reinforced And Prestressed Concrete Frames*,. London: Concrete Publications Ltd.
- Biskinis, D., & Fardis, M.** (2010). *Deformations At Flexural Yielding Of Members With Continuous Or Ap-Spliced Bars*. Structural Concrete.
- Celep, Z.** (2018). *Deprem Mühendisliğine Giriş Ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı*.
- Celep, Z.** (2020). *Betonarme Taşıyıcı Sistemlerde Doğrusal Olmayan Davranış Ve Çözümleme*. İstanbul: Beta Basın Yayım Dağıtım A.Ş.
- Clough, R., & Johnston, S.** (1966). Effect Of Stiffness Degradation On Earthquake Ductility Requirements. *Proceedings Of The Japan Earthquake Engineering Symposium*. Japan.
- Coduto, D.** (2001). *Foundation Design-Principles And Practices* (S. 883). İçinde Prentice Hall,.
- Corley, W.** (1966). *Rotational Capacity Of Reinforced Concrete Beams*, " *Journal Of Structural Division*,. Asce, Vol. 92, St5,.
- Çapa, Y.** (2020). İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı İnşaat Mühendisliği Programı. İstanbul: İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı İnşaat Mühendisliği Programı.
- Day, R.** (2002). *Geotechnical Earthquake Engineering Handbook*. Mcgraw-Hill.
- Doğangün, A.** (2019). Taşıyıcı Sistemin Seçimi. *Betonarme Yapıların Hesap Ve Tasarımı* (S. 92). İçinde İstanbul: Birsen Yayın Dağıtım Ltd. Şti.
- Dok, G., Öztürk, H., & Demir, A.** (2015). *Farklı Zemin Koşullarındaki Betonarme Yapıların Davranışının Statik İtme Analizi İle İncelenmesi: 8 Katlı Çerçeve Örneği*.
- Dünyada Gerçekleşen En Büyük Depremler.** (Tarih Yok). (Trthaber) Mayıs 24, 2021 Tarihinde <https://www.trthaber.com/haber/dunya/dunyada-gerceklesen-en-buyuk-depremler-dunyada-olculmus-en-buyuk-deprem-hangisi-turkiyedeki-en-buyuk-depremler-457295.html> Adresinden Alındı
- Fema-440.** (2005). *Recommended Provisions For The Development Of Seismic Regulations For New Buildings And Other Structures*. Washington: Fema.
- Gould, J., Krinitzky, E., & Edinger, P.** (1993). *Fundamentals Of Earthquake-Resistant Construction* (S. 328). İçinde John Wiley And Sons.

- Hansen, J. B.** (1961). A General Formula For Bearing Capacity. *Ingenforen (Int. Edition)* (S. 38-46.). İçinde The Danish Geotechnical Institute.
- Hasılciöğlu, A.** (2020). *Binaların Performansa Göre Tasarımı*. İstanbul.
- Hognestad, E., & Hanson, N.** (1955). Concrete Stress Distribution İn Ultimate Strength Design. *Acı Journal*, 27(4), 455-479.
- Http://Www.Oskoyapi.Com/.** (Tarih Yok). Mayıs 26, 2021 Tarihinde Http://Www.Oskoyapi.Com/Tr/Tdy2018-Betonarme-Binalarda-Sekil-Degistirmeye-Esasli-Tasarim-Degerlendirme Adresinden Alındı
- Kang, T., Elwood, K., & Wallace, J.** (2009). *Nonlinear Modeling Of Flat-Plate Systems*. Journal Of Structural Engineering, Vol. 135, No. 2.
- Kaplan, S.** (2010). Mevcut Binaların Depreme Karşı Güvenceye Alınmasında Binayı Sırtlayıp, Kucaklayıp Depremi Emniyetle Savacak Yeni Bir Güçlendirme Yöntemi,. *Tmh*, 459-460(1-2), 47-55.
- Kent, D., & Park, R.** (1971). Flexural Members With Confined Concrete. *Journal Of Structural Division*, 97(7), 1969-1990.
- Korkmaz, A., & Düzgün, M.** (2007). *Doğrusal Olmayan Yapısal Analiz Yöntemlerinin Değerlendirilmesi. İstanbul: İtü.*
- Krawinkler, H., & Seneviratna, G.** (1998). *Pros And Cons Of A Pushover Analysis Of Seismic Serformance Evaluation*. Usa: Elsevier.
- Lawson, R., Vance, V., & Krawinkler, H.** (1994). *Nonlinear Static Push-Over Analysis - Why, When And How?* Chicago.
- Livaöğlu, R., Şancı, E., Hakan, Ö., & Serhatoğlu, C.** (2017). Orta Dereceli Sismik Tehlike İçin Yüksek Yapı Sistemlerinin Performanslarında P-Delta Etkisinin Değerlendirmesi. *4. Uluslararası Deprem Mühendisliği Ve Sismoloji Konferansı*. Eskişehir.
- Mander, J., Priestley, M., & Park, R.** (1988). *Theoretical Stress- Strain Model For Confined Concrete*.
- Meyerhof, G.** (1965). Shallow Foundations. *Journal Of The Soil Mechanics And Foundations Divisions*, 91(Sm2), 21-31.
- Paulay, T., & Priestley, M.** (1992). *Seismic Design Of Reinforced Concrete And Masonry Buildings*. New York.
- Priestley, M., & Park, R.** (1987). *Strength And Ductility Of Concrete Bridge Columns Under Seismic Loading*. *Acı Struct. J.*, 84(1), 61-76.
- Ravzi, S., & Saatçioğlu, M.** (1992). Strength And Ductility Of Confined Concrete. *Journal Of*, 18(6), 1590-1607.
- Saiidi, M.** (1982). Hysteresis Models For Reinforced Concrete. *Journal Of The Structural Division*, 108(5), 1077-1087.
- Saral, E.** (2015). *Betonarme Yüksek Binaların Doğrusal Olmayan Analiz Yöntemleri İle Deprem Performanslarının Belirlenmesi*. İzmir: Dokuz Eylül Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü .
- Sawyer, H.** (1964). *Design Of Concrete Frames For Two Failure States*. Asce-Acı,.
- Sheikh, S., & Uzumeri, S.** (1980). Strength And Ductility Of Tied Concrete. *Journal Of The Structural Division*, 106(5), 1079-1102.
- Takeda, T., Sozen, M., & Nielson, N.** (1970). Reinforced Concrete Response To Simulated Earthquakes. *Journal Of Structural Division*, 96(St 12), 2557-2573.
- Ts498.** (1997). *Yapi Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri*.
- Ts500.** (Tarih Yok). *Betonarme Yapıların Tasarım Ve Yapım Kuralları*.

- Tuna, M.** (1992). *Çözümlü Örneklerle Betonarme-Taşıma Gücüne Göre Gözden Geçirilmiş* (S. 227 Sayfa.). İçinde Ankara: 2. Baskı, Tuna Eğitim Ve Kültür Vakfı.
- Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği.** (2019).
- Uzbaş, B.** (2014). *Beton İçin Geliştirilen Gerilme-Şekil Değiştirme Modellerinin Karşılaştırılması.*
- Vatansever, C.** (Tarih Yok). <https://slidetodoc.com/>. Mayıs 26, 2021 Tarihinde <https://slidetodoc.com/Gazantep-Meslek-Etm-Semner-Elik-Yaplarda-Plastik-Mafsal/> Adresinden Alındı
- Vesic, A. S.** (1973). Analysis Of Ultimate Loads Of Shallow Foundations. *Journal Of The Soil Mechanics And Foundations Division*, 99, 45-73.
- Vesic, A. S.** (1977). Design Of Pile Foundations. *National Cooperative Highway Research Program Synthesis Of Practice No. 42, Transportation Research Board*. Washington, Dc.
- Xtract.** (2013). *Cross-Sectional X Structural Analysis Of Components, Imbsen Software Systems*. Sacramento.

ÖZGEÇMİŞ

