

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**YARI RİJİT MESNETLENMİŞ PERDELER İLE GÜÇLENDİRİLEN BİR
OKUL BİNASININ KIRILGANLIK EĞRİLERİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Çağdaş TUNÇ

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Deprem Mühendisliği Programı

OCAK 2015

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**YARI RİJİT MESNETLENMİŞ PERDELER İLE GÜÇLENDİRİLEN BİR
OKUL BİNASININ KIRILGANLIK EĞRİLERİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

**Çağdaş TUNÇ
(501091222)**

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Deprem Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Doç. Dr. Ercan YÜKSEL

OCAK 2015

İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü'nün 501091222 numaralı Yüksek Lisans Öğrencisi **Çağdaş TUNÇ**, ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı “**YARI RİJİT MESNETLENMİŞ PERDELER İLE GÜÇLENDİRİLEN BİR OKUL BİNASININ KIRILGANLIK EĞRİLERİ**” başlıklı tezini aşağıda imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

Tez Danışmanı : **Doç. Dr. Ercan YÜKSEL**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Jüri Üyeleri : **Prof. Dr. Konuralp GİRĞİN**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Doç.Dr. Yasin Fahjan
Gebze Yüksek Teknoloji Enstitüsü

Teslim Tarihi : **05 Aralık 2014**
Savunma Tarihi : **20 Ocak 2015**

Aileme,

ÖNSÖZ

Yüksek lisans öğrenimim ve tez çalışmam süresince bana her zaman yardımcı olan ve bilgilerini paylaşan tez danışmanı hocam Doç. Dr. Ercan YÜKSEL'e, yine tez çalışmamda bana yardımcı olan Dr. Ş. Şeref POLAT'a, tez çalışmasını beraber yürüttüğüm arkadaşım İnş. Müh. Saygı KOÇAK'a, İsmail AKKAYA'ya, Gökhan Dok'a ve tüm öğrenim hayatım boyunca bana maddi ve manevi destek olan, her konuda beni destekleyen ve inanan aileme sonsuz teşekkürlerimi sunarım.

Aralık 2014

Çağdaş TUNÇ
(İnşaat Mühendisi)

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ.....	vii
İÇİNDEKİLER	ix
KISALTMALAR	xiii
ÇİZELGE LİSTESİ.....	xv
ŞEKİL LİSTESİ.....	xvii
SEMBOL LİSTESİ	xxiii
ÖZET.....	xxvii
SUMMARY	xxix
1. GİRİŞ	1
1.1 Tezin Amacı	4
2. YAPI-ZEMİN ETKİLEŞİMİ.....	5
2.1 Yapı-Zemin Dinamik Etkileşimi	5
2.2 Sistem idealize Ederek Yapılan Analizler.....	5
2.2.1 Doğrudan çözüm yöntemleri.....	5
2.2.2 Çok adımlı çözüm yöntemleri.....	6
2.2.2.1 İki adımlı çözüm yöntemi	6
2.2.2.2 Üç adımlı çözüm yöntemi	7
2.2.2.3 Alt sistemlere ayırma yöntemi	7
2.3 Fema 440'a Göre Zemin-Yapı Etkileşim Etkilerini İçeren Yöntemler.....	7
3. KIRILGANLIK EĞRİSİ KAVRAMI.....	11
3.1 Giriş.....	11
3.2 Hasar Eğrilerinin Oluşturulma Yöntemleri ve Genel Tanımlamalar	11
3.2.1 Şiddet Ölçüleri	12
3.2.2 Limit Durumlar ve Hasar Durumları	13
3.2.3 Hasar Ölçüleri	14
3.2.4 Hasar Eğrilerinin Oluşturulmasında Kullanılan Yöntemler.....	15
3.2.4.1 Gözleme Dayalı Hasar Olasılık Eğrileri	15
3.2.4.2 Yargıya Dayalı Hasar Olasılık Eğrileri	16
3.2.4.3 Birleştirilmiş Hasar Olasılık Eğrileri	16
3.2.4.4 Analitik Hasar Olasılık Eğrileri	16
3.3 Analitik Yöntem Kullanılarak Kırılganlık Fonksiyonlarının Oluşturulması ...	17
3.3.1 Kırılganlık Fonksiyonu Parametrelerinin Tahmini	20
3.4 Betonarme Binalar İçin Sismik Kırılganlık Eğrileri Oluşturulması Konusunda Önceden Yapılmış Araştırmalar	26
4. ÖRNEK TİP OKUL PROJESİNİN DOĞRUSAL OLMAYAN ARTIMSAL İTME ANALİZİ İLE PERFORMANS DÜZEYİNİN BELİRLENMESİ VE GÜÇLENDİRME SONRASI PERFORMANS ANALİZİ.....	29
4.1 Giriş.....	29
4.2 Bina Genel Bilgileri	29
4.3 Doğrusal Elastik Yöntemde Kullanılacak Yapısal Modelin Oluşturulması.....	33
4.3.1 Yük Tanımları	33

4.3.2 Modal Analiz Sonuçları	36
4.4 Mevcut Bina İçin Doğrusal Elastik Olmayan Yöntemde Kullanılacak Yapısal Modelin Oluşturulması.....	38
4.4.1 Yapısal elemanların malzeme modeli	38
4.4.2 Kirişlerin Yığılı Plastik Mafsal Tanımı.....	42
4.4.3 Kolonların ve Perdelerin Yayılı Plastikleşme Durumu Tanımı	52
4.4.4 Performans İtme Noktasının Belirlenmesi	57
4.4.5 TDY 2007'ye Göre Yapı Performans Değerlendirmesi.....	61
4.4.5.1 X Doğrultusu Analiz Sonucu Performans Değerlendirmesi	62
4.4.5.2 Y Doğrultusu Analiz Sonucu Performans Değerlendirmesi	69
4.5 Güçlendirme Yapısal Modelinin Oluşturulması.....	76
4.5.1 Güçlendirilmiş Yapı İçin Hesap Modeli	78
4.5.2 Modal Analiz Sonuçları	79
4.6 Güçlendirme İçin Doğrusal Elastik Olmayan Yöntemde Kullanılacak Yapısal Modelin Oluşturulması.....	81
4.6.1 Yapısal elemanların malzeme modeli	81
4.6.2 Performans İtme Noktasının Belirlenmesi	87
4.6.3 TDY 2007'ye Göre Yapı Performans Değerlendirmesi.....	91
4.6.3.1 X Doğrultusu Analiz Sonucu Performans Değerlendirmesi	91
4.6.4 Kirişte Kesme Kuvveti Kapasite Kontrolü.....	98
4.6.5 Kolonda Kesme Kuvveti Kapasite Kontrolü.....	99
4.6.6 Perdede Kesme Kuvveti Kapasite Kontrolü.....	100
4.6.6.1 Y Doğrultusu Analiz Sonucu Performans Değerlendirmesi	103
4.6.7 Kirişte Kesme Kuvveti Kapasite Kontrolü.....	108
4.6.8 Kolonda Kesme Kuvveti Kapasite Kontrolü.....	109
4.6.9 Perdede Kesme Kuvveti Kapasite Kontrolü.....	110
5. MEVCUT YAPININ VE TEMEL BAĞLANTISI YARI RİJİT KABUL EDİLEN GÜÇLENDİRİLMİŞ YAPININ KIRILGANLIK EĞRİLERİNİN OLUŞTURULMASI.....	113
5.1 Giriş	113
5.2 Kabul Edilen Temel ve Zemin Parametreleri.....	115
5.3 Seçilen Deprem Kayıtları ve Özellikleri	117
5.4 Mevcut Yapı Analiz Sonuçları ve Kırılkanlık Eğrileri.....	123
5.4.1 Analizler Sonucunda Oluşan Maksimum Görelî Kat Ötelemesi Değerleri	123
5.4.2 Hasar Sınıflarına Göre Oluşturulmuş Kırılkanlık Eğrileri	124
5.4.2.1 Minimum Hasar Kırılkanlık Eğrisi	124
5.4.2.2 Orta Hasar Kırılkanlık Eğrisi	125
5.4.2.3 Belirgin Hasar Kırılkanlık Eğrisi	126
5.4.2.4 Göçme Kırılkanlık Eğrisi	127
5.5 Zemin 1 Üzerinde Kabul Edilen Güçlendirilmiş Yapı İçin Analiz Sonuçları ve Kırılkanlık Eğrileri	128
5.5.1 Analizler Sonucunda Oluşan Maksimum Görelî Kat Ötelemesi Değerleri	128
5.5.2 Hasar Sınıflarına Göre Oluşturulmuş Kırılkanlık Eğrileri	130
5.5.2.1 Minimum Hasar Kırılkanlık Eğrisi	130
5.5.2.2 Orta Hasar Kırılkanlık Eğrisi	131
5.5.2.3 Belirgin Hasar Kırılkanlık Eğrisi	132
5.5.2.4 Göçme Kırılkanlık Eğrisi	133

5.6 Zemin 2 Üzerinde Kabul Edilen Güçlendirilmiş Yapı İçin Analiz Sonuçları ve Kırılgenlık Eğrileri	134
5.6.1 Analizler Sonucunda Oluşan Maksimum Görelî Kat Ötelemesi Değerleri	134
5.6.2 Hasar Sınıflarına Göre Oluşturulmuş Kırılgenlık Eğrileri	136
5.6.2.1 Minimum Hasar Kırılgenlık Eğrisi	136
5.6.2.2 Orta Hasar Kırılgenlık Eğrisi	137
5.6.2.3 Belirgin Hasar Kırılgenlık Eğrisi	138
5.6.2.4 Göçme Kırılgenlık Eğrisi	139
6. SONUÇ VE ÖNERİLER.....	141
KAYNAKLAR	147
ÖZGEÇMİŞ.....	151

KISALTMALAR

ATC 40	: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings
ASCE	: American Society of Civil Engineers
BH	: Belirgin Hasar
BHB	: Belirgin Hasar Bölgesi
CG	: Can Güvenliği Performans Seviyesi
DBYBHY	: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik 2007
E	: Deprem Yükleri
ETABS	: Integrated Analysis, Design, and Drafting of Building Systems
FEMA	: Federal Emergency Management Agency
G	: Düşey Sabit Yükler
GB	: Göçme Bölgesi
GÇ	: Kesit Göçme Sınırı
GH	: Göçme Hasarı
GÖ	: Göçme Öncesi Performans Seviyesi
GV	: Kesit Güvenlik Sınırı
HK	: Hemen Kullanım Performans Seviyesi
İH	: İleri Hasar
İHB	: İleri Hasar Bölgesi
MN	: Kesit Minimum Hasar Sınırı
MH	: Minimum Hasar
MHB	: Minimum Hasar Bölgesi
NEHRP	: National Earthquake Hazards Reduction Program
SAP2000	: Integrated Software for Structural Analysis and Design
SSI	: Zemin Yapı Etkileşimi
TDY2007	: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik 2007
Q	: Düşey Hareketli Yükler

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 1.1 : Türkiye’de kabul edilen deprem yönetmelikleri[1].....	2
Çizelge 4.1 : Perde kesitleri için donatı alanları ve adetleri.	32
Çizelge 4.2 : Kolon ve kiriş kesitleri için donatı alanları ve adetleri.	32
Çizelge 4.3 : X Yönü 1. Mod Sonuçları.	38
Çizelge 4.4 : Y Yönü 3. Mod Sonuçları.	38
Çizelge 4.5 : Güçlendirilmiş Yapının X Yönü 1. Mod Sonuçları.	80
Çizelge 4.6 : Güçlendirilmiş Yapının Y Yönü 2. Mod Sonuçları.	80
Çizelge 5.1 : Hasar Durumları İçin Görelî Kat Ötelemesi Eşik Değerleri	113
Çizelge 5.2 : Deprem Kayıt Tarihleri ve Yerleri	118
Çizelge 5.3 : Deprem Kayıtları ve Karakteristik Değerleri	119
Çizelge 5.4 : Deprem Sınıflaması ve Kayıt Kaynak Uzaklıkları.....	120
Çizelge 5.5 : Mevcut Yapıda Oluşan Maksimum Görelî Kat Ötelemeleri.....	123
Çizelge 5.6 : Zemin1 Üzerinde Bulunan Yapıda Oluşan Maksimum Görelî Kat Ötelemeleri.....	129
Çizelge 5.7 : Zemin2 Üzerinde Bulunan Yapıda Oluşan Maksimum Görelî Kat Ötelemeleri.....	135

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 1.1 : 1900-2009 yılları arasında Türkiye’deki hasar yapıcı depremler [1].	2
Şekil 1.2 : Türkiye deprem bölgeleri haritası [1].	3
Şekil 2.1 : Temel modeli kabulleri.	10
Şekil 3.1 : Limit ve Hasar Durumları (SYNER-G D3.1,2011).	14
Şekil 3.2 : Örnek Artımsal Dinamik Analiz Sonuçları.	21
Şekil 3.3 : Örnek Kesikli Artımsal Dinamik Analiz Sonuçları.	22
Şekil 3.4 : Örnek kırılgenlik fonksiyonu grafiği.	25
Şekil 4.1 : Tipik Kat Kalıp Planı.	31
Şekil 4.2 : Mevcut Okul Yapısı İçin Etabs Hesap Modeli.	33
Şekil 4.3 : Tipik bir plan üzerinde “G2” yüklemesi.	34
Şekil 4.4 : Uzun doğrultu iç aks üzerinde “G3” duvar yüklemesi.	34
Şekil 4.5 : Kısa doğrultu iç akstan “G3” duvar yüklemesi.	35
Şekil 4.6 : Tipik bir plan üzerinde “Q” yüklemesi.	35
Şekil 4.7 : 1.Mod şekli ve Periyod ($T=0.72\text{sn}$).	36
Şekil 4.8 : 2.Mod şekli ve Periyod ($T=0.578\text{sn}$).	37
Şekil 4.9 : 3.Mod şekli ve Periyod ($T=0.42\text{sn}$).	37
Şekil 4.10 : C12 beton sınıfı için sargılı beton davranış modeli.	39
Şekil 4.11 : C12 sargılı betonun şekil değiştirme kapasite değerleri.	39
Şekil 4.12 : C12 beton sınıfı için sargısız beton davranış modeli.	40
Şekil 4.13 : C12 sargısız betonun şekil değiştirme kapasite değerleri.	40
Şekil 4.14 : S420 sınıfı donatı çeliği malzeme davranış modeli.	41
Şekil 4.15 : S420 sınıfı donatı çeliği için şekil değiştirme kapasite değerleri.	41
Şekil 4.16 : Yığılı Plastik Mafsal Modeli ve Tipik bir Moment-Dönme İlişkisi.	42
Şekil 4.17 : 30x70 boyutlarındaki kiriş kesiti ve donatısı.	43
Şekil 4.18 : Plastik mafsal için kirişteki moment-eğrilik ilişkisi.	43
Şekil 4.19 : Çelik birim uzamasının 0.01 olması durumundaki kirişteki moment eğrilik grafiği.	44
Şekil 4.20 : Çelik birim uzamasının 0.04 olması durumundaki kirişteki moment eğrilik grafiği.	44
Şekil 4.21 : Çelik birim uzamasının 0.06 olması durumundaki kirişteki moment eğrilik grafiği.	45
Şekil 4.22 : Plastik mafsal için moment-eğrilik ilişkisi (Negatif Durum).	45
Şekil 4.23 : Çelik birim uzamasının 0.01 olması durumundaki kirişteki moment eğrilik grafiği (Negatif Durum).	46
Şekil 4.24 : Çelik birim uzamasının 0.04 olması durumundaki kirişteki moment eğrilik grafiği (Negatif Durum).	46
Şekil 4.25 : Çelik birim uzamasının 0.06 olması durumundaki kirişteki moment eğrilik grafiği (Negatif Durum).	47
Şekil 4.26 : Perform-3D plastik mafsal akma momenti tanımları.	48
Şekil 4.27 : Perform-3D plastik mafsal deformasyon kapasiteleri tanımları.	48
Şekil 4.28 : Perform-3D plastik mafsal akma momenti tanımları.	49

Şekil 4.29 : Perform-3D plastik mafsallık deformasyon kapasiteleri tanımları.....	49
Şekil 4.30 : Perform-3D plastik mafsallık akma momenti tanımları.....	50
Şekil 4.31 : Perform-3D plastik mafsallık deformasyon kapasiteleri tanımları.....	50
Şekil 4.32 : Tanımlanan Mafsallık Tiplerinin Plan Üzerinde Gösterimi.....	51
Şekil 4.33 : Betonarme perde Duvarların Fiber Modelleri.....	1”52
Şekil 4.34 : 30x60 boyutlarındaki kolon kesiti ve donatısı.....	53
Şekil 4.35 : 30x60 Kolonun Fiber Alanları ve Koordinatları-1.....	53
Şekil 4.36 : 30x60 Kolonun Fiber Alanları ve Koordinatları-2.....	53
Şekil 4.37 : 30x60 Kolonun Genel Çubuk Eleman Tanımı.....	54
Şekil 4.38 : Mevcut betonarme perde donatı detay resmi.....	54
Şekil 4.39 : Perdenin Fiber Alanları ve Koordinatları.....	55
Şekil 4.40 : Kontrol Edilecek Dış Lif Fiber Koordinatları.....	55
Şekil 4.41 : Fiber Elemanların Kesit Üzerinde Görünüşleri.....	56
Şekil 4.42 : Fiber Elemanların Düzlem Dışı Özellikleri (Elastik).....	56
Şekil 4.43 : 50 Yılda Aşılma Olasılığı %10 Olan Deprem Spektrum Eğrisi.....	57
Şekil 4.44 : 50 Yılda Aşılma Olasılığı %2 Olan Deprem Spektrum Eğrisi.....	57
Şekil 4.45 : X Yönü Taban Kesme Kuvveti - Tepe Yerdeğiştirme Grafiği.....	58
Şekil 4.46 : Y Yönü Taban Kesme Kuvveti - Tepe Yerdeğiştirme Grafiği.....	58
Şekil 4.47 : Aşılma Olasılığı %10 Olan Deprem İçin X Yönü Performans İtme Noktası.....	59
Şekil 4.48 : Aşılma Olasılığı %2 Olan Deprem İçin X Yönü Performans İtme Noktası.....	59
Şekil 4.49 : Aşılma Olasılığı %10 Olan Deprem İçin Y Yönü Performans İtme Noktası.....	60
Şekil 4.50 : Aşılma Olasılığı %2 Olan Deprem İçin Y Yönü Performans İtme Noktası.....	61
Şekil 4.51 : X Yönü HK Limitleri için Eleman Çalışma Oranları Genel Görünüm.....	62
Şekil 4.52 : 1.Kat Kirişlerinin HK Limitleri için Çalışma Oranları Sonuçları.....	62
Şekil 4.53 : 2.Kat Kirişlerinin HK Limitleri için Çalışma Oranları Sonuçları.....	63
Şekil 4.54 : 3.Kat Kirişlerinin HK Limitleri için Çalışma Oranları Sonuçları.....	63
Şekil 4.55 : 4.Kat Kirişlerinin HK Limitleri için Çalışma Oranları Sonuçları.....	63
Şekil 4.56 : A Aksı HK Limitleri için Çalışma Oranları Sonuçları.....	64
Şekil 4.57 : B Aksı HK Limitleri için Çalışma Oranları Sonuçları.....	64
Şekil 4.58 : X Yönü CG Limitleri için Eleman Çalışma Oranları Genel Görünüm.....	65
Şekil 4.59 : 1.Kat Kirişlerinin CG Limitleri için Çalışma Oranları Sonuçları.....	65
Şekil 4.60 : 2.Kat Kirişlerinin CG Limitleri için Çalışma Oranları Sonuçları.....	66
Şekil 4.61 : 3.Kat Kirişlerinin CG Limitleri için Çalışma Oranları Sonuçları.....	66
Şekil 4.62 : 4.Kat Kirişlerinin CG Limitleri için Çalışma Oranları Sonuçları.....	66
Şekil 4.63 : A Aksı CG Limitleri için Çalışma Oranları Sonuçları.....	67
Şekil 4.64 : B Aksı CG Limitleri için Çalışma Oranları Sonuçları.....	67
Şekil 4.65 : A Aksı GÖ Limitleri için Çalışma Oranları Sonuçları.....	67
Şekil 4.66 : Y Yönü HK Limitleri için Eleman Çalışma Oranları Genel Görünüm.....	69
Şekil 4.67 : 1.Kat Kirişlerinin HK Limitleri için Çalışma Oranları Sonuçları.....	69
Şekil 4.68 : 2.Kat Kirişlerinin HK Limitleri için Çalışma Oranları Sonuçları.....	70
Şekil 4.69 : 3.Kat Kirişlerinin HK Limitleri için Çalışma Oranları Sonuçları.....	70
Şekil 4.70 : 4.Kat Kirişlerinin HK Limitleri için Çalışma Oranları Sonuçları.....	70
Şekil 4.71 : B Aksı HK Limitleri için Çalışma Oranları Sonuçları.....	71
Şekil 4.72 : 5 Aksı HK Limitleri için Çalışma Oranları Sonuçları.....	71
Şekil 4.73 : 6 Aksı HK Limitleri için Çalışma Oranları Sonuçları.....	71
Şekil 4.74 : Y Yönü CG Limitleri için Eleman Çalışma Oranları Genel Görünüm.....	72

Şekil 4.75 : 1.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.	72
Şekil 4.76 : 2.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.	73
Şekil 4.77 : 3.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.	73
Şekil 4.78 : 4.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.	73
Şekil 4.79 : A Aksı CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.	74
Şekil 4.80 : B Aksı CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.	74
Şekil 4.81 : B Aksı GÖ Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.	74
Şekil 4.82 : Güçlendirilmiş Yapı İçin Tipik Kat Kalıp Planı.	77
Şekil 4.83 : Güçlendiriş Yapı Hesap Modeli Ön Görünüş.	78
Şekil 4.84 : Güçlendiriş Yapı Hesap Modeli Arka Görünüş.	78
Şekil 4.85 : 1.Mod Şekli ve Periyot.	79
Şekil 4.86 : 2.Mod Şekli ve Periyot.	79
Şekil 4.87 : 3.Mod Şekli ve Periyot.	80
Şekil 4.88 : C30 beton sınıfı için sargılı beton davranış modeli.	81
Şekil 4.89 : C30 sargılı betonun şekil değiştirme kapasite değerleri.	82
Şekil 4.90 : C30 beton sınıfı için sargısız beton davranış modeli.	82
Şekil 4.91 : C30 sargısız betonun kapasite kaybı sınır değerleri.	83
Şekil 4.92 : C30 sargısız betonun şekil değiştirme kapasite değerleri.	83
Şekil 4.93 : 30x360 ve 30x390 Betonarme Perde Donatı Detayı.	84
Şekil 4.94 : 30x360 Perdesinin N=2000 kN Eksenel Kuvvet Düzeyi İçin Moment-Eğrilik Grafiği.	84
Şekil 4.95 : 30x360 Perdesinin N=3000 kN Eksenel Kuvvet Düzeyi İçin Moment-Eğrilik Grafiği.	85
Şekil 4.96 : 30x720 Betonarme Perde Donatı Detay Resmi.	85
Şekil 4.97 : 30x720 Perdesinin N=3100 kN Eksenel Kuvvet Düzeyi İçin Moment-Eğrilik Grafiği.	86
Şekil 4.98 : 30x720 Perdesinin N=6200 kN Eksenel Kuvvet Düzeyi İçin Moment-Eğrilik Grafiği.	86
Şekil 4.99 : X Yönü Taban Kesme Kuvveti - Tepe Yerdeğiştirme Grafiği.	87
Şekil 4.100 : Y Yönü Taban Kesme Kuvveti - Tepe Yerdeğiştirme Grafiği.	88
Şekil 4.101 : Aşılma Olasılığı %10 Olan Deprem İçin X Yönü Performans İtme Noktası.	88
Şekil 4.102 : Aşılma Olasılığı %2 Olan Deprem İçin X Yönü Performans İtme Noktası.	89
Şekil 4.103 : Aşılma Olasılığı %10 Olan Deprem İçin Y Yönü Performans İtme Noktası.	90
Şekil 4.104 : Aşılma Olasılığı %2 Olan Deprem İçin Y Yönü Performans İtme Noktası.	90
Şekil 4.105 : X Yönü HK Limitleri için Eleman Çalışma Oranları Genel Görünüm.	92
Şekil 4.106 : 1.Kat Kirişlerinin HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.	92
Şekil 4.107 : 2.Kat Kirişlerinin HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.	93
Şekil 4.108 : 3.Kat Kirişlerinin HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.	93
Şekil 4.109 : 4.Kat Kirişlerinin HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.	93
Şekil 4.110 : A Aksı HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.	94
Şekil 4.111 : B Aksı HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.	94
Şekil 4.112 : X Yönü CG Limitleri için Eleman Çalışma Oranları Genel Görünüm.	95
Şekil 4.113 : 1.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.	95
Şekil 4.114 : 2.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.	96
Şekil 4.115 : 3.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.	96

Şekil 4.116 : 4.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.	96
Şekil 4.117 : A Aksı CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.	97
Şekil 4.118 : B Aksı CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.	97
Şekil 4.119 : B Aksı GÖ Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.	97
Şekil 4.120 : Kiriş Maksimum Kesme Kuvveti Grafiği	98
Şekil 4.121 : Kolon Maksimum Kesme Kuvveti Grafiği	99
Şekil 4.122 : 30x360 Perdesi Maksimum Kesme Kuvveti Grafiği.....	100
Şekil 4.123 : 30x720 Perdesi Maksimum Kesme Kuvveti Grafiği.....	101
Şekil 4.124 : Y Yönü HK Limitleri için Eleman Çalışma Oranları Genel Görünüm.	103
Şekil 4.125 : 1.Kat Kirişlerinin HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.	103
Şekil 4.126 : 2.Kat Kirişlerinin HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.	104
Şekil 4.127 : 3.Kat Kirişlerinin HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.	104
Şekil 4.128 : 1.Kat Kirişlerinin HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.	104
Şekil 4.129 : B Aksı HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.	105
Şekil 4.130 : 1 Aksı HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.....	105
Şekil 4.131 : 5 Aksı HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.....	105
Şekil 4.132 : Y Yönü CG Limitleri için Eleman Çalışma Oranları Genel Görünüm.	106
Şekil 4.133 : 1.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.	106
Şekil 4.134 : 2.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.	107
Şekil 4.135 : 3.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.	107
Şekil 4.136 : 4.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.	107
Şekil 4.137 : Kiriş Maksimum Kesme Kuvveti Grafiği	108
Şekil 4.138 : Kolon Maksimum Kesme Kuvveti Grafiği	109
Şekil 4.139 : 30x720 Perdesi Maksimum Kesme Kuvveti Grafiği.....	110
Şekil 4.140 : 30x390 Perdesi Maksimum Kesme Kuvveti Grafiği.....	111
Şekil 4.141 : 30x390 Perdesi Maksimum Kesme Kuvveti Grafiği.....	111
Şekil 5.1 : Çoklu Analizler Yöntemi İçin Kullanılan Excel Programı.	114
Şekil 5.2 : Temel Kirişi ve Bağ Kirişi Kesitleri.....	115
Şekil 5.3 : Temel modeli kabulleri.....	116
Şekil 5.4 : Hedef Spektrumları ve Deprem Kayıtlarınının Spektral ivme-Zaman Grafiği.	121
Şekil 5.5 : Hedef Spektrumların ve Deprem Kayıtlarınının Ortalamasının Spektral ivme-Zaman Grafiği.	121
Şekil 5.6 : Hedef Spektrumların ve Deprem Kayıtlarınının Spektral ivme-Zaman Grafiği.	122
Şekil 5.7 : Hedef Spektrumların ve Deprem Kayıtlarınının Ortalamasının Spektral ivme-Zaman Grafiği.	122
Şekil 5.8 : Deprem Büyüklüklerine Göre Mevcut Yapıda Oluşan Maksimum Görelî Kat Öteleme Değerleri.	124
Şekil 5.9 : MH Kırılgnalık Eğrisi Oluşturmak İçin Olasılık Tablosu.	124
Şekil 5.10 : MH İçin Kırılgnalık Eğrisi.	125
Şekil 5.11 : OH Kırılgnalık Eğrisi Oluşturmak İçin Olasılık Tablosu.....	125
Şekil 5.12 : OH İçin Kırılgnalık Eğrisi.	126
Şekil 5.13 : BH Kırılgnalık Eğrisi Oluşturmak İçin Olasılık Tablosu.	126
Şekil 5.14 : BH İçin Kırılgnalık Eğrisi.	127
Şekil 5.15 : GH Kırılgnalık Eğrisi Oluşturmak İçin Olasılık Tablosu.....	127
Şekil 5.16 : Göçme Durumu İçin Kırılgnalık Eğrisi.	128

Şekil 5.17 : Deprem Büyüklüklerine Göre Zemin1 Üzerindeki Güçlendirilmiş Yapıda Oluşan Maksimum Göreli Kat Öteleme Değerleri.	130
Şekil 5.18 : MH Kırılganlık Eğrisi Oluşturmak İçin Olasılık Tablosu.	130
Şekil 5.19 : MH İçin Kırılganlık Eğrisi.	131
Şekil 5.20 : OH Kırılganlık Eğrisi Oluşturmak İçin Olasılık Tablosu.	131
Şekil 5.21 : OH İçin Kırılganlık Eğrisi.	132
Şekil 5.22 : BH Kırılganlık Eğrisi Oluşturmak İçin Olasılık Tablosu.	132
Şekil 5.23 : BH İçin Kırılganlık Eğrisi.	133
Şekil 5.24 : GH Kırılganlık Eğrisi Oluşturmak İçin Olasılık Tablosu.	133
Şekil 5.25 : GH İçin Kırılganlık Eğrisi.	134
Şekil 5.26 : Deprem Büyüklüklerine Göre Zemin2 Üzerindeki Güçlendirilmiş Yapıda Oluşan Maksimum Göreli Kat Öteleme Değerleri.	136
Şekil 5.27 : MH Kırılganlık Eğrisi Oluşturmak İçin Olasılık Tablosu.	136
Şekil 5.28 : MH İçin Kırılganlık Eğrisi.	137
Şekil 5.29 : OH Kırılganlık Eğrisi Oluşturmak İçin Olasılık Tablosu.	137
Şekil 5.30 : OH İçin Kırılganlık Eğrisi.	138
Şekil 5.31 : BH Kırılganlık Eğrisi Oluşturmak İçin Olasılık Tablosu.	138
Şekil 5.32 : BH İçin Kırılganlık Eğrisi.	139
Şekil 5.33 : GH Kırılganlık Eğrisi Oluşturmak İçin Olasılık Tablosu.	139
Şekil 5.34 : GH İçin Kırılganlık Eğrisi.	140
Şekil 6.1 : MH Durumu İçin Kırılganlık Eğrileri Karşılaştırması.	141
Şekil 6.2 : OH Durumu İçin Kırılganlık Eğrileri Karşılaştırması.	142
Şekil 6.3 : BH Durumu İçin Kırılganlık Eğrileri Karşılaştırması.	142
Şekil 6.4 : GH Durumu İçin Kırılganlık Eğrileri Karşılaştırması.	143
Şekil 6.5 : Mevcut Yapı, Bütün Hasar Durumları İçin Kırılganlık Eğrileri Karşılaştırması.	143
Şekil 6.6 : Zemin1 Güçlendirilmiş Yapı, Bütün Hasar Durumları İçin Kırılganlık Eğrileri Karşılaştırması.	144
Şekil 6.7 : Zemin2 Güçlendirilmiş Yapı, Bütün Hasar Durumları İçin Kırılganlık Eğrileri Karşılaştırması.	144

SEMBOL LİSTESİ

A_0	: Etkin yer ivme katsayısı
A_c	: Kolon veya perdenin brüt enkesit alanı
A_s	: Boyuna donatı alanı
a	: İvme
$a_1^{(i)}$	: (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait modal ivme
a_i	: Kesit çevresindeki boyuna donatıların eksenleri arasındaki uzaklık
b_w	: Kirişin gövde genişliği, perdenin gövde kalınlığı
C_{R1}	: Birinci moda ait spektral yerdeğiştirme oranı
d	: Kirişin faydalı yüksekliği
$d_1^{(i)}$	: (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait modal yerdeğiştirme
$d_1^{(p)}$	: Birinci moda ait modal yerdeğiştirme istemi
E	: Elastisite modülü
$(EI)_0$	: Çatlamamış kesite ait eğilme rijitliği
$(EI)_e$	: Çatlamış kesite ait etkin eğilme rijitliği
E_c	: Beton elastisite modülü
E_s	: Donatı çeliğinin elastisite modülü
f_c	: Sargılı beton basınç gerilmesi
f_{cc}	: Sargılı beton basınç dayanımı
f_{ck}	: Betonun karakteristik silindir basınç dayanımı
f_{cm}	: Beton dayanımı
f_{co}	: Sargısız beton basınç dayanımı
f_{ctm}	: Betonun çekme dayanımı
f_{ctd}	: Betonun tasarım çekme dayanımı
f_e	: Etkili sargılama basıncı
f_{yw}	: Enine donatı akma dayanımı
f_{ywd}	: Enine donatının tasarım akma dayanımı
g	: Yerçekimi ivmesi
I	: Bina önem katsayısı
l	: Bir cisim üzerindeki herhangi iki nokta arasındaki uzaklık

l_p	: Plastik mafsalsal boyu
n	: Hareketli yük katılım katsayısı
N_d	: Yük katsayıları ile çarpılmış düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan eksenel kuvvet
R	: Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
R_{y1}	: Birinci moda ait dayanım azaltma katsayısı
$S_a^{hedef}(T)$	: Ölçeklendirme işleminde hedef alınan tasarım spektrumu
$S_a^{gerçek}(T)$	: Kaydedilmiş deprem ivme kaydının tek serbestlik dereceli sistem için tepki spektrumu
$S_{ae}(T)$	: Elastik spektral ivme
$S_{ae1}^{(1)}$	: İtme analizinin ilk adımında birinci moda ait elastik spektral ivme
$S_{de1}^{(1)}$	: İtme analizinin ilk adımında birinci moda ait doğrusal elastik spektral yerdeğiştirme
S_{dt1}	: Birinci moda ait doğrusal elastik olmayan spektral yerdeğiştirme
s	: Etriye aralığı
T_0	: Başlangıç periyodu
T_1	: Binanın birinci doğal titreşim periyodu
$T_1^{(1)}$	: Deprem doğrultusundaki hâkim titreşim moduna ait doğal titreşim Periyodu
T_A, T_B	: Spektrum karakteristik periyodları
V_c	: Betonun kesme dayanımına katkısı
V_e	: Kolon, kiriş ve perdede enine donatı hesabında esas alınan kesme kuvveti
V_r	: Kolon, kiriş veya perde kesitinin kesme dayanımı
$u_{xN1}^{(i)}$	: Binanın tepesinde (N'inci katında) x deprem doğrultusunda (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait yerdeğiştirme
$u_{xN1}^{(p)}$	: Binanın tepesinde (N'inci katında) x deprem doğrultusunda tepe yerdeğiştirme istemi
Γ_{x1}	: x deprem doğrultusundaki birinci moda ait katkı çarpanı
γ	: Birim kayma şekildeğiştirmesi
ϵ	: Birim boy değişmesi
ϵ_{co}	: Betonda plastik şekildeğiştirmelerin başladığı şekildeğiştirme sınırı
ϵ_{cu}	: Sargılı betondaki maksimum basınç birim şekildeğiştirmesi
ϵ_e	: Beton çeliğinin akma şekildeğiştirmesi
ϵ_{su}	: Donatı çeliğinin kopma birim şekildeğiştirmesi

θ_p	: Plastik dönme istemi
ϕ_p	: Plastik eğrilik istemi
Φ_{xN1}	: Binanın tepesinde (N'inci katında) x deprem doğrultusunda birinci mod'a ait mod şekli genliği
ϕ_y	: Eşdeğer akma eğriliği
φ	: Kesitin dönmesi
ρ_{sh}	: Perdede yatay gövde donatılarının hacımsal oranı

YARI RİJİT MESNETLENMİŞ PERDELER İLE GÜÇLENDİRİLEN BİR OKUL BİNASININ KIRILGANLIK EĞRİLERİ

ÖZET

Bu tez çalışmasında Bayındırlık ve İskân Bakanlığı'nın 1999 depremi öncesinde uyguladığı tip okul projeleri içerisinde güçlendirme projeleri hazırlattığı yaygın bir örneği esas alınarak öncelikle günümüz deprem yönetmeliğine göre artımsal itme analizi yöntemi kullanılarak performans düzeyi incelenmiştir. Yine aynı analiz yöntemi ile istenilen performans düzeyi sağlanamayan bu yapıya betonarme perde duvarlar eklenerek güçlendirmesi sağlanmıştır. Bu aşamadan sonra yeterli performans düzeyi sağlanmış olan yapının temel sistemi ile birlikte modellenerek zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yöntemi ile kırılganlık eğrileri oluşturulmuştur. Temelin altında bulunan zemin çekme ve basınç alan elastik yaylarla temsil edilmiştir. Bu çalışmanın ana amacı, yapının kırılganlık eğrileri oluşturularak, sismik davranışın olasılıklı olarak daha gerçekçi bir şekilde ifadesini sağlayabilmektir. Böylece yapıda herhangi bir deprem düzeyinde ne kadar hasar oluşabileceği olasılıksal olarak öngörülebilmektedir.

Bu çalışmanın ilk bölümünde konuya giriş, çalışmanın amacı, performans kavramı ve doğrusal olmayan yöntemlerin mevcut yapılar için kullanılması anlatılmıştır.

Çalışmanın ikinci bölümünde yapı zemin etkileşiminde kullanılan yöntemler kısaca anlatılmıştır. Yapısal analizlerde genellikle temeller ankastre kabul edilmekte ve temellerdeki yer değiştirme ve dönmeler ihmal edilmektedir. Ancak, yapı taşıyıcı sistemlerinde statik yükler etkisinde yapılan analizlerde dahi temellerde çökme ve dönmeler oluşmaktadır. Deprem yükü gibi dinamik yükler etkisinde yapı, zemin ile birlikte hareket etmekte ve temeller dinamik yükleme boyunca zemin üzerinde farklı konumlarda bulunabilmektedir. Zeminlerin davranışını temsil etmek için tanımlanan pek çok zemin modeli, doğrusal olmayan ve hiperbol şeklinde bir gerilme-şekil değiştirme bağıntısına sahiptir. Yapı-zemin etkileşimini içeren analizlerde hem zeminin hem de taşıyıcı sistem elemanlarının davranışını yeterince iyi temsil edecek doğrusal olmayan gerilme-şekil değiştirme bağıntıları kullanmak, yapı taşıyıcı sisteminde oluşacak etkilerin doğru şekilde belirlenmesi açısından son derece önemlidir.

Üçüncü bölümde, kırılganlık eğrilerinin oluşturulması hakkında genel bilgi ve kabuller sunulmuştur.

Dördüncü bölümde genel yapı bilgileri, hesap modelleri ve yük bilgileri genel olarak tanıtılmıştır. Lineer olmayan analizler için yapılmış olan kapasite ve malzeme kabulleri sunulmuş ve ardından analiz sonuçları değerlendirilmiştir. Aynı bilgiler ve sonuçlar perdeler ile güçlendirilmiş olan yapı için de tekrarlanmıştır. Bu bölümün son kısmında mevcut yapı ile güçlendirilmiş yapının doğrusal olmayan analiz sonuçları değerlendirilmiştir.

Beşinci bölümde ise, bu yapıların kırılma eğrilerinin çıkarılabilmesi için gerekli olan deprem kayıtları tanıtılmıştır. Zaman tanım alanında lineer olmayan analizleri sonucunda oluşan kırılma eğrileri oluşturulmuştur.

Son bölümde ise bulunan risk eğrileri üzerinden sonuçlar ve öneriler ayrıntılı bir şekilde açıklanmıştır.

THE FRAGILITY CURVES OF A SCHOOL BUILDING RETROFITTED BY SEMI-RIGID SUPPORTED SHEAR WALLS

SUMMARY

In this study, the level of performance of a typical school building project which was commonly applied prior the 1999 Earthquakes, has been primarily determined by using the method of push-over analysis in accordance with the current Turkish Earthquake Code. The typical school building has been retrofitted by adding reinforced concrete shear walls to achieve the desired level of performance with the same analysis method. After that stage, it is assumed that the building which is supported by the semi-rigid foundation system, achieved the adequate performance level and the fragility curves were developed by nonlinear time history analyses. The main purpose of this study is to evaluate damage possibilities obtained in the framework of the performance-based approach for the existing condition of the school structure and its condition after the retrofitting. As a result of this study, it is possible to foresee the risk of damage to the structure at any level of earthquake.

The first section of this study describes the introduction, aim of the study, the concept of performance and use of the non-linear methods for the existing structures.

In the second section, general information is presented about the effect of foundation system on the general performance of the superstructure. In the fixed base assumption, displacements and rotations at the foundation level are neglected. However, some extent of translational and rotational displacements may occur at the foundation level even for static loads. Considering dynamic loadings such as earthquake effects, the superstructure and soil moves together, in some cases the superstructure and soil moves towards opposite directions and foundations can be at different locations on soil during the dynamic loading. It is important to define nonlinear stress-strain properties of the materials and sections representing the behavior of soil and superstructure sufficiently and properly for the analysis that are performed with the soil-structure interaction.

The third section is mainly about fragility curves. Fragility functions provide the probability of exceeding a prescribed level of damage for a wide range of ground motion intensities. Vulnerability analysis can be carried out for buildings, essential facilities, lifelines etc. Fragility functions (or curves) are extremely important for estimating the overall risk to the civil infrastructure from potential earthquakes and for predicting the economic impact of future earthquakes. They can also be very useful for emergency response and disaster planning by a national authority, as well as insurance companies that wish to estimate the overall loss after a scenario earthquake. Furthermore, fragility functions can be used to design retrofitting schemes by carrying out cost/benefit studies for different types of structural intervention schemes. Additionally, they can be used to mitigate risk through the calibration of seismic codes for the design of new buildings; the additional cost in providing seismic resistance can be quantitatively compared with the potential losses that are subsequently avoided. In

this chapter a brief review is presented of the Intensity Measures, the Limit and the Damage States, the Damage Measures and the methods that have been used for the construction of fragility functions. An Intensity Measure (IM) is the reference ground motion parameter against which the probability of exceedance of a given limit state is plotted. Many IMs have been developed; each one may describe different characteristics of the motion, some of which may be more adverse for the structure under consideration. The use of a particular IM in seismic risk analysis should be guided by the extent to which the measure corresponds to damage to local elements of a system. In the current study the peak ground acceleration (PGA) is selected to be the IM.

In seismic risk assessment, the performance levels of a building can be defined through damage thresholds called limit states. A limit state defines the threshold between different damage conditions, whereas the damage state defines the damage conditions themselves. For instance, if the performance of a building is described by two limit states, there will be three damage states. The methods for deriving fragility curves generally model the damage on a discrete damage scale. In the empirical procedures, the scale is used in reconnaissance efforts to produce post-earthquake damage statistics, whereas in the analytical procedures the scale is related to the limit state mechanical properties of the buildings, such as displacement capacity. In the production of seismic fragility curves several Damage Measures (DM) may be used. Which of the DM is the most suitable depends on whether the seismic assessment of the members or of the building as a whole is of interest. In this study interstorey drift values were used for classify damage in four grades: slight, moderate, extensive and collapse according to HAZUS(1997), Earthquake loss estimation methodology-Technical Manual, FEMA. In the construction of the fragility functions there is no definitive method or strategy. A great degree of uncertainty is involved in each step of the procedure. This uncertainty is due to the variability in ground motion characteristics, the analytical modelling, the materials used and the definition of the damage states.

The various methods for vulnerability assessment that have been proposed in the past can be classified into four generic groups: empirical, expert-opinion based, analytical and hybrid. Analytical method was used for this thesis. This methods tend to feature more detailed and transparent vulnerability assessment algorithms with direct physical meaning, that not only allow detailed sensitivity studies to be undertaken, but also cater to straightforward calibration to various characteristics of building stock and hazard. Analytical fragility curves are constructed starting from the statistical elaboration of damage distributions that are simulated from analyses of structural models under increasing earthquake intensity. The application of the analytical methods might be limited by the computational effort of the analyses. To reduce the computational effort, simplified analytical models are often used, to allow for a large number of analyses to be undertaken, such that the uncertainties can be adequately modelled. The similarity between the model and the real structure, which strongly influences the reliability of the results, is dependent on the modelling capabilities. In the case of non-linear dynamic analysis which have been studied in this thesis a detailed structural model is subjected to ground motion recordings (accelerograms), through numerous time history analyses. This kind of analysis is time consuming but it is closer to reality and allows the influence of the record-to-record variability on the structural response to be accounted for. However, this method can be sensitive to the number and the characteristics of the selected accelerograms.

There are a number of procedures for performing nonlinear dynamic structural analyses to collect the data for estimating a fragility function. One common approach is incremental dynamic analysis (IDA), where a suite of ground motions are repeatedly scaled in order to find the IM level at which each ground motion causes collapse (Vamvatsikos and Cornell 2002; Federal Emergency Management Agency 2009). A second common approach have been used in this thesis is multiple stripes analysis, where analysis is performed at a specified set of IM levels, each of which has a unique ground motion set (Jalayer 2003). As the type of data collected in these two cases differs, the appropriate approach for estimating fragility functions from the data also differs. This section presents appropriate methods for fitting fragility functions to data from these and other related approaches. Given these methods for fragility function fitting, the paper then discusses optimal strategies for performing structural analysis in order to obtain an accurate fragility estimate with a minimal number of structural analyses.

In the fourth chapter, the general characteristics of typical school building to be used in the analyses are described. It presents the load values defined for the calculation model to be used for the non-linear analyses and results of modal analysis. Nonlinear characteristics and the cross section capacities of the elements and the limit conditions of materials used in order to make performance evaluation as a result of the pushover analysis are described. Target displacement values required for the pushover analysis have been determined following these general definitions. Pushover analysis have been carried out for the existing structure and its results are presented as a performance evaluation. Then, the additional shear walls that were formed to retrofitted structure have been introduced with varying foundation fixity and material values and its section properties have been presented. The analyses were repeated by determining the target displacement of the retrofitted structure in the same manner and it is shown that the structure achieves the desired level of performance.

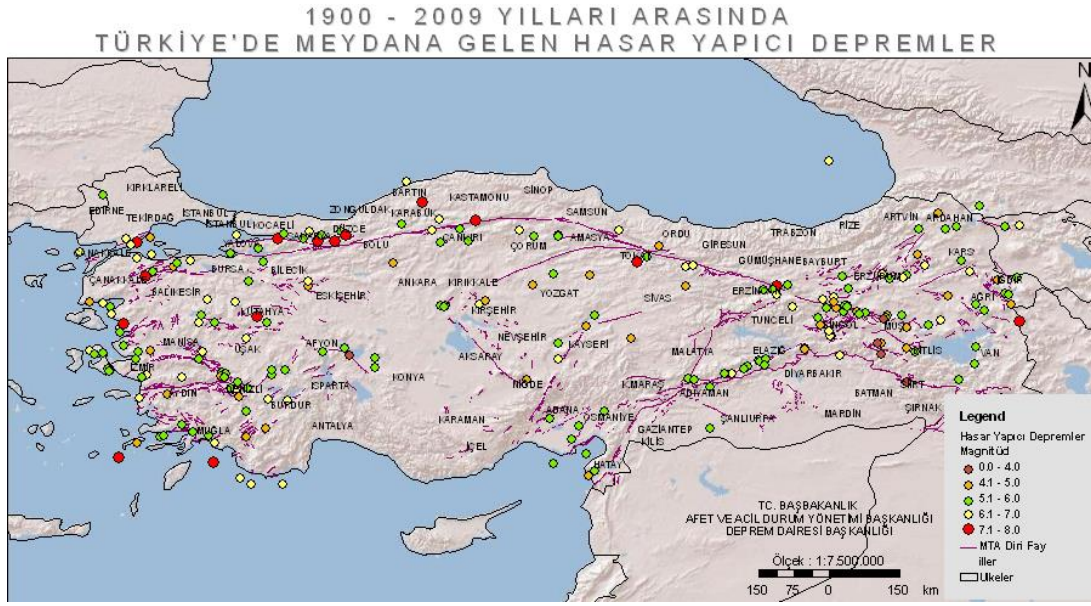
In the fifth chapter, the general characteristics of the selected earthquake records have been introduced for non-linear analysis of the structures in the time-definition area before and after retrofitting. Then, it the maximum drift values derived from the analyses on the existing structure and retrofitted structure, respectively, have been presented. Using these values, fragility graphics have been developed for each condition of damage separately.

In the last section, fragility curves which are produced for the various foundation fixity cases of shear walls, are compared for the different performance levels. It is concluded that the base fixity of added shear walls is significantly effective on the general performance of the retrofitted structure.

1. GİRİŞ

Yeryüzünde deprem dâhil birçok doğal afet durumu oluşması insanları maddi, manevi ve psikolojik yönden çok fazla etkilemektedir. Deprem ise bu felaketlerin içinde kitlesel olarak insanoğlunu en fazla etkileyen felaketlerin başında gelmekte ve belirli zaman aralıkları ile tarih boyunca gerçekleşmektedir. İnsanoğlu tarih boyunca doğal afetleri önceden bilmek için çaba sarf etmesine rağmen, hali hazırda bugün geline noktada bilim bu konuda insanoğlu için yeterli miktarda tatmin edici cevap bulamamaktadır. Depremlerin oluşması ve tekrarlanma periyodu bakımından elde edilen bilgiler sahip olduklarımız arasında en net bilgilerdir. Depremlerin bilinen bir diğer özelliği de, günümüzde önceden haber verme olanağının olmamasıdır. Bütün bu teknolojiler olsa dahi inşaat mühendisliğinin en temel görevi depreme dayanıklı, ekonomik mühendislik çözümleri sunmaktır. Yapılarda meydana gelen hasarlar hem ülke ekonomisinde bir kayıptır hem de sonuçları itibariyle bu hasarlar büyük can kayıplarına yol açmaktadır. Ülkemizde de meydana gelen depremler büyük maddi ve manevi kayıplar yaratmıştır. Özellikle de 1999 yılındaki iki büyük deprem olan Kocaeli ve Düzce depremleri bunun en çarpıcı örnekleridir. Bu yüzden ülkelerdeki gelişmişlik düzeyleri hakkında fikir sahibi olabilmek için, bu ülkelerin doğal afetlerden etkilenip etkilenmediklerine ve bu durumdan nasıl kurtulduklarına bakmak gerekir.

Deprem etkisinin bir başka önemli özelliği de, şiddet ve aletsel büyüklük olarak iki farklı bakımdan incelenmesidir. Çünkü aletsel büyüklük (manyitüd) dediğimiz kavram objektif bir kavramdır ve bir deprem için bölgelere yâda ülkelere göre değişkenlik göstermez. Ancak şiddet dediğimiz kavram ülkelerin gelişmişlik düzeyi, bölgenin geoteknik yapısı ve depremin etkilediği coğrafyanın sosyo-ekonomik durumuyla doğrudan ilişkilidir ve sübjektif bir kavramdır. Aşağıdaki şekilde (Şekil1.1'de) Türkiye'deki hasar yapıcı depremler gösterilmiştir.



Şekil 1.1 : 1900-2009 yılları arasında Türkiye’deki hasar yapıcı depremler [1].

Depremlerin şiddeti aynı zamanda yapıların özelliklerine bağlı olarak da değişkenlik göstermektedir. Bilinen yaklaşımlarla, taşıyıcı sistem elemanlarının dayanımlarını arttırmak yâda taşıyıcı sistem elemanlarının rijitliğini bölgenin ve yapının oturacağı zemine göre teşkil etmek alınabilecek önlemler arasında en önde gelmektedir.

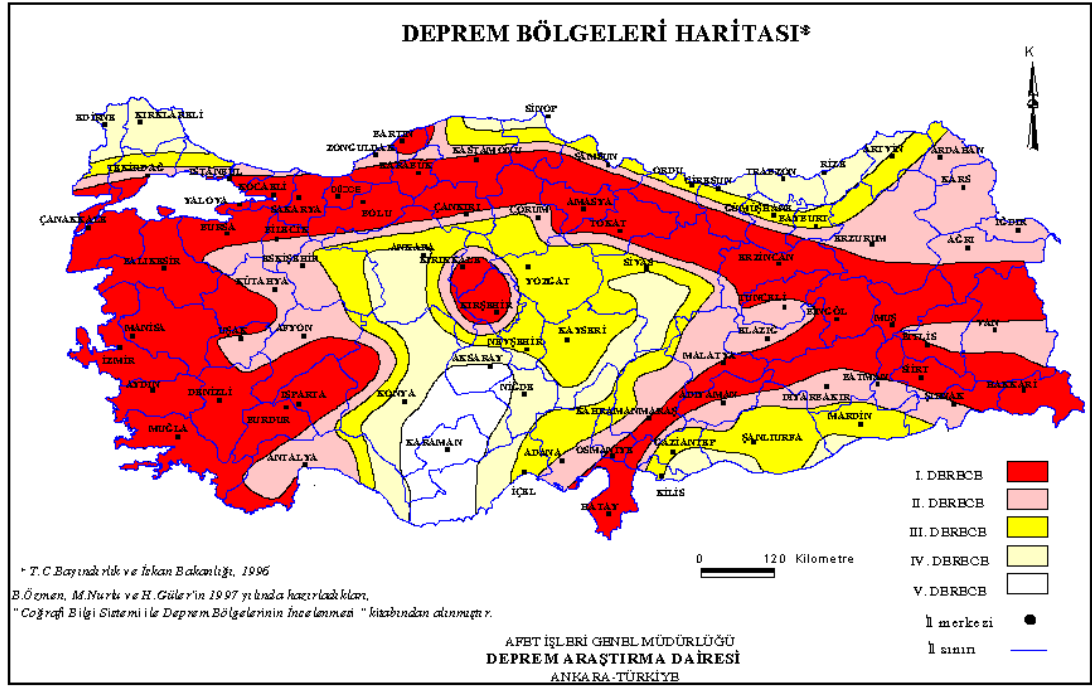
Ülkemizde deprem yönetmeliklerin geçmişine baktığımızda ise aşağıdaki (Çizelge 1,1’deki) gibi bir durum gözlenmektedir.

Çizelge 1.1 : Türkiye’de kabul edilen deprem yönetmelikleri [1].

Yıl	Yönetmelik Adı
1940	İtalyan Yapı Talimatnamesi
1944	Zelzele Mıntıkları Muvakkat Yapı Talimatnamesi
1949	Türkiye Yersarsıntısı Bölgeleri Yapı Yönetmeliği
1953	Yersarsıntısı Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik
1962	Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik
1968	Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik
1975	Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik
1997	Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik
2007	Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik

Ülkemizde yaşanan depremler sonucu binalarda oluşan hasarları en aza indirmek amacıyla deprem yönetmeliği de zamanla bazı değişiklik ve düzenlemelere tabi tutulmuştur. Bu amaçla 6 Mart 2007’de ülkemizde Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (DBYBHY 2007) yürürlüğe girmiştir.

Deprem yönetmeliğinde belirtilen bu kavramların yapı mühendisliğinde ve bu bilimin gelişmesinde ileriki yıllarda geçeceğe daha yakın yaklaşımlar ortaya çıkaracağı kuşkusuzdur. Türkiye’de deprem yönetmeliğinin ve deprem mühendisliğinin gelişmesine bağlı olarak Türkiye deprem bölgeleri haritası da periyodik olarak güncellenmektedir. Aşağıdaki şekilde (Şekil 1.2’de) Türkiye deprem bölgeleri haritasının en güncel hali gösterilmektedir.



Şekil 1.2 : Türkiye deprem bölgeleri haritası [1].

DBYBHY 2007 ile karşımıza çıkan performans kriteri ve Bölüm 7’de irdelenen mevcut binaların deprem performansının değerlendirilmesi ve güçlendirilmesi yapı mühendisliğinde yeni bir sayfa açmıştır. Bu kavramların tanımlanması ile birlikte hafif şiddetteki depremlerde yapısal elemanlarda hiçbir hasar meydana gelmemesi, orta şiddetteki depremlerde yapısal elemanlarda onarılabılır ve sınırlı hasarların oluşması, şiddetli depremlerde ise can güvenliğinin sağlanması koşulu ile kalıcı hasarların oluşmasına izin veren bir tasarım yapılması amaçlanmıştır. Bu amaçla ve mevcut binaların performans değerlendirilmesi için iki ana yöntem tanımlanmıştır. Bunlar DBYBHY 2007 Bölüm 7’de adı geçen “Doğrusal Elastik Hesap Yöntemi” ve “Doğrusal Elastik Olmayan Hesap Yöntemi” olmak üzere iki ana başlıkta açıklanmış ve hesap yöntemleri anlatılırken hangi farklı analiz türleri kullanılabileceği ayrıntılı olarak irdelenmiştir.

Doğrusal elastik yöntemler kuvvete bağlı yöntemler olup mevcut analiz sonuçları doğrultusunda oluşan iç kuvvetlere bağlı olarak kesitlerin bu kuvvetleri karşılayıp karşılayamadığı karşılaştırılır ve taşıyıcı sistem elemanlarda oluşacak şekildeğiştirme düzeyleri için kapsamlı bilgi vermemektedir. Bu yöntem türü yaklaşık sonuçlar verebilmesine rağmen taşıyıcı sistem elemanlarındaki hasar tipleri hakkında net bilgiler veremediğinden yapının gerçek deprem davranışını ortaya koyamamaktadır. Bu bağlamda doğrusal elastik olmayan hesap yönteminin kullanılması daha gerçekçi bir yaklaşım olacaktır.

Doğrusal elastik olmayan hesap yöntemleri ise deplasmana bağlı sonuçlar elde edilmesi bakımından yapıların gerçek deprem davranışını ortaya koymaktadır. Bu yöntem, taşıyıcı sisteme ait elemanların deprem anında ne kadar elastik ötesi şekildeğiştirme yapabileceğini ve sistemin bütünü düşünüldüğünde, taşıyıcı sistemin ne kadar yerdeğiştirme yapabileceğini ortaya koyması ve bu sonuçların taşıyıcı sistem elemanlarının kapasiteleri ile kıyaslanması sonucunda deprem performansı için daha somut veriler sunmaktadır. Doğrusal elastik olmayan yöntemlerde genel olarak amaç, uygulanan deprem etkileri altında oluşabilecek en büyük plastik şekildeğiştirme taleplerinin (istemlerinin) elde edilmesi ve istemlerinin DBYBHY 2007’de tanımlanan performans düzeylerine ait şekildeğiştirme sınırları ile karşılaştırılması ve yapısal performansın yönetmelik doğrultusunda değerlendirilmesidir.

1.1 Tezin Amacı

Betonarme yapıların sismik davranışlarının belirlenmesinde, analizlere olasılıklı ifadelerin dâhil edilmesi, sismik davranışın daha gerçekçi tanımlanmasına yardımcı olacaktır. Bu tez çalışması kapsamında 1999 yılı öncesinde uygulanmış olan tip okul projelerinden bir tanesi örnek alınmış, bu örnek okul projesinin TDY2007 Bölüm 7’de tanımlanan gerekli performans seviyesini sağlaması ve gerekli performans düzeyine getirilen okul yapısının performansını olasılıksal olarak ifade edebilmek için kırılma eğrilerinin oluşturulması amaçlanmıştır.

2. YAPI-ZEMİN ETKİLEŞİMİ

2.1 Yapı-Zemin Dinamik Etkileşimi

Yapı-zemin dinamik etkileşim analizi genel olarak iki grup altında incelenebilir. Bunlar dinamik etkileşim analizi ve sistemi idealize ederek yapılan dinamik analizler olmak üzere sıralanabilirler. Burada, sistemi idealize ederek yapılan dinamik analiz yöntemleri kısaca tanıtılacaktır.

- Dinamik etkileşim analizinde göz önünde bulundurulacak noktaları:
- Zemine ait karakteristiklerin derinliğe bağlı olarak değişmesi
- Zeminin düzgün olmayan özellik göstermesi
- Problemin üç boyutlu olarak tasarlanabilmesi
- Yapıların birbirlerine olan dinamik etkisi ekinde sıralayabiliriz.

2.2 Sistem idealize Ederek Yapılan Analizler

Üst yapı-zemin ortak sistemlerinde karşılaşılan problemlerin en önemlileri, zemin tabakalarının yatay olmaması ve deprem dalgasının sadece düşey olarak yayılmamasıdır. Bu tür problemleri çözümleyebilmek için, birçok araştırmacı sistemi idealize ederek çözüme hızlı şekilde ulaşmayı amaç edinmiştir. Sistemleri idealize ederek yapılan çözümleri genel olarak iki grup altında toplayabiliriz.

- Doğrudan çözüm yöntemleri
- Çok adımlı çözüm yöntemleri

2.2.1 Doğrudan çözüm yöntemleri

Bu çözüm yöntemleri ile deprem etkisi altında bulunan ortak sisteme ait yerdeğiştirmelerin, taşıyıcı elemanlara ait kesit tesirlerinin, mod şekillerinin ve zemin gerilmelerinin zamana ya da frekansa bağlı olarak çözümü tek adımda hesaplanmaktadır.

Bu etkilerin belirlenmesinde birçok çözüm yöntemleri geliştirilmiştir. Sonlu elemanlar yönteminin amacı, bir yapıyı, zemini, bölgeyi ya da bir cismi çok sayıda parçaya ayırarak analiz etmektir. En çok kullanılan iki boyutlu eleman olarak üçgen ve dörtgen elemanlar kullanılmaktadır. Bu elemanların yardımıyla iki boyutlu bir yapının ya da zeminin geometrisi bu elemanlardan çok sayıda kullanılarak temsil edilebilmektedir.

Sonlu elemanlar yardımıyla elde edilen üst yapı-zemin dinamik etkileşimini ifade eden hareket denklemini zamanın ya da frekansın fonksiyonu olarak iki şekilde yazılabilir.

Zamana bağlı olarak yapılan çözümlerde hareket denklemini direk olarak integrasyon ya da modal analiz gibi yöntemlerle çözebiliriz. Frekansa bağlı olarak yapılan çözümlerde, hareket denklemini frekansın fonksiyonu olarak çözüp Fourier dönüşümünü uygulayarak zamana bağlı değerlere geçilebilir.

2.2.2 Çok adımlı çözüm yöntemleri

Bu yöntemlerin temeli süperpozisyon prensibine dayanmaktadır. Bu yöntemlerin ışığı altında hesap yaparken, üst yapı ve zeminden oluşan sistemi alt sistemlere ayırarak çözüme gitmek, daha sonra elde edilen sonuçları süperpoze etmek çok adımlı çözüm yöntemlerinin temel esasını teşkil etmektedir. Bu yöntemler kullanışlı ve basit bir hesap tarzı oluşturduğundan doğrudan çözüm yöntemlerine göre daha avantajlı olmaktadır.

2.2.2.1 İki adımlı çözüm yöntemi

Üst yapı-zemin dinamik etkileşimi iki aşamada incelenmektedir. İlk adımda, yapının belirli bir sönüm ve rijitliğe sahip olduğu varsayılmıştır. Kütlelerin toplandığı kat seviyelerindeki ivme değerlerine ilave olarak, taban ivmesi sonucu yapıda oluşan sönüm ve elastik (yay) kuvvetler hesaplanmaktadır. İkinci adımda, ilk adım sonucu bulunan ivme değerlerine taban ivmesini katarak kat hizalarındaki toplam ivme değerleri hesap edilir. Her kat için hesap edilen toplam ivme değeri ile o katın kütlesi çarpılarak atalet kuvvetleri bulunur. İlk adımda her bir kat için bulunmuş olan sönüm ve elastik kuvvetlerine ikinci adımda bulunan atalet kuvvetlerini eklemek suretiyle kat seviyelerindeki toplam dinamik kuvvetler elde edilmiş olur. Her iki adımda da üst yapının rijitliği, zeminin rijitliği ve kütlesi göz önünde tutulmaktadır. Bu yöntem sonucunda, üst yapı-zemin ortak sistemlerinde etkileşim miktarının ve türünün zeminin rijitliğin, üst yapının rijitlik ve kütlesine bağlı olduğu ortaya çıkmaktadır. Üst

yapının rijitlik özelliğine bağlı olarak meydana gelen etkileşime kinematik etkileşim, üst yapının kütlesi sebebiyle oluşan etkileşime ise eylemsizlik etkileşimi denilmektedir.

2.2.2.2 Üç adımlı çözüm yöntemi

Bu yöntemi iki adımlı çözüm yönteminin özel bir hali olarak düşünebiliriz. Zemin ortamının rijit olduğu varsayılarak Kausel ve Roeset tarafından aşağıdaki bir hesap tarzı geliştirilmiştir.

İlk adımda, sismik etki altında kütlesi olmadığı kabul edilen rijit temel plağına ait hareketin belirlenmesi; ikinci adımda, zemin ortamı ile üst yapı arasındaki dinamik etkileşimi ifade edebilmek amacıyla yani zeminin elastik davranışını hesaba katabilmek için yay ve sönüm sabitlerinin (empedans sabitleri) tespit edilmesi; üçüncü adımda dinamik etki altındaki idealize edilmiş ortak sistemin hesabı yapılarak çözüm yöntemine son verilir. Tanımlanan yay ve sönüm sabitleri (empedans sabitleri) rijit temel plağının geometrisine ve hareketine, zeminin Poisson oranına bağlı olarak tablolar halinde verilmiştir.

2.2.2.3 Alt sistemlere ayırma yöntemi

Bu yöntemin esası, yapıyı ve zemini birbirinden bağımsız iki matematik model olarak tasarlamaya çalışmaktan ibarettir. Yapıyı alt sistem 1, zemini ve rijit temel plağını alt sistem 2 olarak tanımladığımızda birleşim bölgesindeki etkileşim kuvvetleri, her iki alt sistemde birbirine eşit zıt yönlü olarak etkimektedir. Alt sistem 2 için yazılan etkileşim kuvvetleri ile yerdeğiştirmeler arasındaki ilişkiyi sağlayan empedans matrisindeki terimler zemin ortamı ile ilgili rijitlik ve sönüm sabitlerini karakterize etmektedir. Bu sabitler, zeminin poisson oranına ve boyutsuz frekans değerine bağlı olarak verilmiştir. Bu yöntemle depremin açısız frekans değerine bağlı olarak yerdeğiştirmeler hesaplanmaktadır.

2.3 Fema 440'a Göre Zemin-Yapı Etkileşim Etkilerini İçeren Yöntemler

Bu bölümde, yapısal modelde doğrusal olmayan statik analiz yöntemleri için, yapı ve onu destekleyen zemin arasındaki etkileşim etkilerini içeren basitleştirilmiş yöntemler sunulmuştur. Zemin-yapı etkileşiminin (SSI) üç adet temel kategorisi bulunmaktadır.

Bunlar:

- Zemin-temel sistemlerinde esneklik (Esnek temel etkileri)
- Yapıya aktarılan yer hareketinin filtrelenmesi (Kinematik etkiler)
- Zemin-yapı sistemindeki enerjiyi radyasyon ve histeritik zemin sönümüyle dağıtma (Temel sönüm etkisi)

FEMA 356 (2005) ve ATC-40'da yer alan analiz yöntemleri, FEMA 440 kadar kapsamlı olmasa da, kısmi olarak yapısal analiz modelindeki temelin geoteknik bileşenleri rijitlik ve dayanım aracılığıyla, esnek temel etkilerinin bulunmasında yol gösterir. Ancak bu yöntemler, kinematik etkileşim veya temel sönüm etkisinden kaynaklanan bir indirgemeyi içermezler. Bu bölümde FEMA 440'da (2005) yer alan, bu etkileri içeren doğrusal olmayan statik yöntem sunulmuştur.

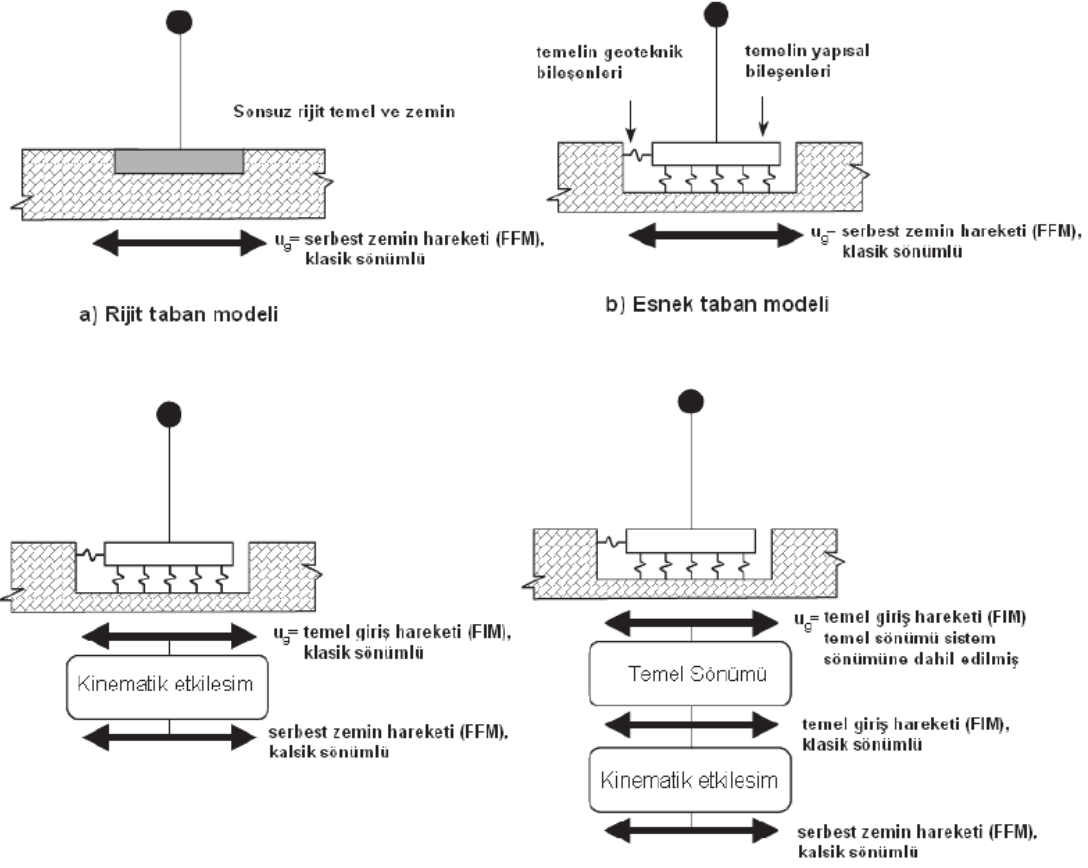
Serbest zemin hareketi ile harekete geçen yapısal modelin rijit temele oturdu varsayımı şekil 2.1a'da gösterilmiştir. Serbest zemin hareketi, etrafında hiçbir yapı olmadığı varsayılan, yüzeydeki tek bir noktanın teorik hareketidir. Ankastre model kabulü birçok yap için uygun değildir. Yanal direnci sağlamak için kullanılan rijit dikey elemanlar (perdeler vs.) içeren yapısal sistemler, ankastre sistem kabulü ile ihmal edilen tabandaki küçük dönmelere ve çökmelere kısmen hassas olabilirler. Nispeten esnek olan elemanlar (moment çubuklar) genellikle SSI'dan önemli ölçüde etkilenmezler.

Şekil 2.1b'de yapısal modelle doğrudan birleşen esnek temel gösterilmiştir. ATC-40 ve FEMA 356'da, yapısal modelin inelastik analizinde temelin esneklik ve dayanımının belirlenmesi hakkında koşullar yer almaktadır. Bu koşullarda serbest zemin hareketi olarak, klasik ilk değer olan %5 sönümlü sismik talebi kullanılır. Bu kabul temelin yapı ve zemin bileşenlerinin her ikisinin de modellenmesi açısından uygundur. Bütün yapısal sistemin tepkisi, temel sisteminin yapısal ve geoteknik parçalarında deformasyonlar içerir (elastik ve elastik olmayan). Bu deformasyonlar bazen bir eylemsiz SSI etkisi olarak adlandırılır. Modellemedeki bu gelişmeler ankastre model sonuçlarıyla kayda değer farklılıklar gösterebilir ve yapının olası tepkisinin gösterimi için daha uygundur. Ankastre temel modelleme yaklaşımıyla karşılaştırıldığında, yapı uzamalarının tahmin edilen periyodu, çeşitli elemanların değişimlerdeki kuvvetlerin dağılımı, inelastiklik sırası ve inelastik davranışın modları değişebilir ve temel mekanizmalar (örneğin, sallanma, zemin taşıma

kapasitesinin aşılması, kazık sıyrılması (pier/pile slip) doğrudan değerlendirilir ve dikkate alınır. Bütün bu etkiler, olası yapısal davranışın ve performansın çok daha gerçekçi bir değerlendirmesiyle sonuçlanır.

Şekil 2.1c'deki şekilde zemin-yapı etkileşimi, yapıya etki eden yer hareketinin karakterinde ve şiddetinde bir filtrelemeye neden olur. Kinematik etkileşim sonucu, zeminin üzerinde veya içinde yer alan nispeten rijit temel elemanlar, temel hareketinin serbest zemin hareketinden ayrılmasına neden olur. Bu etkiler yaygın olarak, taban alan ortalaması ve zemine gömülü olma etkileri olarak tanımlanır. Taban alan ortalaması, yap içinde veya temel ayağının altında her noktada ani hareketin aynı olmadığı kabulüne dayanır. Bu uzaysal çeşitli hareketler karşısında, yapı ve temelin yerleşimi, serbest zemin hareketinden dolayı oluşan bütün hareketlerin yerel maksimumundan daha küçük olan bir ortalama etki üretir. Gömülü olma etkisi, zemin içindeki derinlikten dolayı yer hareketindeki indirgemedir. Taban alan ortalaması ve zemine gömülü olma etkisi, temel seviyesindeki hareketin karakteridirler (genellikle temel giriş hareketi olarak adlandırılır). Bu etkiler serbest zemin hareketinin yüksek frekanslı (kısa periyodlu) bileşenlerine uygulanan bir filtrelemedir. Bu etkilerin kısa periyodlu binalar için üst yapı tepkisi üzerindeki etkisi büyük olacaktır. Temel giriş hareketi ankastre modele veya şekil 2.1c'de tanımlanan bileşik temel modeline uygulanabilir.

Şekil 2.1d'de temel esnekliğine ek olarak yap zemin etkileşim ataletinin bir başka sonucu olan temel sönüm etkileri gösterilmiştir. Temel sönümü, temel ve zeminin göreceli hareketi sonucu ortaya çıkar. Bu zeminin histeritik sönümü ve temelden uzaklaşan enerji radyasyonu ile alakalıdır. Sonuç olarak yer hareketinin spektral ordinatlarında etkin bir düşüş meydana gelmektedir. Nadiren de olsa NEHRP (2000) ve ASCE (2002) yöntemleri, lineer analiz yöntemlerini kullanırken bu etkileri dikkate almışlardır. FEMA 440 (2005) bu yöntemler birleştirmiş ve yenilenerek NSP için sunmuştur. Yöntemde temel sönümü, esnek temelli sistemin birinci periyodunun ankastre mesnetli sistemin birinci periyoduna oran olarak ilişkilendirilmiştir. Temel sönümüne etki eden diğer faktörler ise temel boyutu ve gömülü olma oranıdır. Temel sönümü yapı, temel ve zemini içeren tüm sistemin değiştirilmiş sönüm oranını elde edebilmek için, klasik ilk yap sönümü ile birleştirilir. Bu sistem sönüm oranıyla daha sonra temel giriş hareketi modifiye edilir ve sistem modeline sismik talep olarak uygulanır.



Şekil 2.1 : Temel modeli kabulleri.

3. KIRILGANLIK EĞRİSİ KAVRAMI

3.1 Giriş

Kırılğanlık fonksiyonları geniş bir yelpazedeki yer hareketi şiddetleri için önceden belirlenmiş bir hasar düzeyinin aşılma olasılığını sunmaktadır. Hasar görebilirlik analizi normal binalar, önemli kamu binaları, köprüler, geçitler ve bu gibi yapılar için uygulanabilir. Kırılğanlık fonksiyonları (ya da eğrileri) mühendislik altyapılarının olası depremler karşısında taşıdığı genel riskin tahmin edilmesi ve gelecekteki depremlerin ekonomik etkilerinin öngörülmesi açısından son derece önemlidir. Bunlar yetkili makamlarca yapılacak acil durum müdahaleleri ve felaket planları ve ayrıca bir deprem senaryosu sonrasında genel zararı tahminen hesaplamak isteyen sigorta şirketleri açısından da faydalı olabilir. Dahası, kırılğanlık fonksiyonları farklı türde yapısal müdahale programları için maliyet/kazanç çalışmaları gerçekleştirilerek güçlendirme programlarının planlanmasında da kullanılabilir. Ek olarak, yeni binaların tasarımı için sismik kodların kalibre edilmesi yoluyla riskin azaltılması amacıyla da kullanılabilirler; sismik dayanıklılığı sağlama kaynaklı ek maliyet daha sonrasında önlenecek olan olası kayıplar ile nicel olarak karşılaştırılabilir [12].

Hasar görebilirlik araştırmaları bir deprem öncesinde gerçekleştirilir. Çoğu bina, yönetmeliklere uyulmadan inşa edilenler de dâhil, orta boyutlu bir depreme kabul edilebilir bir hasar düzeyi ile karşı koyabilecek yeterlikte dayanıklılığa sahiptir. Hasarın kabul edilebilir olup olmaması binanın önemine, kullanımına ve yapı sahibinin ihtiyacına bağlı olacaktır [12].

3.2 Hasar Eğrilerinin Oluşturulma Yöntemleri ve Genel Tanımlamalar

Bu bölümde şiddet ölçüleri, limit-hasar durumları, hasar ölçüleri gibi kavramların tanımlamaları ve kırılğanlık fonksiyonlarının oluşturulmasında kullanılan yöntemler özet olarak sunulmuştur.

3.2.1 Şiddet Ölçüleri

Şiddet Ölçüsü (IM) belirli bir limit durum olasılığının aşılması karşısında çizilen referans yer hareketi parametresidir. Pek çok şiddet ölçüsü parametresi geliştirilmiştir; bu parametrelerin her biri hareketin farklı özelliklerini temsil edebilir, bu parametrelerden bazıları ise değerlendirme altındaki yapı için çok daha fazla olumsuz olabilir. Sismik risk analizinde belirli bir şiddet ölçüsünün kullanımı, yapısal sistemin yerel elemanlarında hasara neden olan ölçü derecesine göre seçilmelidir. İki ana şiddet ölçüsü sınıfı bulunmaktadır: deneysel ve araçsal şiddet ölçüleri.

Deneysel şiddet ölçüleri açısından, farklı makro sismik şiddet ölçekleri ağırlıklı olarak hasarın ayrık sayısal ölçeğe dönüştürülen nitel değerlendirmesinden türetilir. Bu tür şiddet ölçekleri şunlardır: Mercalli-Cancani-Sieberg Şiddet Ölçeği (MCS), Değiştirilmiş Mercalli Şiddet Ölçeği Avrupa Makro Sismik Ölçek (EMS-98). Makro sismik şiddet ölçekleri geniş bir yelpazeye yayılan bir uygulama alanına sahiptir ve geçmişteki ve günümüzdeki bazı kırılma analizleri içinde bulunabilir; yine de, detaylı mühendislik tabanlı kırılma analizleri değerlendirilmelerinde kullanımı sınırlıdır.

Araçsal şiddet ölçüleri açısından, yer sarsıntısının büyüklüğü bir araç kullanılarak veya kaydedilmiş ivme kayıtlarının bilgi işlem tabanlı olarak hesaplanması ile ölçülen bir değer ile ifade edilebilir. Bu durumda depremin büyüklüğüne yönelik tahmin artık subjektif değildir. Binaların hasar değerlendirmesinde kullanım açısından tercih edilen şiddet ölçüleri:

- Spektral İvme, S_a
- Spektral Yer Değiştirme, S_D
- Spektral Hız, S_v
- Maksimum Yer İvmesi, PGA
- Maksimum Yer Değiştirmesi, PGD
- Maksimum Yer Hızı, PGV

Bu şiddet ölçüleri son onbeş yıldır yapı hasar olasılık düzeylerine yönelik araştırmaların birçoğunda kullanılmıştır. Bundan önce, makro sismik şiddet ölçüsü uygulaması ve hasar olasılığı matrislerinin kullanımı çok daha yaygındı. Kütlenin büyük kısmının ilk modda yer aldığı çoğu sıradan yapı ve bina için S_a ve/veya S_d 'nin tercih edilen şiddet ölçüleri olduğu açıkça ortadadır. Sünek hasar modları (eğilme) ve

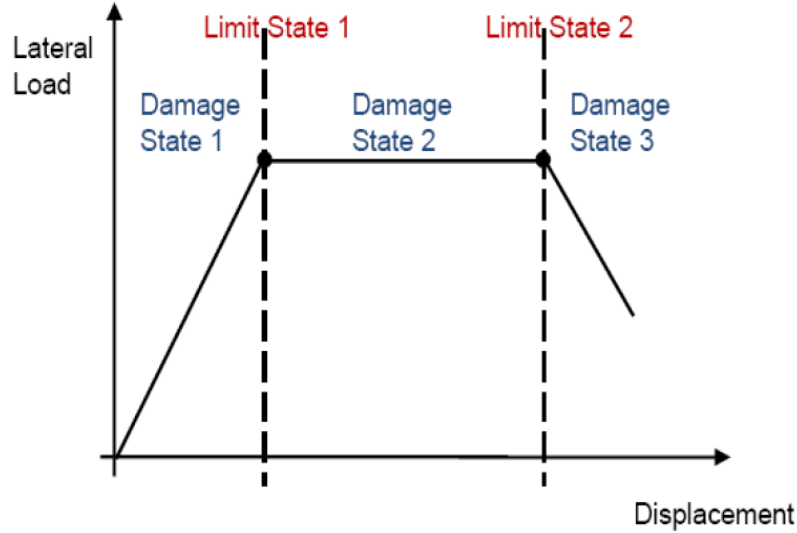
kalıcı deformasyonlar için $S_d(T)$ daha verimli ve aydınlatıcı görünmektedir; gevrek hasar modları için (kesme) $S_a(T)$ daha iyi olabilir; burada T binanın özel bir limit durumuna karşılık gelen elastik veya elastik olmayan periyodu olabilir. Tam spektrum, kapasite spektrum analizi kullanılırken ve bir yapının performansı akma ve nihai kapasite ile belirlenirken temel gereksinimdir. Hâkim periyotları (hem elastik hem de elastik olmayan) elastik tepki spektrumunun hız baskın kısmında uzanabilecek orta yükseklikte binalar için, PGV en uygun şiddet ölçüsü olabilir [SYNER-G D2-1.12, 2011]. Bu tez çalışmasında güçlendirilmiş yapı hakim periyotları ivme etkin bölgede bulunduğu için şiddet ölçüsü olarak maksimum zemin ivmesi (PGA) seçilmiştir.

3.2.2 Limit Durumlar ve Hasar Durumları

Sismik risk değerlendirmesinde, bir binanın performans düzeyleri limit durumlar denilen hasar eşikleri yoluyla tanımlanabilir. Limit durum farklı hasar koşulları arasındaki eşiği tanımlarken hasar durumu ise hasar koşullarının kendisini tanımlar. Örneğin, eğer bir binanın performansı iki limit durum ile açıklanıyorsa, üç hasar durumu olacaktır (Şekil 3.1). Kırılabilirlik eğrilerinin türetilmesine yönelik yöntemler genellikle ayırık bir hasar ölçeği üzerindeki hasarı modeller. Deneysel yöntemlerde ölçek deprem öncesi hasar istatistiklerini üretmeye yönelik keşif çabalarında kullanılırken analitik yöntemlerde ise ölçek binanın yer değiştirme kapasitesi gibi limit durum mekanik özellikleri ile ilişkilidir. Örneğin, yer değiştirme kapasitesi limit durumlar yoluyla tanımlanabilir olan hasar koşulları ile ilişkilendirilebilir.

Hasar durumlarının sayısı kullanılan hasar ölçeğine bağlıdır. En sıklıkla kullanılan hasar ölçeklerinden bazıları: HAZUS99 (FEMA, 1999), ATC-13 (ATC, 1985), Vision 2000 (SEAOC 1995) ve EMS98 (Grunthal, 1998). Bunlardan sonuncusu Avrupa’da yaygın olarak kullanılmaktadır. Rota ve ark. (2008) ve Gaspari (2009) tarafından yürütülen çalışmalarda da kullanılmıştır. Kırılabilirlik fonksiyonlarını hesaplamak için kullanılan yöntem bilimine ve yazarların tercihlerine bağlı olarak, farklı limit durumları/hasar durumları ile farklı ölçekler benimsenebilir. Tipik hasar ölçeklerinden hiçbirine (ör; EMS98) atıfta bulunmayan ancak yazarları tarafından geliştirilen özel hasar durumu ölçeklerine uyan bazı araştırmaların olduğu da unutulmamalıdır. Örneğin Dumova-Jovanoska (2000) hasarı beş kademedede sınıflandırmak için Park & Ang Hasar İndeksi ’ni kullanmıştır: hasarsız, küçük, orta, şiddetli ve yıkıcı hasar. Rossetto & Elnashai (2005) hasarı yedi kademedede sınıflandırmak için maksimum

görelî kat öteleme değerlerini kullanmıştır: hasarsız, küçük, hafif, orta, kapsamlı hasar, kısmî yıkılma ve yıkılma. Ayrıca akma ve yıkılma hasar durumları da analitik değerlendirme yöntemlerinde kullanılmıştır (Kırçıl & Polat, 2006).



şekil 3.1 : Limit ve Hasar Durumları (SYNER-G D3.1,2011).

Bu tez çalışmasında hasarın ölçeklendirilmesi için HAZUS(1997) [7] çalışmasında geçen limit durumları kullanılmıştır. Bu çalışmada limit durumları hasarı dört kademedede inceleyecek şekilde tanımlanmıştır. Bu limit durumları analiz sonuçlarının değerlendirildiği 6. bölümde ayrıntılı olarak anlatılacaktır.

3.2.3 Hasar Ölçüleri

Sismik kırılganlık eğrilerinin üretilmesinde çeşitli hasar ölçüleri kullanılabilir. Sismik risk analizinde hangi hasar ölçüsünün kullanılacağı, risk analizinde yapı elemanlarının sismik değerlendirmesinin mi yoksa bir bütün olarak binanın sismik değerlendirmesinin mi yapılacağına göre değişiklik gösterir.

Betonarme yapı elemanları için aşağıdaki hasar ölçüleri kullanılabilir:

- Elaman uçlarındaki maksimum kiriş dönme talebi
- Maksimum kesme kuvveti talebi
- Bölgesel Park ve Ang Hasar İndeksi (1985)
- Yığma yapılar için yığma yapının kesme dayanımı hasar ölçüsü olarak kullanılabilir.

Genel olarak bütün bir bina için:

- Kalıcı deformasyon
- Maksimum görelî kat öteleme değeri
- Evrensel Park ve Ang Hasar İndeksi (1985)
- Yumuşama Hasar İndeksi
- Karma sistemler için hasar ölçüleri bileşenlerin doğası, önemi ve ayrıca istatistiksel bağıntıları / bağımsızlığı hesaba katılarak bileşenlerinin hasar ölçülerinden oluşturulabilir. Örneğin, Erduran ve Yakut [2007] bölme duvarlı betonarme çerçeve binalar için binanın yapısal elemanlarının maruz kaldığı hasara dayalı olarak bir yöntem sunmuştur. Yapısal eleman hasarının ağırlıklı toplamını kat hasarını hesaplamak için kullanılmış ve kat hasarının ağırlıklı toplamından da bina hasarı hesaplanmıştır.

Bu tez çalışmasında hasar ölçüsü olarak maksimum görelî kat ötelemesi değeri kullanılmıştır.

3.2.4 Hasar Eğrilerinin Oluşturulmasında Kullanılan Yöntemler

Hasar olasılık eğrileri birkaç farklı yöntemle elde edilebilir:

- Gözleme dayalı hasar olasılık eğrileri (Emprical fragility curves)
- Yargıya dayalı hasar olasılık eğrileri (Judgmental fragility curves)
- Analitik hasar olasılık eğrileri (Analytical fragility curves)
- Birleştirilmiş hasar olasılık eğrileri (Hybrid fragility curves)

3.2.4.1 Gözleme Dayalı Hasar Olasılık Eğrileri

Gözleme dayalı hasar olasılık eğrileri geçmiş depremlerde gözlemlenmiş hasar istatistiklerine dayanarak oluşturulmaktadır. Gözleme dayalı veriler depreme uğramış yapının pratiğe dayalı hasar detaylarıyla birlikte zemin-yapı etkileşimi etkilerini, arazi bilgisini (topografya), deprem hareketinin karakteristiklerini de dikkate aldığından en gerçekçi yaklaşımdır (Jeong ve Elnashai, 2006). Fakat gözleme dayalı veriler yerel durumlara özel olduğundan, sınırlı hasarlardan elde edildiğinden ve geçmiş depremlerde ortaya çıkan hasarın miktar ve dağılımı üzerine ayrıntılı ve sistematik kayıtları bulmak her zaman mümkün olmadığından kullanımı genelde çok sınırlıdır.

3.2.4.2 Yargıya Dayalı Hasar Olasılık Eğrileri

Yargıya dayalı hasar olasılık eğrileri, yeterli veri olmadığı durumlarda uzmanlardan elde edilen bilgilere dayanarak oluşturulur. Herhangi bir sayıda yapı tipi için hasar tahmininin yapılmasında uzmanlara danışılır ve hasar olasılıklarının çeşitli yapıların sismik tepkilerini etkileyen bütün etkenleri içerecek şekilde değerlendirilmesi yapılabilir.

3.2.4.3 Birleştirilmiş Hasar Olasılık Eğrileri

Bu yöntem gözleme dayalı verilerin azlığını, yargıya dayalı verilerin öznelliğini ve analitik yöntemdeki modelleme eksikliklerini telafi etmek için farklı kaynaklardan gelen bu verileri birleştirmeye dayanır. Bu yaklaşım analitik değerlendirme ile gözleme dayalı yapı hasarı verilerinin birleştirilmesi sonucu daha güvenilir hasar olasılık eğrileri elde etmede kullanılabilir.

3.2.4.4 Analitik Hasar Olasılık Eğrileri

Analitik hasar olasılık eğrileri, artan deprem büyüklüğü altında yapı modellerinin çözümlenmesinden elde edilmiş istatistikî hasar dağılımlarını temel alarak oluşturulurlar. Bilgisayar teknolojisindeki hızlı gelişme yapı modellerinin gerçeğe daha yakın bir biçimde oluşturulmasına olanak tanımakta ve hasar olasılık eğrilerinin analitik yolla elde edilmesini kolaylaştırmaktadır. Fakat çözümleme sonuçlarını etkileyen dolgu duvarların, mesnetlerin, yapı-zemin etkileşimlerinin ayrıntılı modellemeleri halâ aşılması gereken bir sorundur. Analitik hasar olasılık eğrileri elde edilirken, yer hareketinin yapı üstündeki yer ve şekil değiştirme istemlerinin belirlenmesinde doğrusal olmayan statik ve dinamik çözümleme gibi iki yöntemden yararlanılabilir. Doğrusal olmayan dinamik çözümleme yöntemleri bilgisayar teknolojisindeki gelişmelerle birlikte hızla yaygınlaşmaktadır. Fakat bu yöntemin uygulama amaçlı çalışmalarda kullanılması halâ bazı zorluklar taşımaktadır. Doğrusal olmayan dinamik yönteme alternatif olarak kullanımı daha kolay ve basitleştirilmiş doğrusal olmayan statik yöntemler geliştirilmiştir. Bunlardan katsayılar yöntemi (FEMA, 2000) ve kapasite spektrumu yöntemi (ATC, 1996) en yaygın olarak kullanılan basitleştirilmiş yöntemlerdendir. Ancak, yöntemin basitleştirilmesi hesapta bazı parametrelerin dikkate alınmaması veya yaklaşık olarak hesaba katılması anlamına gelir ki bu da sonuçların güvenilirliğini azaltır (Kırçıl, 2005).

3.3 Analitik Yöntem Kullanılarak Kırılğanlık Fonksiyonlarının Oluşturulması

Bu çalışmada hasar olasılık eğrileri analitik yöntemle elde edilmiştir ve hasar dağılımının belirlenmesi için gerekli parametreler, zaman tanım alanında hesap yöntemi ile doğrusal olmayan dinamik analiz yapılarak bulunmuştur. Hasar olabilirlik grafiğinin tahmin edilebilmesi için analiz sonuçlarının değerlendirilmesinde Jack W. Baker'ın "Dinamik Yapısal Analiz Kullanılarak Etkin Analitik Kırılğanlık Fonksiyonu Oluşturma" adlı makalesi referans alınmıştır.

Kırılğanlık fonksiyonlarının dinamik yapısal analiz yoluyla tahmin edilmesi bir dizi sismik değerlendirme prosedürünün önemli bir adımıdır. Bu belgede kırılğanlık fonksiyonu tahmini için istatistiksel sonuca varma kavramlarının uygulanabilirliği irdelenmekte, yapısal analiz stratejilerin kullanılması için uygun yaklaşımlar tarif edilmekte ve gerekli yapısal analizlerin sayısı en aza indirilirken kırılğanlık fonksiyonlarının nasıl uygun hale getirileceği araştırılmaktadır. Aydınlatıcı sonuçlar, kırılğanlık eğrisinin ilgili kısımlarının yaklaşık olarak belirlenebilmesi amacıyla binanın kapasitesine dair bilgilerin analiz öncesinde elde bulunması koşuluyla, çoklu çizgi analizinin verilen belirli sayıda yapısal analiz için artan dinamik analize göre daha etkin kırılğanlık tahminleri ortaya koyduğunu göstermektedir. Çoklu çizgi analizi yaklaşımı farklı zemin hareketlerinin şiddet düzeyleri değişen analizlerde kullanımına olanak sağladığı gibi düşük ve yüksek şiddetli sarsıntılar için farklı özelliklerin ortaya koyulması bakımından da faydaları söz konusudur. Önerilen değerlendirme yaklaşımı ayrıca gelecekte ortaya konabilecek alternatif analiz yöntemlerinin değerlendirilmesi açısından da bir sistem sunmaktadır.

Jack W. Bakera'nın bu çalışması kırılğanlık fonksiyonlarının parametrelerinin doğrusal olmayan dinamik yapısal analiz sonuçları kullanılarak tahmin edilmesine yönelik istatistiksel yöntemleri tanımlanmakta ve bu yöntemler kırılğanlık fonksiyonlarını tahmin etmek için dinamik yapısal analiz yapmaya yönelik çeşitli yaklaşımların değerlendirilmesi için kullanılmaktadır. Kırılğanlık fonksiyonu, bir takım yer hareketlerinin şiddet ölçüsünün (IM) bir fonksiyonu olarak, bir yapının yıkılma olasılığını veya ilgili bazı diğer limit durumları belirler. IM parametresi çoğunlukla belirli bir periyoda ve sönüme sahip olan spektral ivme ile ölçülür; bununla birlikte aşağıdaki yöntemlerle birlikte her türlü yer hareketi şiddet birimi olarak kullanılabilir. Yapısal analiz sonuçlarından elde edilen yıkılma kırılğanlığı fonksiyonları yapısal değerlendirme yöntemleri arasında giderek popüler olmaktadır.

(Uygulamalı Teknoloji Konseyi (ATC 2012, Bölüm 6; Federal Acil Durum Yönetim Kurumu (FEMA 2009). Ayrıca tahmini bir kırılma fonksiyonu, yıllık ortalama yapısal yıkım oranının hesaplanması için yer hareketi risk eğrisi ile birlikte kullanılabilir(ör. Shome 1999; Ibarra ve Krawinkler 2005; Haselton ve Deierlein 2007; Liel ve Deierlein 2008) [9].

Bir kırılma fonksiyonunun tahminine yönelik verilerin toplanması amacıyla doğrusal olmayan dinamik yapısal analizlerin yapılması için çeşitli yöntemler bulunmaktadır. Yaygın yaklaşımlardan bir tanesi artımsal dinamik analizdir (IDA); burada her bir yer hareketinin yıkılmaya neden olduğu şiddet ölçüt düzeyini (IM) bulabilmek amacıyla bir çift yer hareketi tekrarlanarak ölçeklenir (Vamvatsikos ve Cornell 2002; Federal Acil Durum Yönetim Kurumu (FEMA) 2009). İkinci bir yaygın yaklaşım ise çoklu çizgiler analizidir; burada analiz her biri özgün bir yer hareketi takımına sahip olan belirli şiddet ölçüt düzeylerinde (IM) gerçekleştirilir (Jalayer 2003). Bu iki durumda toplanan veriler farklılık gösterdiği için, verilerden yola çıkılarak kırılma fonksiyonlarının tahminine yönelik en uygun yaklaşım da farklılık göstermektedir. Bu çalışmada kırılma fonksiyonlarının bunlardan elde edilen verilere uygun hale getirilmesine yönelik uygun yöntemler ve ilişkili diğer yaklaşımlar sunulmaktadır. Ayrıca çalışmada kırılma fonksiyonunun uygun hale getirilmesine yönelik bu yaklaşımların verilmesinin ardından, en az sayıda yapısal analiz ile birlikte doğru bir kırılma tahmini elde edilebilmek adına yapısal analizin gerçekleştirilmesi için en uygun yaklaşımlar irdelenmektedir.

Kırılma fonksiyonları genel olarak hasara dair saha gözlemleri, statik yapısal analizler veya yargı gibi çeşitli yaklaşımlar kullanılarak türetilmektedir (ör. Kennedy ve Ravindra 1984; Kim ve Shinozuka 2004; Calvi ve ark. 2006; Villaverde 2007; Porter ve ark. 2007; Shafei ve ark. 2011); ancak burada, ifade edildiği şekliyle dinamik yapısal analizlerden yola çıkılarak geliştirilen analitik kırılma fonksiyonlarına odaklanılmıştır. Diğer bazı yöntemlerin aksine, analitik kırılma fonksiyonları üzerinde çalışan araştırmacı analizin gerçekleştirileceği şiddet ölçüt düzeylerini (IM) ve her bir düzeyde gerçekleştirilecek analiz sayısını ve sonrasında toplanan veriyi kontrol edebilmektedir. Bu da veri toplama işleminin gerçekleştirilmesi için verimli yollar altında araştırmayı motive etmektedir.

Bir kırılma fonksiyonunun tanımlanması için çoğunlukla bir normal kümülatif dağılım fonksiyonu kullanılır.

$$P(C / IM = x) = \Phi \left(\frac{\ln(x / \theta)}{\beta} \right) \quad (3.1)$$

Burada: $P(C/IM=x)$, $IM = x$ olan bir yer hareketi ile yapının yıkılmasına yol açma olasılığıdır; $\Phi()$, standart normal kümülatif dağılım fonksiyonu (CDF); θ , kırılma fonksiyonunun medyanı (%50 yıkılma olasılığına sahip IM düzeyi); ve β , $\ln(IM)$ için standart sapmadır (bazen IM dağılımı olarak da ifade edilir). Denklem 3.1 belirli bir yapıda yıkılmaya neden olan IM değerlerinin log normal olarak dağıldığını ifade etmektedir; bu bir dizi örnekte mantıklı olarak kabul edilmiş olan yaygın bir varsayımdır (ör; Ibarra ve Krawinkler 2005; Porter ve ark. 2007; Bradley ve Dhakal 2008; Ghafory-Ashtiany ve ark. 2010; Eads ve ark. 2013), ancak gerekli değildir ve aşağıda tarif edilen yöntemlerle birlikte alternatif varsayımlar da kullanılabilir. Denklem 3.1 'in verilen bir yapı için ayarlanması “ θ ” ve “ β ” 'nın yapısal analiz sonuçlarından tahmin edilmesini gerektirir. Bu parametrelere dair tahminleri “ $\hat{\theta}$ ” ve “ $\hat{\beta}$ ” olarak ifade edilecektir.

Parametre tahmini, örnek parametrelerinin değerlerini rastlantısal bileşenli verilerin gözlemlenmesine dayalı olarak tahmin etmeye çalışan istatistiğin alanıdır (ör; Rice 1995). Bu durumda, ilgi odağı parametrelerimiz “ θ ” ve “ β ” 'dır ve elimizde rastlantısallık bulunmaktadır; çünkü kayıttan kayıta değişkenlik, aynı deprem şiddet ölçütü düzeyindeki (IM) yer hareketleri ile verilen bir yapı üzerinde farklı talepler oluşturmaya neden olmaktadır. Verilerden parametre tahmini yapılması için yaygın iki yaklaşım bulunmaktadır. Momentler yöntemi, parametreleri sonuç dağılımı gözlemlenen verilerin momenti ile aynı parametrelere sahip olacak şekilde bulur (ör; ortalama ve standart sapma). Maksimum olabilirlik yöntemi, parametreleri sonuç dağılımı gözlemlenen veriler ile en yüksek olabilirliğe sahip olacak şekilde bulur. Tahminci için yaygın arzu edilen özellikler; önyargısız (gerçek parametrelerin değerini sistematik olarak aşırı ya da düşük tahmin etmez), verimli (düşük bir standart sapmaya sahiptir) ve tutarlı (veri sayısı sonsuza doğru ilerledikçe, tahminci doğru parametre değerini birleştirmiş olur).

Kırılma fonksiyonlarının tahmini için parametre tahmin yöntemlerinin kullanımı aşağıdaki bölümde irdelenmiştir. Uygun tahmin yöntemleri tanımlanmış ve ardından yapısal analizin gerçekleştirilmesine yönelik yaklaşımların incelenmesi ve gerekli olan en az sayıda yapısal analiz ile doğru kırılma fonksiyonu tahminleri üretecek yaklaşımların belirlenmesi için kullanılmıştır. Bulgular daha sonra yıkılma kırılma

fonksiyonlarına dair etkili tahminler üretecek yapısal analiz ve parametre tahmini stratejileri konusunda önerilerde bulunulması amacıyla özetlenmektedir.

3.3.1 Kırılğanlık Fonksiyonu Parametrelerinin Tahmini

Aşağıdaki başlıklarda tarif edildiği üzere, yapısal analiz verilerini elde etmek için kullanılan yöntemlere bağlı olarak, gözlemlenen veriler ile tutarlı bir kırılğanlık fonksiyonu oluşturmak için parametre değerlerinin tahmin edilmesine yönelik bir kaç yol bulunmaktadır.

- Artımsal Dinamik Analiz
- Kesikli Artımsal Dinamik Analiz
- Çoklu Çizgi Analizi

Artımsal Dinamik Analiz:

Artımsal dinamik analiz, çökmeye neden olacak şekilde yer hareketleri takımının ölçeklendirilmesini içermektedir (Vamvatsikos ve Cornell 2002). Bu süreç, Şekil 3.2a 'da örnekle gösterildiği üzere, her bir yer hareketi için çökmenin başlangıcı ile ilişkili bir dizi şiddet (IM) değeri üretir. Daha sonra, verilen bir IM seviyesinde, x, çökme olma olasılığı, x seviyesinden daha düşük bir seviyede meydana gelen çökme kayıtlarının bölümü olarak hesaplanabilir. Bu olasılıklara dair bir grafik Şekil 3.2b 'de gösterilmiştir ve ampirik kümülatif dağılım fonksiyonu olarak anılacaktır. Kırılğanlık fonksiyonu parametreleri, her bir yer hareketinin çökmenin başlangıcına ilişkin IM değerlerinin logaritmaları alınarak ve bunların ortalama ve standart sapmaları hesaplanarak tahmin edilebilir (ör; Ibarra ve Krawinkler 2005).

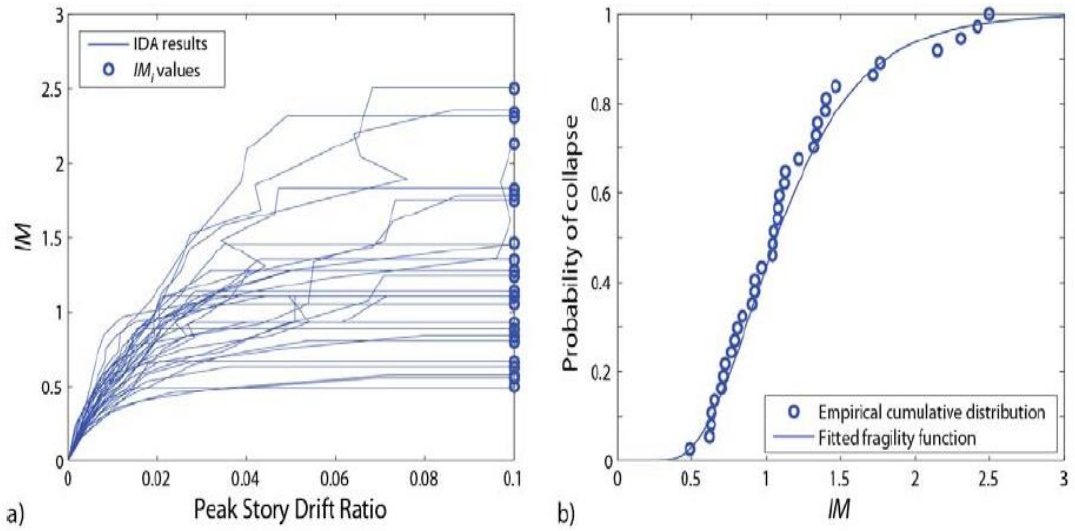
$$\ln \hat{\theta} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln IM_i \quad (3.2)$$

$$\hat{\beta} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n \left(\ln \left(IM_i / \hat{\theta} \right) \right)^2} \quad (3.3)$$

n, göz önünde bulundurulmuş yer hareketlerinin sayısı ve IM_i, yer hareketinin sonucu oluşan çökmenin başlangıcı ile ilişkili IM değeridir. Bu bir moment tahmin etme yöntemidir; burada lnθ ve β, lnIM değerlerini ifade eden normal dağılımın, sırasıyla, ortalama ve standart sapmasıdır. IM 'nin lognormal olarak dağılmış olması halinde lnIM 'in ortalamasının IM 'nin medyanına eşit olacağı unutulmamalıdır; işte bu

yüzden aynı örnek ortalamasının bu şekilde kullanılması θ 'ye dair bir tahmin ortaya koymaktadır. Dağılımın ortalama ve standart sapması, veya momentler, bir veri seti içinden alınan örnek momentler kullanılarak tahmin edilir. Bu yaklaşım kullanılarak ayarlanmış bir kırılabilirlik fonksiyonu Şekil 3.2 'de gösterilmiştir.

Bu kırılabilirlik uyarılama yaklaşımı yaygın olarak kullanılmış ve Porter ve ark. (2007) tarafından “Yöntem A” olarak ifade edilmiştir. Yapısal çökme dışındaki veriler için kırılabilirlik fonksiyonlarının ayarlanmasında kullanılmıştır (ör; Aslani ve Miranda 2005). Konuyla ilişkili bir başka alternatif ise “ θ ” ve “ β ” nin tahmin edilmesi için IM_i değerlerinin, momentleri yerine, sayılan niceliklerinin kullanılmasıdır (Vamvatsikos ve Cornell 2004).

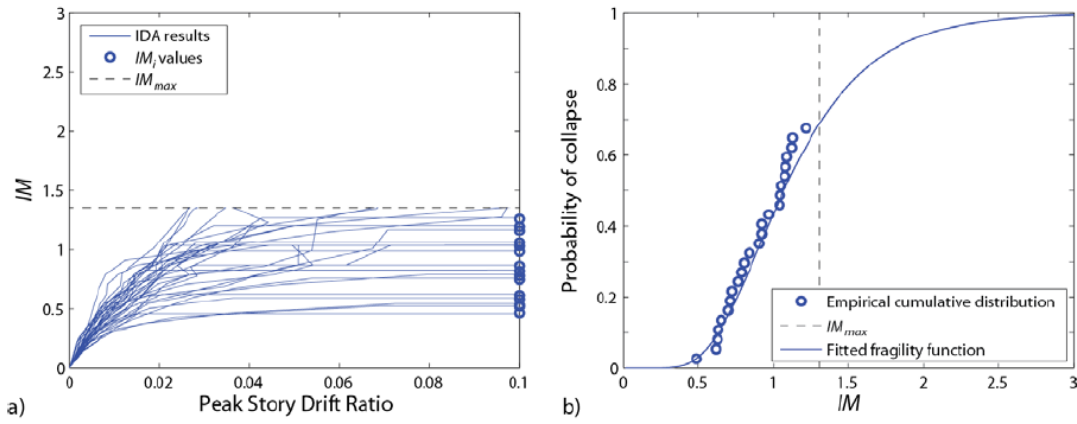


Şekil 3.2 : Örnek Artımsal Dinamik Analiz Sonuçları.

Kesikli Artımsal Dinamik Analiz:

Artımsal dinamik analizde, çökmenin oluşturulabilmesi amacıyla bazı yer hareketlerinin büyük IM değerlerine ölçeklendirilmesi gerekebilir; bu da bir takım endişeleri yanında getirir. Birincisi, sayısal açıdan pahalıdır; çünkü sonuçta bir çökmenin gözlemlenebilmesi için artan IM seviyeleri ile birlikte gerçekleştirilmesi gereken pek çok sayıda yapısal analiz gerektirir. İkincisi, büyük-IM sonuçlarının pratik açıdan uygunluğu daha düşüktür; çünkü büyük IM seviyelerindeki kırılabilirlik fonksiyonu değerleri küçük IM seviyelerindeki değerlere kıyasla daha az öneme sahiptir; bu konu aşağıda daha detaylı irdelenecektir. Son olarak, tipik orta-IM yer hareketlerinin çok yüksek IM seviyelerine ölçeklendirilmesinin bu büyüklüklerdeki IM seviyeleri için gerçekte oluşan sarsıntıları doğru bir biçimde yansıtır

yansıtmayacağı konusu tartışmalıdır (Baker ve Cornell 2005a). Bu endişelerin üzerine eğilmek için izlenebilecek olası bir strateji, artımsal dinamik analizin sadece IM_{max} seviyesine kadar uygulanmasıdır; bu seviyenin üzerinde daha fazla analiz gerçekleştirilmez. Bu tür analize dair açıklayıcı sonuçlar Şekil 3.3a 'da gösterilmiştir. Eğer bu analizde n sayıda yer hareketi kullanılırsa, IM_{max} seviyesinin altındaki IM seviyelerinde çökmeye neden olan yer hareketi sayısı, genel olarak, m olacak ve n-m ise durdurulan analizler öncesinde çökmeye yol açmayan yer hareketi sayısı olacaktır. Bu tür veriler 4.2 ve 4.3 denklemlerini kullanan kırılabilirlik fonksiyonlarının tahmininde kullanılamaz. Bunun yerine, bir aday kırılabilirlik fonksiyonu belirlendiğinde, gözlemlenen verilerin gözlemlenme olasılığının hesaplanması için maksimum olabilirlik yöntemini kullanırız.



Şekil 3.3 : Örnek Kesikli Artımsal Dinamik Analiz Sonuçları.

Çökmeye yol açtığı gözlemlenen m sayıda yer hareketi için, bunların çökmedeki IM değerleri (IM_i) biliniyor olacaktır. Denklem 3.1 kullanılarak tanımlanan bir kırılabilirlik fonksiyonu verildiğinde, rasgele seçilmiş bir yer hareketinin IM_i 'de çökmeye yol açma olasılığı normal dağılım olasılığı yoğunluğu fonksiyonudur (PDF).

$$Likelihood = \phi\left(\frac{\ln(IM_i / \theta)}{\beta}\right) \quad (3.4)$$

Burada $\phi()$ standart normal dağılım PDF 'sini gösterir. IM_{max} seviyesinde çökmeye yol açmayan n-m sayıda yer hareketi sansürlü veri olarak adlandırılır, çünkü bu durumda tek bildiğimiz IM_i 'nin IM_{max} 'tan büyük olduğudur (ör; Klugman ve ark. 2012, bölüm 15.2.4). Verilen bir yer hareketinin çökmeye yol açmadan IM_{max} 'a ölçeklendirilebilme olasılığı IM_i 'nin IM_{max} 'ten büyük olma olasılığıdır.

$$Likelihood = 1 - \Phi \left(\frac{\ln(IM_{\max} / \theta)}{\beta} \right) \quad (3.5)$$

Her bir yer hareketi için IM_i değerinin birbirinden ayrı olduğu şeklindeki mantıklı varsayımdan yola çıkıldığında, gözlemlenen tüm veri setinin olabilirliği ayrı olasılıkların çarpımı olacaktır.

$$Likelihood = \left(\prod_{i=1}^m \phi \left(\frac{\ln(IM_i / \theta)}{\beta} \right) \right) \left(1 - \Phi \left(\frac{\ln(IM_{\max} / \theta)}{\beta} \right) \right)^{n-m} \quad (3.6)$$

Burada Π , 1 ve m arasındaki i değerlerinin üzerindeki bir çarpanı gösterir ($IM_{\max}$ seviyesinin altındaki IM seviyelerinde çökmeye yol açan m sayıda yer hareketine karşılık gelir). Bu denklem kullanılarak, kırılma fonksiyonu parametreleri daha sonradan parametrelerin olasılık fonksiyonu maksimuma çıkarılınca kadar değiştirilmesi ile elde edilir. Olasılık fonksiyonu logaritmasını maksimuma çıkarmak matematik olarak eşdeğerde ve sayısal olarak daha kolaydır; bu yüzden biz de genellikle bunu yaparız.

$$\left\{ \hat{\theta}, \hat{\beta} \right\} = \arg \max_{\theta, \beta} \sum_{j=1}^m \left\{ \ln \phi \left(\frac{\ln(IM_j / \theta)}{\beta} \right) \right\} + (n-m) \ln \left(1 - \Phi \left(\frac{\ln(IM_{\max} / \theta)}{\beta} \right) \right) \quad (3.7)$$

Bu maksimuma çıkarma işlemi bir elektronik çizelge programı veya basit bir program kullanılarak kolaylıkla gerçekleştirilebilir. Bu denklem kullanılarak elde edilen bir kırılma fonksiyonu Şekil 3.3b 'de gösterilmiştir, bu şekilde gösterilen IM_i ve $IM_{\max}$ değerleri kullanılarak elde edilmiştir.

Şu unutulmamalıdır; tüm n yer hareketlerinin $IM_{\max}$ 'ten daha düşük IM değerlerinde çökmeye yol açtığı özel durumda, denklemi maksimuma çıkaran “ θ ” ve “ β ” değerleri için denklem 3.7'nin sunduğu analitik bir çözüm bulunmaktadır ve bu çözüm denklem 3.2 ve 3.3 tarafından sunulanlara eşdeğerdir (denklem 3.3 'teki “n-1” değerinin bu çözümde “n” olması hariç (bu fark denklem 3.3 'te maksimum olabilirlik tahmin edicisi yerine yansız varyans tahmin edicisi kullanmaya yönelik olağan tercih dolayısıyladır). Ayrıca denklem 3.7 'deki normal dağılım PDF ve CDF 'lerinin, bir başka dağılıma ait bir kırılma fonksiyonuna uydurulması amacıyla, bir başka dağılıma ait bir PDF veya CDF ile değiştirilebileceği de unutulmamalıdır.

Çoklu Çizgi Analizi:

Yapısal analizler, artan dinamik analiz kullanmak yerine, bazen ayrık bir deprem şiddet ölçüt düzeyi (IM) takımında gerçekleştirilir ve her bir şiddet düzeyinde (IM) farklı yer hareketleri kullanılır. Belirli bir bölge ve deprem şiddet ölçüt düzeyi (IM) için örnek teşkil eden yer hareketlerinin seçiminde Koşullu Spektrum veya başka yaklaşımlar kullanılırken bu çoklu çizgi analizi (MSA) yaklaşımı yaygın kullanılmaktadır; çünkü yer hareketlerinin hedef özellikleri her bir deprem şiddet ölçüt düzeyinde (IM) değişmekte ve dolayısıyla örnek yer hareketleri de değişmektedir (ör; Bradley 2010; Iervolino ve ark. 2010; Lin ve ark. 2013). Bu yaklaşımla, analizlerin tüm yer hareketlerinin yıkılmaya neden olduğu şiddet ölçüt (IM) büyüklüklerine kadar gerçekleştirilmesi gerekmez. Bu tür veriler Şekil 3.4 'de örneklerle gösterilmiştir. Her bir deprem ölçüt düzeyinde (IM) farklılık gösteren yer hareketleri sebebiyle, araştırmacı her ne kadar yıkılmaya dair doğru olabilirliğin deprem şiddet ölçütü (IM) ile birlikte yükselmesini beklese de, yükselen deprem şiddet ölçüt düzeyi (IM) ile yıkılmaya dair artışı kesin bir biçimde gözlemleyemeyebilir.

Bu türden veriler ile daha önceden bahsedilmiş olan tahmin yaklaşımlarını kullanamayız, çünkü belirli bir yer hareketi için yıkılmanın başlangıcına ilişkin IM_i değerleri elimizde bulunmamaktadır. Bunun yerine, yapısal analiz sonuçlarında yıkıma neden olan her bir deprem şiddet ölçüt (IM) düzeyindeki yer hareketleri vardır. Bu tip veriler için makul olan uygun hale getirme tekniği, bir takım yazarlar tarafından da işaret edildiği üzere, maksimum olabilirlik yönetimin kullanılmasıdır (Shinozuka ve ark. 2000; Baker ve Cornell 2005b; Straub ve Der Kiureghian 2008). Bu yaklaşım burada kısaca açıklanmıştır. Yapısal analizler, her bir şiddet ölçüt düzeyi $IM = x_j$ için, toplam yer hareketleri sayısından belirli bir yıkılma sayısı üretir. Her bir yer hareketinden bir yıkılma veya yıkılmama durumunun gözlemlenmesinin diğer yer hareketlerine yönelik gözlemlerden bağımsız olduğu varsayılarak, $IM = x_j$ olan n_j yer hareketleri sonucunda z_j yıkılma gözlenmesi olasılığı binom dağılımı ile verilmektedir.

$$P(z_j \text{ collapses in } n_j \text{ ground motions}) = \binom{n_j}{z_j} p_j^{z_j} (1 - p_j)^{n_j - z_j} \quad (3.8)$$

Burada; p_j , $IM = x_j$ olan bir yer hareketinin yapıda yıkılmaya yol açma olasılığıdır. Amacımız p_j 'yi öngörece kırılganlık fonksiyonunu belirlemektir ve maksimum olabilirlik yaklaşımı yapısal analizden elde edilmiş olan yıkılma verilerinin gözlemlenmesi açısından en yüksek olabilirliği veren kırılganlık fonksiyonunu

belirler. Analiz verileri birden çok IM düzeyinde elde edildiğinde, tüm veri takımına dair olabilirliği elde edebilmek için her bir IM düzeyinde binom olasılıkları sonucunu alırız (denklem 3.8).

$$Likelihood = \prod_{j=1}^m \binom{n_j}{z_j} p_j^{z_j} (1-p_j)^{n_j-z_j} \quad (3.9)$$

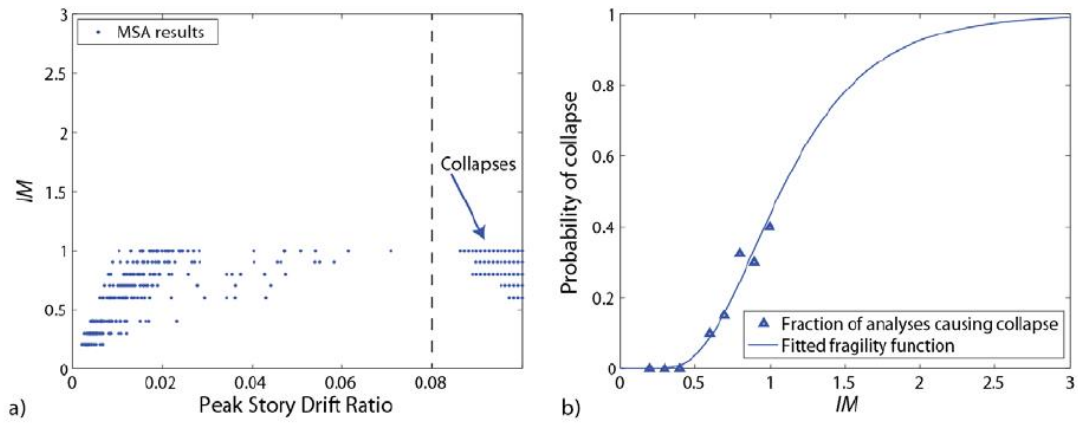
Burada; m, IM düzeylerinin sayısıdır ve $\prod$ tüm düzeyler üzerinde bir sonuca işaret eder. Daha sonra p_j yerine denklem 3.1 'i kullanırız, böylece kırılma parametreleri olabilirlik fonksiyonunda açığa çıkmış olur.

Kırılma fonksiyonu parametrelerine dair tahminler bu olabilirlik fonksiyonu maksimuma çıkarılarak elde edilir. Olabilirlik fonksiyonu logaritmasını maksimuma çıkarmak eşdeğerde ve sayısal olarak daha kolaydır; dolayısıyla biz de bunu yaparız.

$$Likelihood = \prod_{j=1}^m \binom{n_j}{z_j} \Phi \left(\frac{\ln(x_j / \theta)}{\beta} \right)^{z_j} \left(1 - \Phi \left(\frac{\ln(x_j / \theta)}{\beta} \right) \right)^{n_j-z_j} \quad (3.10)$$

$$\left\{ \hat{\theta}, \hat{\beta} \right\} = \arg \max_{\theta, \beta} \sum_{j=1}^m \left\{ \ln \binom{n_j}{z_j} + z_j \ln \Phi \left(\frac{\ln(x_j / \theta)}{\beta} \right) + (n_j - z_j) \ln \left(1 - \Phi \left(\frac{\ln(x_j / \theta)}{\beta} \right) \right) \right\} \quad (3.11)$$

Bu yaklaşım kullanılarak elde edilen bir kırılma fonksiyonu Şekil 3.4 'de gösterilmiştir.



Şekil 3.4 : Örnek kırılma fonksiyonu grafiği.

Burada artık bu formülasyona ilişkin birkaç yorumda bulunulabilir. İlk olarak, kırılma fonksiyonu için bir log normal kümülatif dağılım fonksiyonu kullanılarak denklem 3.11 yazılır, ancak diğer fonksiyonlar uygun hale getirme yaklaşımı değiştirilmeden başkaları ile değiştirilebilir. İkinci olarak, bu formülasyon ilgili bütün IM düzeylerinde çoklu gözlem yapılmasını gerektirmemektedir (yani; n_i 1'e eşit olabilir). Bu örneğin bir kırılma fonksiyonunun her biri kendine özgü IM

büyükluğüne sahip, ölçeklendirilmemiş yer hareketleri kullanılarak uygun hale getirilmesinde faydalı olur. Üçüncü olarak, bu formülasyon gözlemlerin bağımsız olduğunu varsayar, böylece genel olabilirlik her bir IM düzeyindeki olabilirliklerin sonucu olmuş olur. Eğer birden çok x_i düzeyinde yapısal analiz için aynı yer hareketi kullanılıyorsa bu bağımsızlık tam olarak doğru olmayabilir; bununla birlikte bu bağımsızlığın miktarının belirlenmesi bir şekilde zorlayıcı olabilir ve anektodsak kanıt varsayımının hafifletilmesi tahmini parametrelerde tipik olarak küçük rakamsal farklar yaratır. Aslında, örnek analizleri bu yaklaşımın, tüm IM düzeylerinde özdeş yer hareketlerinin kullanıldığı artımsal dinamik analiz (IDA) verileriyle bile verimli kırılmalık tahminleri ortaya koyduğunu gösteriyor gibi durmaktadır. Straub ve Der Kiureghian (2008) yukarıdaki yaklaşıma dair bir genellemeyi irdelemiştir; bu genelleme bağımlı örneklerin hesaba katılmasına imkân vermektedir, ancak formülasyon uygulama açısından çok daha karmaşıktır.

Denklem 3.11 'e sayısal açıdan eşdeğer bir alternatif ise, bir $\ln(IM)$ fonksiyonu olarak yıkılma olasılığını tahmin etmek için bir Probit bağlantı fonksiyonu ile genelleştirilmiş doğrusal regresyon kullanmaktadır (Agresti 2012). Genelleştirilmiş doğrusal regresyon tahmin için maksimum olabilirliği kullanılır ve Probit bağlantı fonksiyonu kırılmalık fonksiyonu olarak normal kümülatif dağılım fonksiyonunun kullanılması ile eşdeğerdir. Genelleştirilmiş doğrusal regresyon pek çok istatistiksel yazılım paketinde mevcuttur (ör; R Team 2012; The Mathworks 2012). Bu tür veriler kullanan kırılmalık fonksiyonu kalibrasyonu için ayrıca lojistik regresyon da kullanılmıştır ve maksimum olabilirlik ilkeleri ile tutarlıdır; ancak bu kırılmalık için log normal dağılımdan çok bir lojistiğe uymaktadır (ör; Basöz ve Kiremidjian 1998; Baker ve Cornell 2005a).

3.4 Betonarme Binalar İçin Sismik Kırılmalık Eğrileri Oluşturulması Konusunda Önceden Yapılmış Araştırmalar

Avrupa'da geçtiğimiz on beş yıl içerisinde betonarme yapılarda sismik kırılmalık eğrilerinin oluşturulmasına yönelik olarak çok sayıda araştırma yapılmıştır. Bu araştırmalardan birkaç tanesi aşağıdaki paragraflarda sunulmuştur.

Akkar ve Ark. (2005) az ve orta katlı, bölme duvarlı betonarme çerçevesel binalar için hasar görülebilirlik eğrilerini incelemiştir. Taban kesme kuvveti kapasitesi, periyot ve maksimum göreceli kat öteleme değerinin ara değerlerinin bulunması için Düzce'de

bulunan ve düşük düzeyde sismik tasarıma sahip 2, 3, 4 ve 5-katlı 32 bina üzerinde kırılgenlik analizleri gerçekleştirilmiştir. Kat sayısının orta ve ciddi hasarlı limit durumların aşılması olasılığı üzerinde kayda değer bir etkiye sahip olduğu görülmüştür. Spektral yer değiştirme, özellikle daha yüksek hasar düzeyleri için, maksimum yer ivmesine kıyasla maksimum zemin hızı ile daha iyi ilişkilendirilmiştir. Kırçıl & Polat (2006), log normal hasar görebilirlik eğrilerinin parametrelerini tanımlayabilmek amacıyla artan şiddete sahip 12 yapay ivme kaydı kullanarak, 1975 yönetmeliğine göre tasarlanmış betonarme binalara ait örnekler üzerinde doğrusal olmayan dinamik analizler gerçekleştirmiştir. Tüm binalar için tek bir eğri oluşturulabilmesi için farklı donatı çeliği sınıflarına ait kırılgenlik eğrileri toplanmıştır. Kat sayısı araştırma konusu aralığında bulunmayan yapılar için eğrilerin elde edilebilmesi amacıyla kat sayısı ile eğrilerin orta ve standart sapmaları arasında bir ilişki kurulmuştur.

Özer & Erberik (2008) Türkiye'deki betonarme çerçeveli yapılar için hasar görebilirlik eğrileri oluşturmuştur. Zayıf, orta ve sağlam sismik tasarımlara sahip 3-, 5-, 7- ve 9-katlı betonarme çerçeveli yapılar için dikkate alınmıştır. İlgili değişkenler beton ve çelik kuvveti ve elastikiyet katsayısıdır. Dört hasar durumu, düşük hasar veya hasarsız (DS1), belirgin hasar (DS2), ciddi hasar (DS3) ve yıkılma (DS4) olarak ifade edilmiştir. Doğrusal olmayan, zaman tanım alanı analizleri gerçekleştirilerek yer hareketleri kayıtları arasından seçilen farklı takımlar için maksimum göreceli kat öteleme değeri açısından sismik talep istatistikleri elde edilmiştir.

Börekçi & Kırçıl (2008) Betonarme binalarda yük-yer değiştirme ilişkisinin hasar olasılığı üzerine etkisini incelemiştir. Bu çalışmada farklı yük-yerdeğiştirme ilişkilerinin (çevrim tipleri) betonarme binaların hasar olasılığı üzerine etkisi araştırılmıştır. Yatay yük kapasiteleri ve süneklik seviyeleri farklı, betonarme çerçevelerden oluşan iki bina üzerinde ikili doğrusal, dayanım ve rijitlik azalmalı çevrim tipleri kullanılarak hasar olasılık eğrileri elde edilmiş ve böylelikle davranışları farklı yapılar da dikkate alınarak farklı çevrim tiplerinin hasar olasılığı üzerine etkisi belirlenmeye çalışılmıştır.

Sümengen & Kırçıl (2009) Mevcut yapılarda kullanılan güçlendirme yöntemlerinin hasar olasılığına etkisini incelemiştir. Bu çalışmada mevcut yapı stokunda önemli yer tutan betonarme çerçeve türü bir yapı örneği, sıkça kullanılan iki farklı güçlendirme yöntemi için performans değerlendirmeleri hasar olasılık eğrileri yardımıyla irdelenmiştir.

4. ÖRNEK TİP OKUL PROJESİNİN DOĞRUSAL OLMAYAN ARTIMSAL İTME ANALİZİ İLE PERFORMANS DÜZEYİNİN BELİRLENMESİ VE GÜÇLENDİRME SONRASI PERFORMANS ANALİZİ

4.1 Giriş

Bu bölümde seçilen tip okul projesinin performans seviyesi “Doğrusal Elastik Olmayan Hesap Yöntemi” olan artımsal itme analizi ile belirlenecek ve ardından yapı betonarme perde duvarlar ile güçlendirilip aynı analiz yöntemi kullanılarak gerekli performans seviyesine ulaştığı gösterilecektir. Yapı kullanım amacı olarak okul türü bir yapı olması nedeniyle 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan depremde Hemen Kullanım, 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan depremde ise Can Güvenliği performans hedefini sağlaması gerekmektedir. TDY 2007 de bulunan bu deprem düzeylerine ait olan iki ayrı spektrum kullanılarak itme noktaları belirlenmiş ve performans düzeyleri değerlendirilmiştir.

4.2 Bina Genel Bilgileri

İncelenen tip okul projelerine ait temel ve katlara ait kalıp planları, ölçüleri, eleman kesitleri ve bu kesitlere ait donatı detayları ayrıntılı olarak mevcut olduğundan bu bilgiler kullanılarak performans değerlendirmesi yapılmıştır. Bu bilgiler ışığında bina kapsamlı bilgi düzeyinde kabul edilmiştir ve bu bilgi düzeyine göre malzeme dayanımları daha önceki bölümlerde belirtilen katsayılar düzenlenerek kullanılacaktır.

Okul yapısı 4 katlı olup tipik kat planı Şekil 4.1’de verilmiştir. Kullanım amacı okul olarak tasarlanmış olan yapı, 1. Derece deprem bölgesindedir ve Z3 zemin sınıfına giren bir zemin üzerinde bulunmaktadır. Projede beton sınıfı C20 olmasına rağmen alınan karotların ortalama C12 olduğu tecrübe edilmiştir. Donatı çeliği sınıfı genel olarak S420, sargı ve tevzi donatılar için S220’dir.

Yapının modellemesi ve modal analiz bilgileri için ETABS ve SAP2000 programları kullanılmıştır. Modal analiz yapıldıktan sonra model doğrusal olmayan analiz için Perform 3D programına aktarılmıştır. Malzeme modellerinin oluşturulması sırasında DBYBHY 2007'deki malzeme modelleri esas alınarak mevcut dayanımlar ve yönetmelikteki malzeme şekildeğiştirme kapasiteleri gözönüne alınmıştır. Mevcut betonarme kirişlerin moment-eğrilik bağıntıları ile perdelerin ve kolonların akma yüzeyleri ve moment eğrilik bağıntılarının elde edilmesinde SAP2000 programının “Section Designer” modülü kullanılmıştır. Programın bu özelliği kullanılırken yapıdaki taşıyıcı sistem elemanlarına ait bütün kesit özellikleri mevcut donatı düzeni ile oluşturularak elemanların kapasiteleri ve bunlara ait karakteristik bilgiler elde edilmiştir.

Bina Özellikleri:

- Kat Sayısı: 4
- Kat Yükseklikleri: 3.2 m.
- Kullanım Amacı: Okul
- Bina Taşıyıcı Sistemi: Betonarme Perde + Çerçeve Sistem

Malzeme Özellikleri:

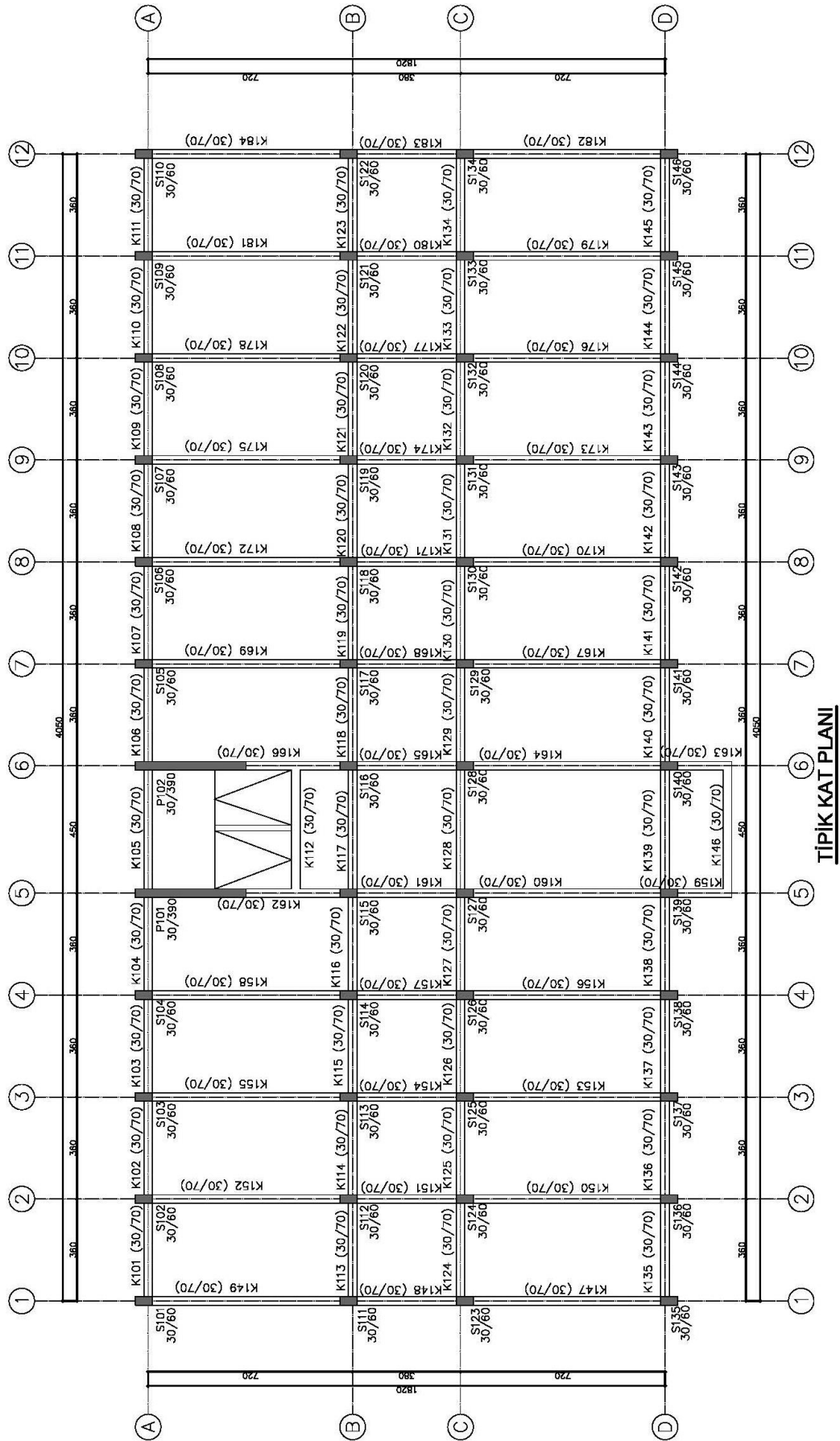
- Beton Sınıfı: C12
- Donatı Çeliği Sınıfı: S420 (Sargı ve tevzi donatıları için: S220)

Bina Parametreleri:

- Zemin Sınıfı: Z3 ($T_A=0.15$ ve $T_B=0.60$)
- Deprem Bölgesi: 1 ($A_0=0.40$)
- Yapı Önem Katsayısı (I): 1.4
- Hareketli Yük Katılım Katsayısı (n) : 0.60

Öngörülen Performans Hedefleri:

- 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan depremde “Hemen Kullanım” performans seviyesi
- 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan depremde “Can Güvenliği” performans seviyesi



Şekil 4.1 : Tipik Kat Kalıp Planı.

Yapının hesap modeli oluşturulurken mevcut projesindeki eleman boyutları esas alınmıştır. Çizelge 4.1 ve Çizelge 4.2’de mevcut yapıdaki perde, kolon ve kirişlerdeki eleman boyutları ve kullanılan donatı miktarları gösterilmiştir.

Çizelge 4.1 : Perde kesitleri için donatı alanları ve adetleri.

Kesit(cm)		Başlık Kesiti(cm)	Minimum Başlık Donatı Alanı(cm ²)	Minimum Gövde Donatısı Alanı(cm ²)	Mevcut Başlık Donatısı	Mevcut Gövde Donatısı
Perde	30x390	30X80	23.40	17.25	15 ϕ 14	24 ϕ 10/20
	30x390	30X40	11.70	23.25	9 ϕ 14	30 ϕ 10/20

Çizelge 4.2 : Kolon ve kiriş kesitleri için donatı alanları ve adetleri.

Kesit(Cm)		Minimum Donatı Alanı(Cm ²)	Mevcut Donatılar
Kolon	30x60	18.00	12 ϕ 14
Kiriş	30x70(XK) ALT	5.88	3 ϕ 14
	30x70(XK) ÜST	5.88	2 ϕ 14+2 ϕ 16
	30x70(XP) ALT	5.88	3 ϕ 14+2 ϕ 16
	30x70(XP) ÜST	5.88	2 ϕ 14+4 ϕ 16
	30x70(YK) ALT	5.88	4 ϕ 16
	30x70(YK) ÜST	5.88	4 ϕ 16
	30x70(YP) ALT	5.88	3 ϕ 16
	30x70(YP) ÜST	5.88	2 ϕ 14+2 ϕ 16+2 ϕ 20

Ölü Yükler:

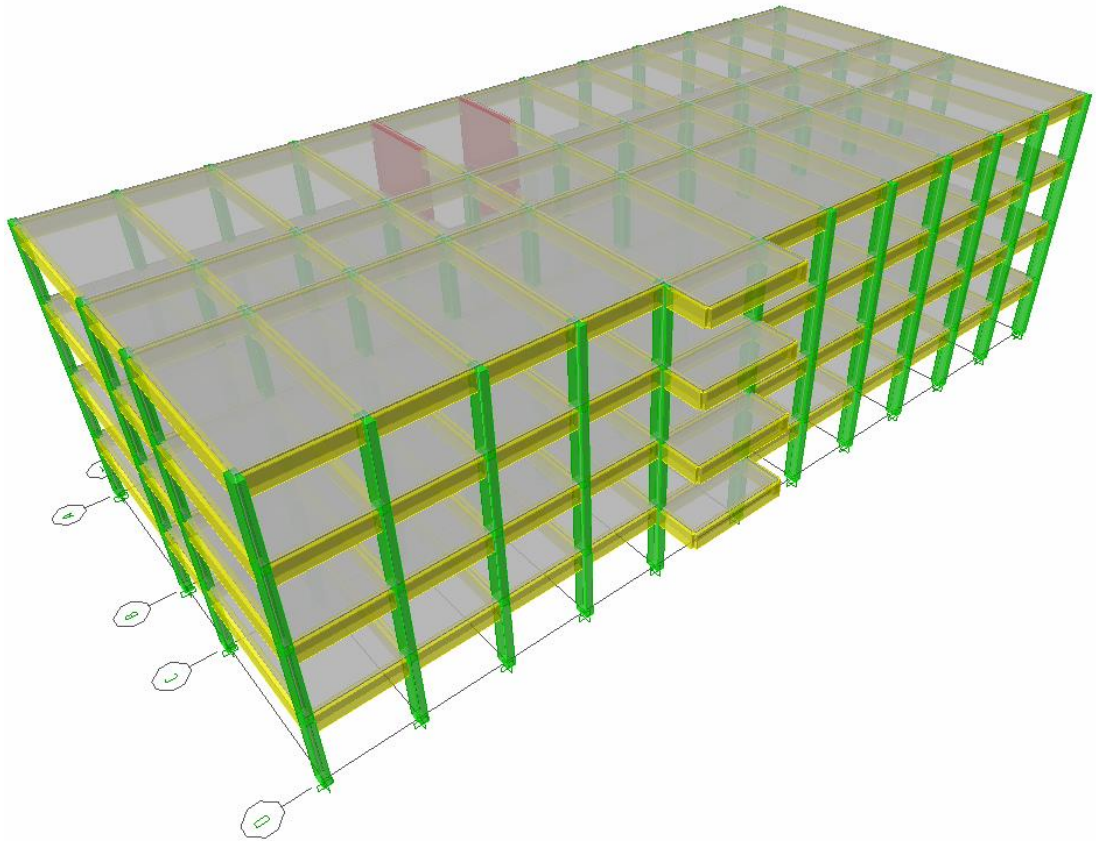
- Sıva + Kaplama + Tesisat Ağırlığı : 2.0 kN/m²
- Dış Duvar Yükü : 5.0 kN/m
- İç Duvar Yükü : 7.0 kN/m

Hareketli Yükler :

- Hareketli Yük (Normal Kat ve Çatı Katı) : 2 kN/m² – 1.5 kN/m²
- Hareketli Yük (Koridor ve Merdivenler) : 5.0 kN/m²
- Kar Yükü : 0.75 kN/m²

4.3 Doğrusal Elastik Yöntemde Kullanılacak Yapısal Modelin Oluşturulması

Yapı mevcut durumdaki kalıp planına birebir uyularak ve ayrıca mevcut projesindeki kesitlerde kullanılan donatılar ile 3 boyutlu olarak ETABS V9.7.3 programında modellenmiştir ve doğrusal elastik hesabında mod birleştirme yöntemi kullanılmıştır. Yapının üç boyutlu ETABS modeli Şekil 4.2’de gösterilmiştir. Model oluşturulurken daha önceki bölümlerde anlatılan yükler esas alınmıştır. Doğrusal elastik hesap için kurulan modelde yükler döşemeler üzerine tanımlanmıştır ve kat döşemeleri membrane döşeme elemanı olarak modellenmiştir. Kolon ve kirişler çubuk eleman olarak, perdeler ise shell eleman olarak tanımlanmıştır.

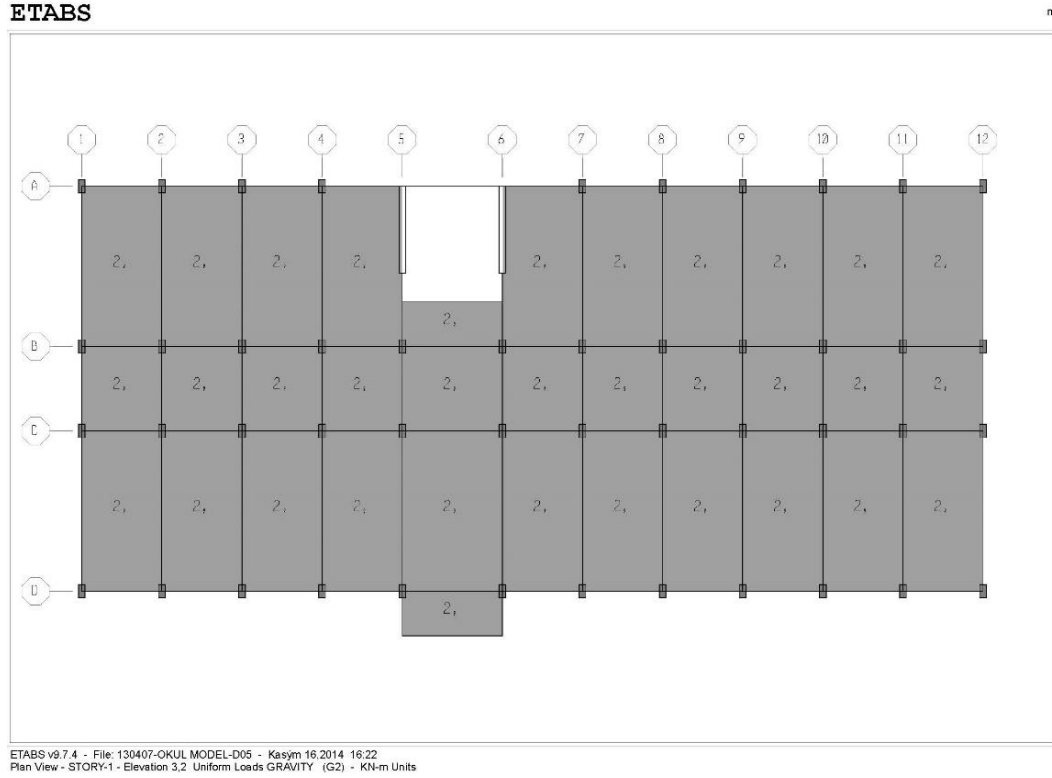


Şekil 4.2 : Mevcut Okul Yapısı İçin Etabs Hesap Modeli.

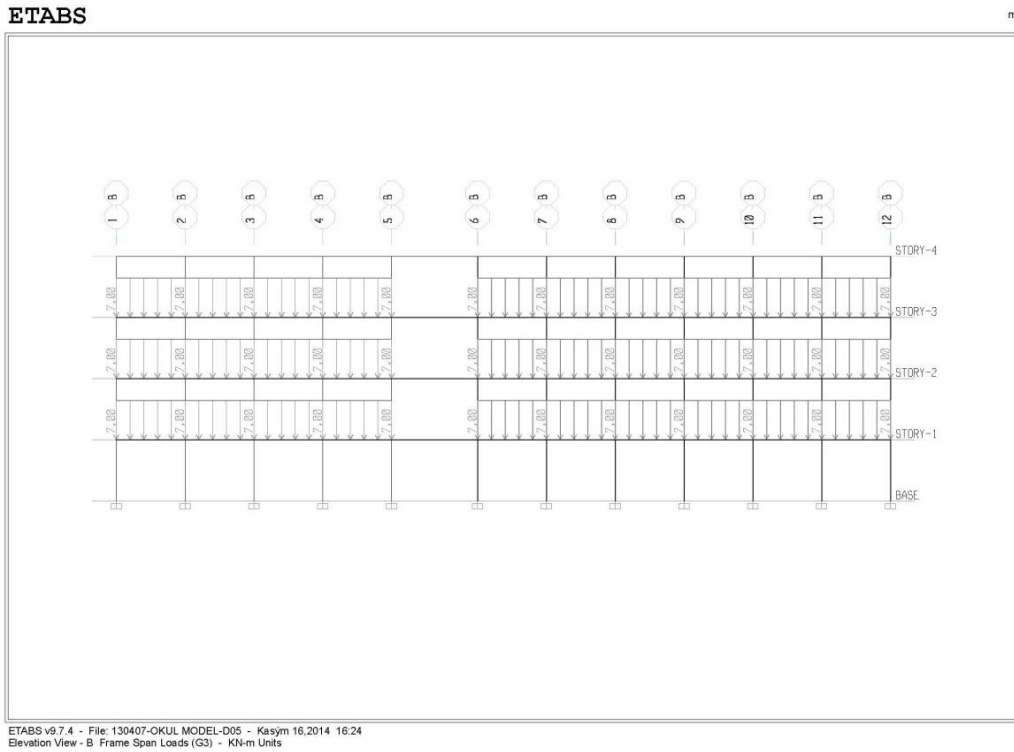
4.3.1 Yük Tanımları

- G1 = Yapı elemanlarının kendi ağırlıkları ve tanımlanan zati yükler(Program tarafından hesaplanmaktadır)
- G2 = Kaplama ağırlıkları
- G3 = Duvar ağırlıkları
- Q = Hareketli yük

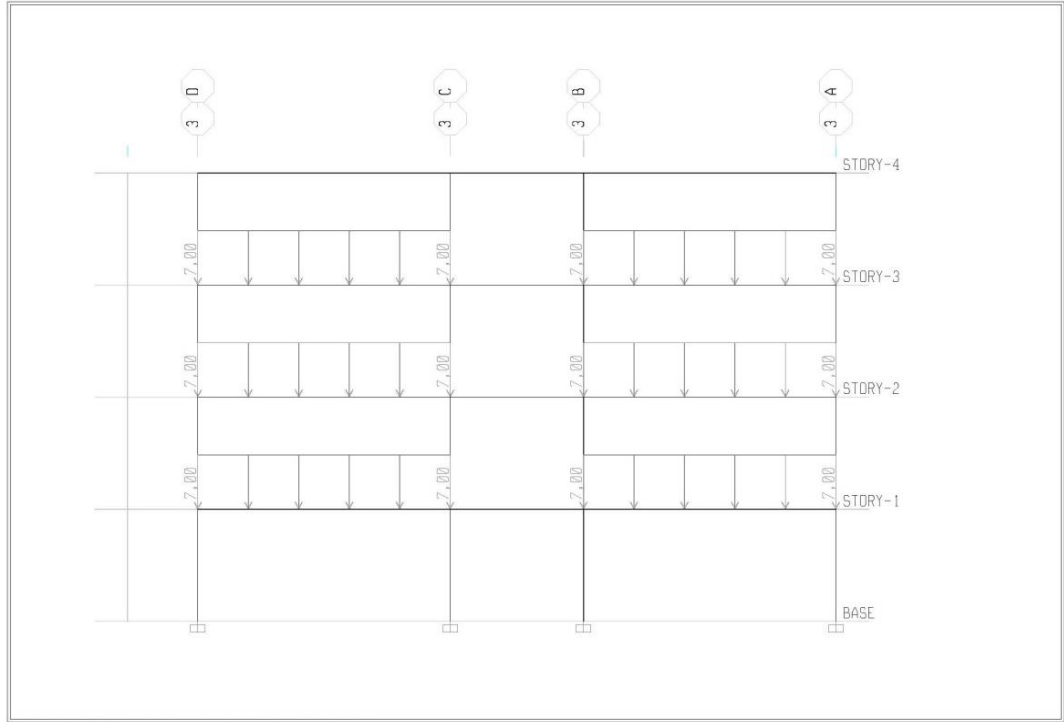
Hesap modeline tanımlanan yükler özet olarak Şekil 4.3, Şekil 4.4, Şekil 4.5, ve Şekil 4.6 ‘da gösterilmiştir.



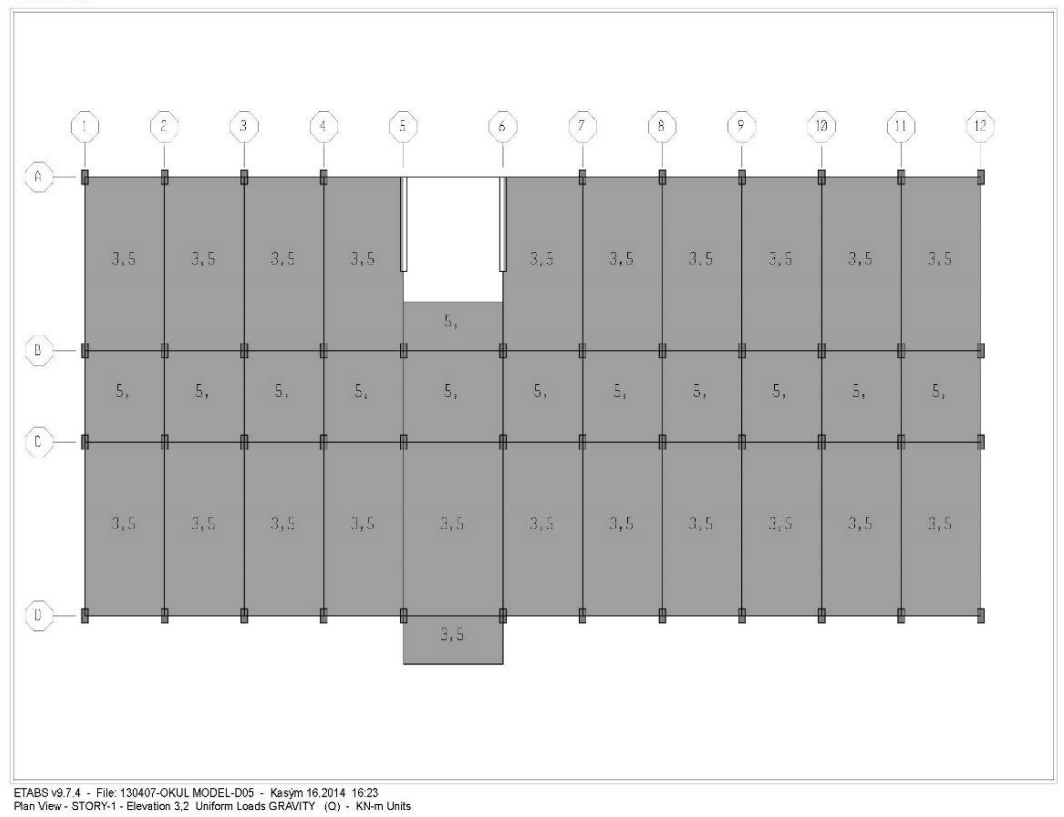
Şekil 4.3 : Tipik bir plan üzerinde “G2” yüklemesi.



Şekil 4.4 : Uzun doğrultu iç aks üzerinde “G3” duvar yüklemesi.



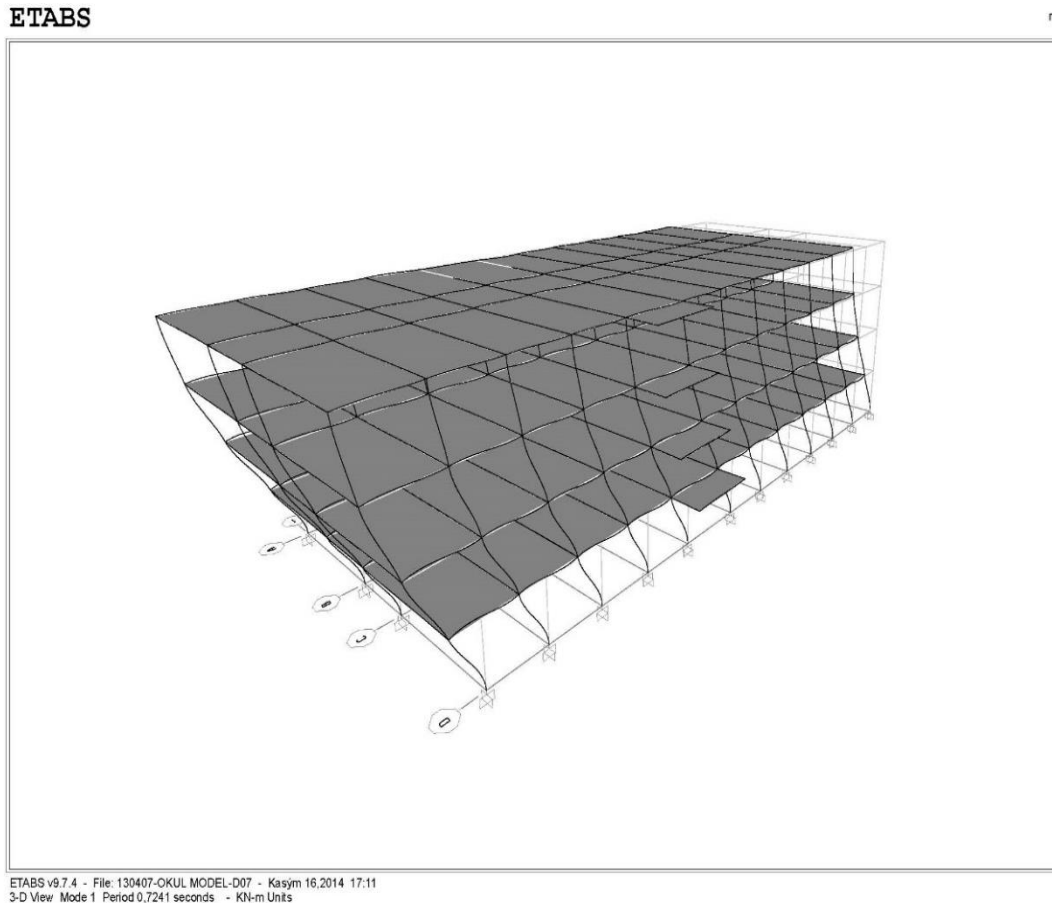
Şekil 4.5 : Kısa doğrultu iç akstan “G3” duvar yüklemesi.



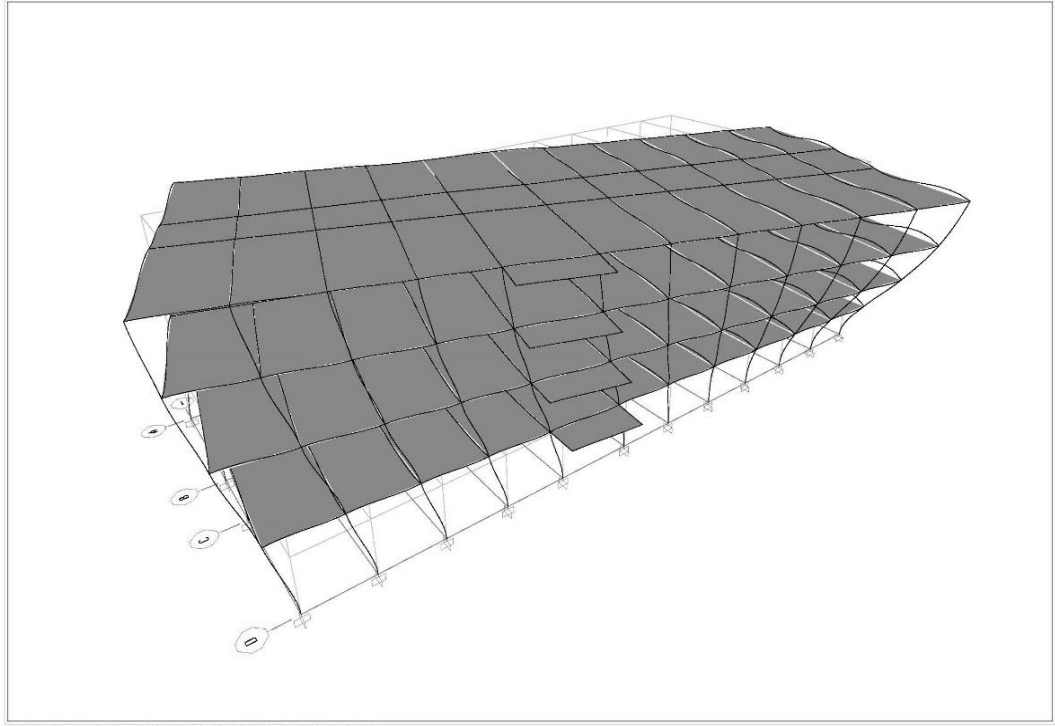
Şekil 4.6 : Tipik bir plan üzerinde “Q” yüklemesi.

4.3.2 Modal Analiz Sonuçları

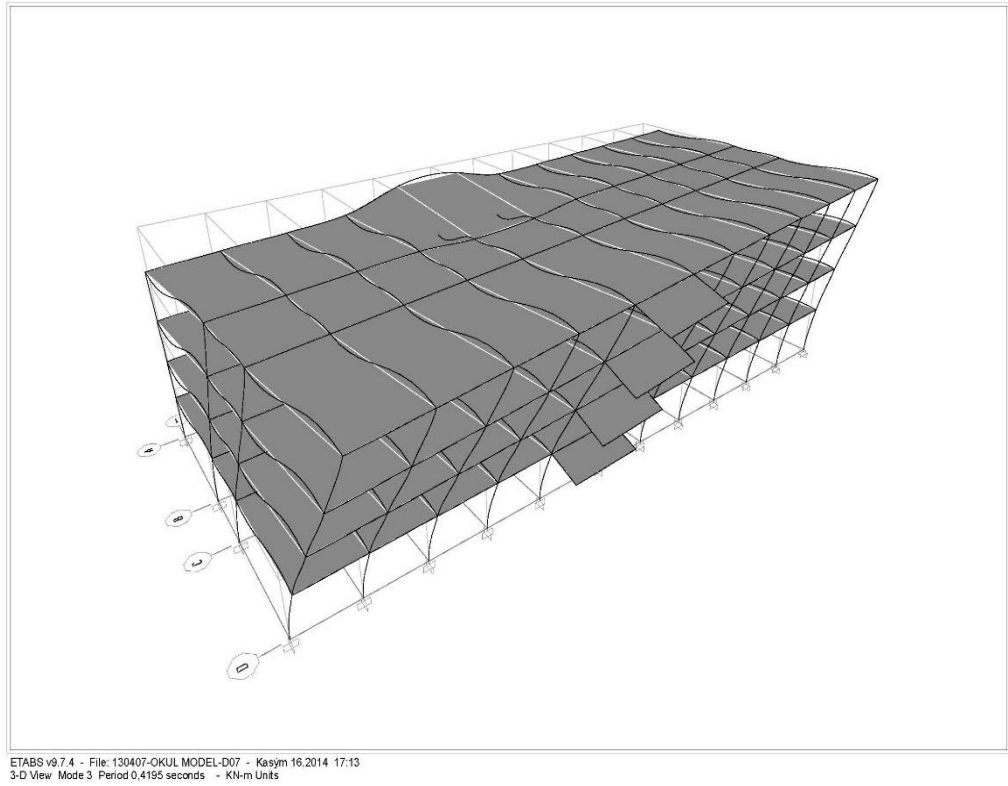
Tanımlanan yük değerlerinden sonra Etabs programında modal analiz yapılmıştır. Bu modal analiz sonuçları artımsal itme analizi için performans noktası belirlemede kullanmamız gereken modal sonuç değerlerini bize sağlaması açısından önemlidir. Sonrasında modal analizi yapılmış olan bu model Sap2000 programına aktarılarak Perform 3D programına export edilecektir. Etabs programında modellemeye başlanmasının asıl nedeni modelleme pratikliğidir. Etabs programında döşemeye verilen yükler analiz sonrasında Sap2000 programına aktarıldığında direk çubuk ve noktalar üzerine tanımlı gelebilmektedir. Perform 3D programında döşemeler ile ilgili herhangi bir inceleme yapılmayacağı için bütün yükleme değerlerinin çubuklar ve noktalar üzerinde olması önemlidir. Şekil 4.7, Şekil 4.8 ve Şekil 4.9’da yapıya ait ilk üç mod şekli gösterilmiştir. Çizelge 4.3 ve Çizelge 4.4’de ise X ve Y yönü hakim mod sonuçları ayrıntılı olarak sunulmuştur.



Şekil 4.7 : 1.Mod şekli ve Periyod (T=0.72sn).



Şekil 4.8 : 2.Mod şekli ve Periyod ($T=0.578\text{sn}$).



Şekil 4.9 : 3.Mod şekli ve Periyod ($T=0.42\text{sn}$).

Çizelge 4.3 : X Yönü 1. Mod Sonuçları.

1	2	3	4	5	6	7	8	10
KAT NO	KAT AĞR. (kN)	KAT KÜT. (kNs ² /m)	BURLM. KÜT. (kNs ² /m)	η_{bi}	T	KÜT. Katılım Oranı	1.MOD ŞEKLİ GEN.(m)	Γ
1	10213	1041	188180	1.022			0.007	
2	10213	1041	188180	1.026	0.72	%89	0.014	59.39
3	10213	1041	188180	1.027			0.019	
4	7957	811	144490	1.029			0.021	

Çizelge 4.4 : Y Yönü 3. Mod Sonuçları.

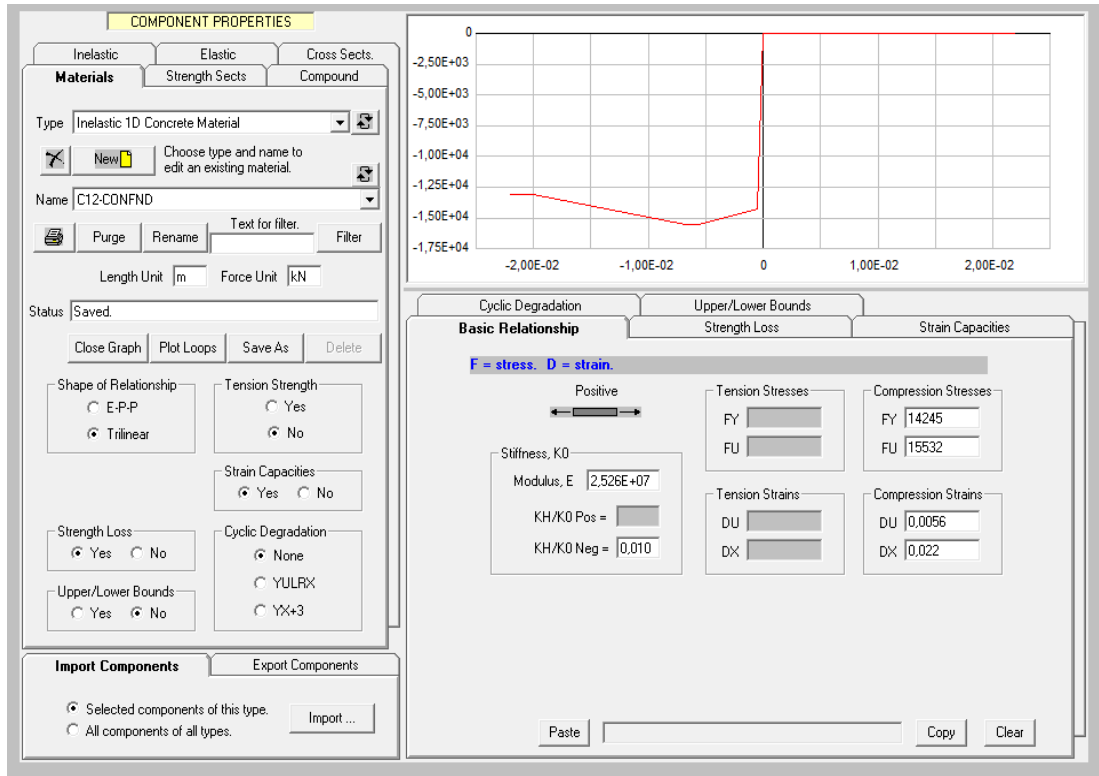
1	2	3	4	5	6	7	8	10
AT NO	KAT AĞR. (kN)	KAT KÜT. (kNs ² /m)	BURLM. KÜT. (kNs ² /m)	η_{bi}	T	KÜT. Katılım Oranı	3.MOD ŞEKLİ GEN.(m)	Γ
1	10213	1041	188180	1.39			0.003	
2	10213	1041	188180	1.33	0.42	%70	0.010	52.51
3	10213	1041	188180	1.31			0.018	
4	7957	811	144490	1.29			0.025	

4.4 Mevcut Bina İçin Doğrusal Elastik Olmayan Yöntemde Kullanılacak Yapısal Modelin Oluşturulması

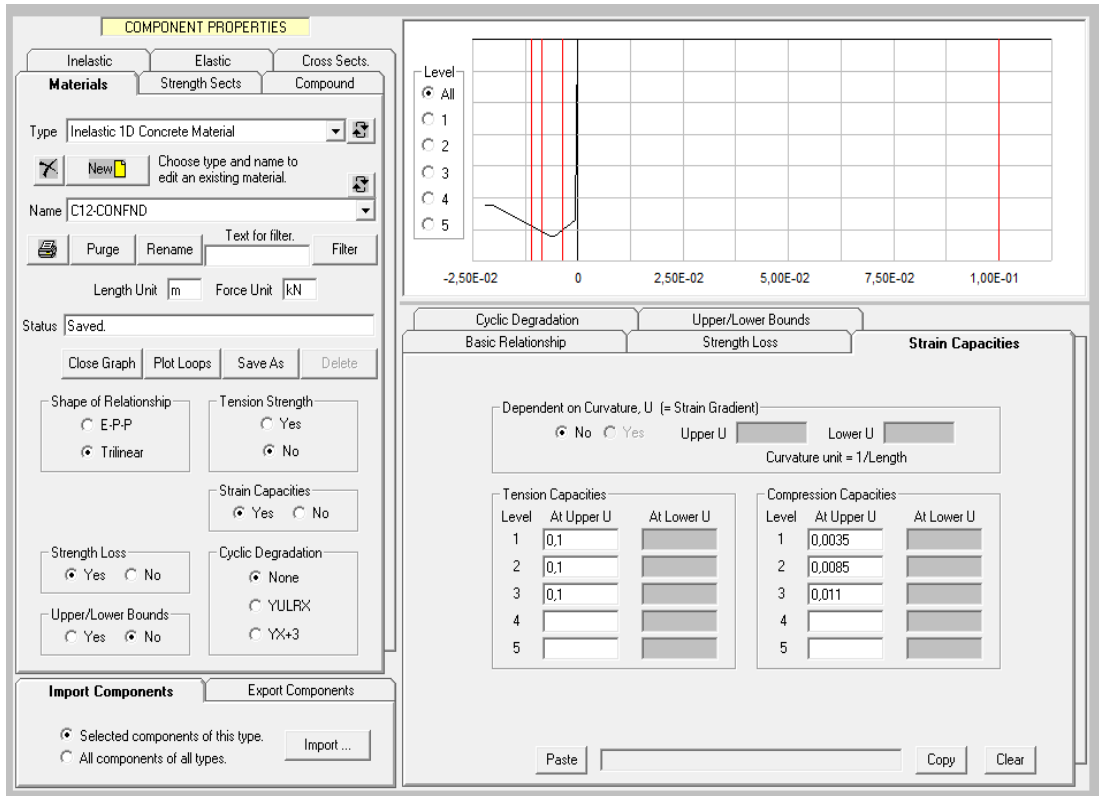
Doğrusal elastik olmayan yöntem için Perform 3d V5.0.0 kullanılmıştır. Döşemeler kaldırılmış ve yükler kirişlere aktarılmıştır. Rijit diyafram kabulü yapılmıştır. Mevcut temel sisteminin rijit davrandığı kabulü ile temel sistemi yerine temel kotunda sisteme ankastre mesnetler tanımlanmıştır.

4.4.1 Yapısal elemanların malzeme modeli

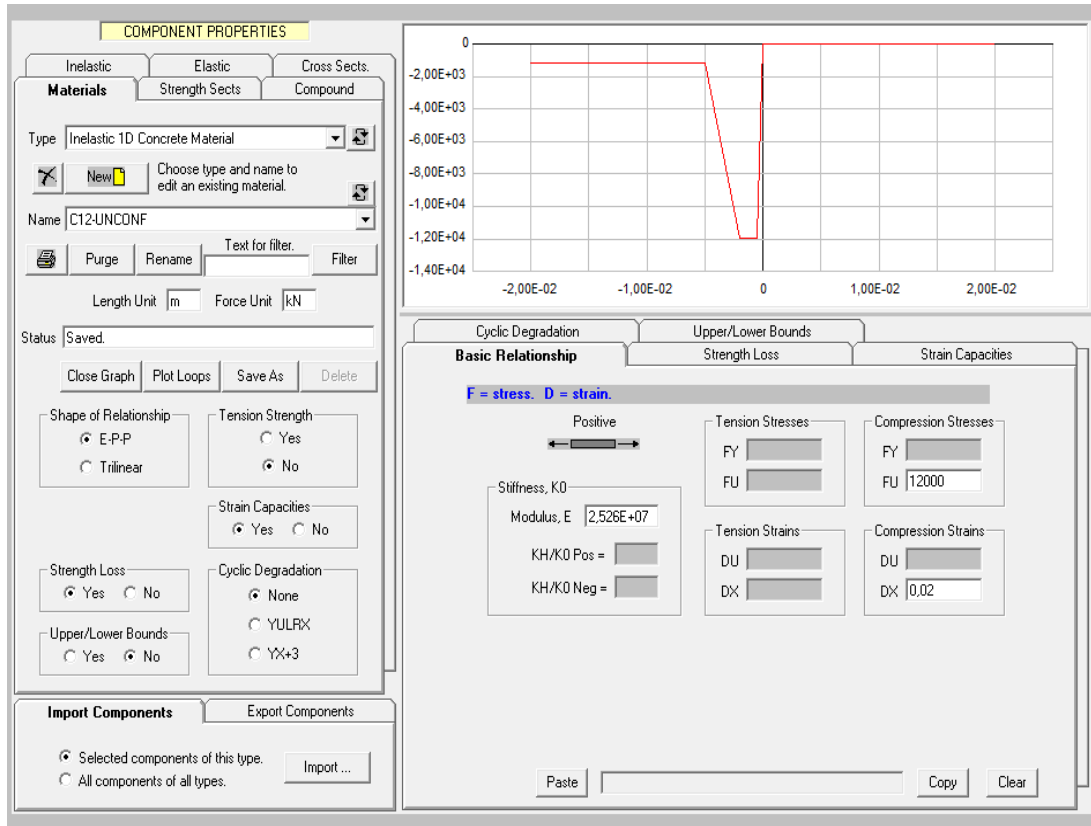
Yapısal elemanlar için kullanılan malzeme modeli beton için C12, donatı için S420 kalitesindeki malzeme dayanımları projesine uygun olarak kabul edilmiştir. Ayrıca daha önceki bölümlerde bahsedilen ve DBYBHY 2007 Ek 7B’de anlatılan modele uygun şekilde değiştirme sınırları kullanılmıştır. Malzeme modelleri Perform 3d V5.0.0 programında beton için “Component Properties – Materials –Inelastic 1D Concrete Material” , donatı için “Component Properties – Materials –Inelastic Steel Material” sekmeleri kullanılarak tanımlanmıştır. Şekil 4.10 ve Şekil 4.11’de C12 beton sınıfı sargılı beton davranış modeli, Şekil 12 ve Şekil 13 ‘de C12 beton sınıfı sargısız beton davranış modeli , Şekil 14 ve Şekil 15 ‘de ise S420 donatı sınıfı çelik davranış modeli tanımlamaları grafiksel olarak sunulmuştur.



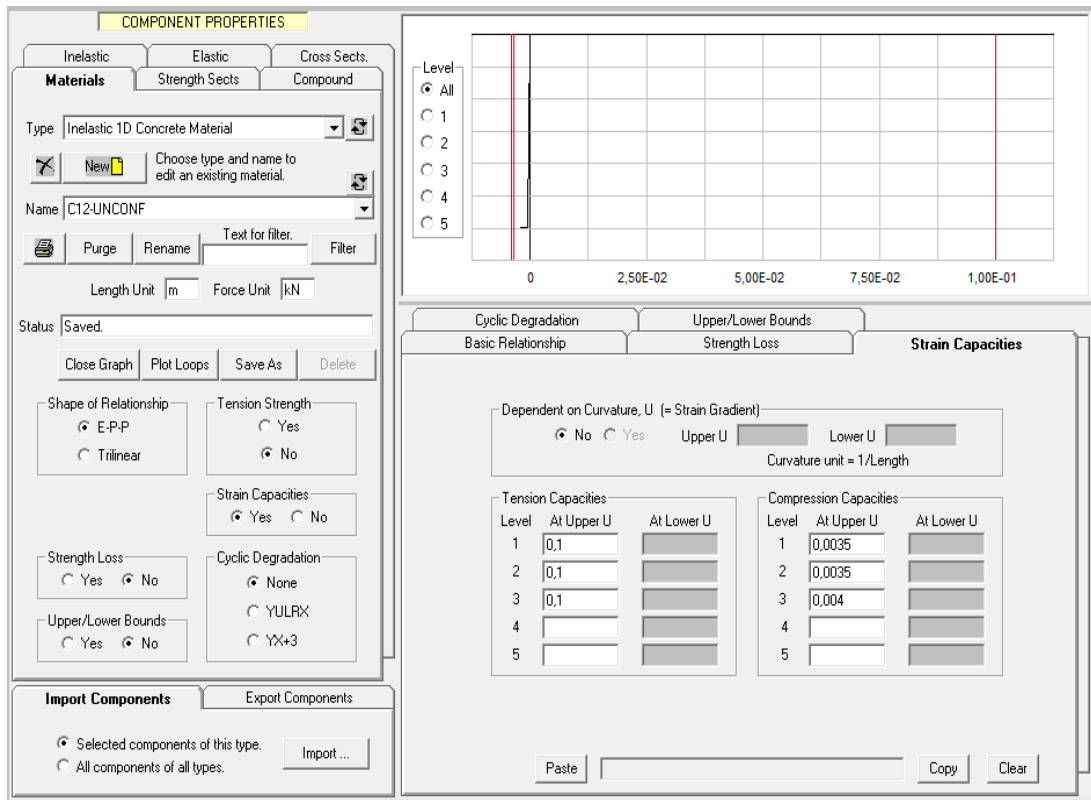
Şekil 4.10 : C12 beton sınıfı için sargılı beton davranış modeli.



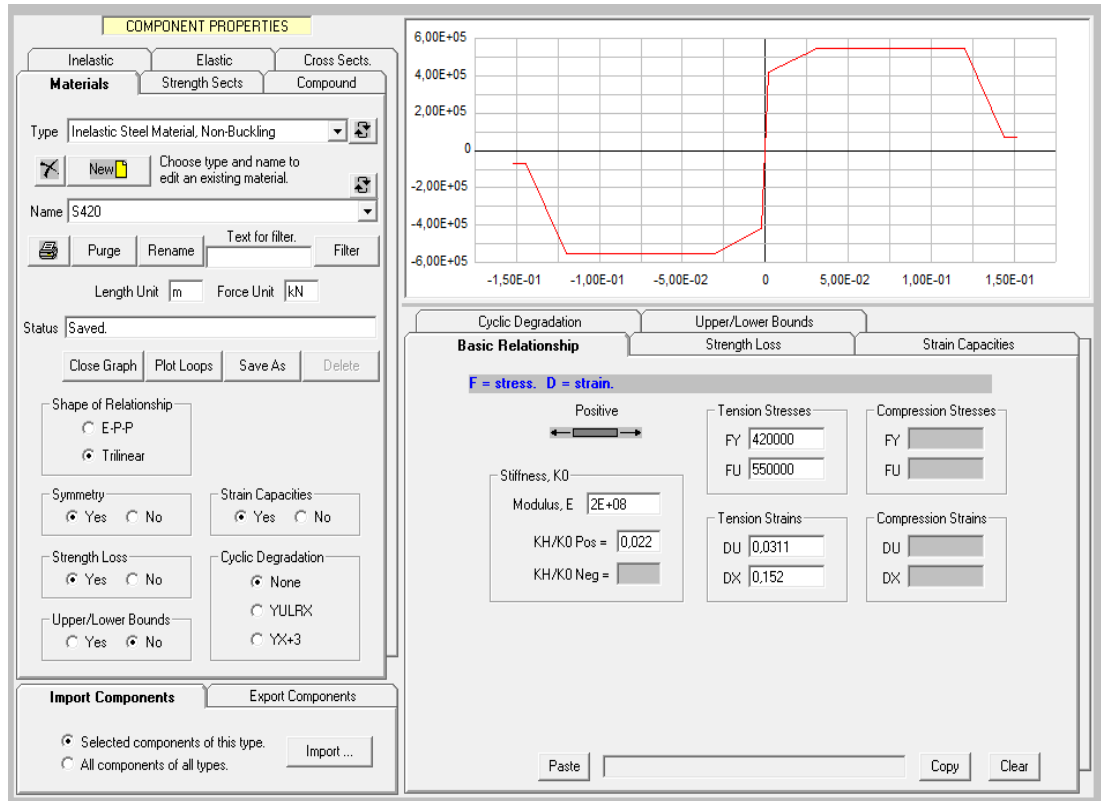
Şekil 4.11 : C12 sargılı betonun şekil değiştirme kapasite değerleri.



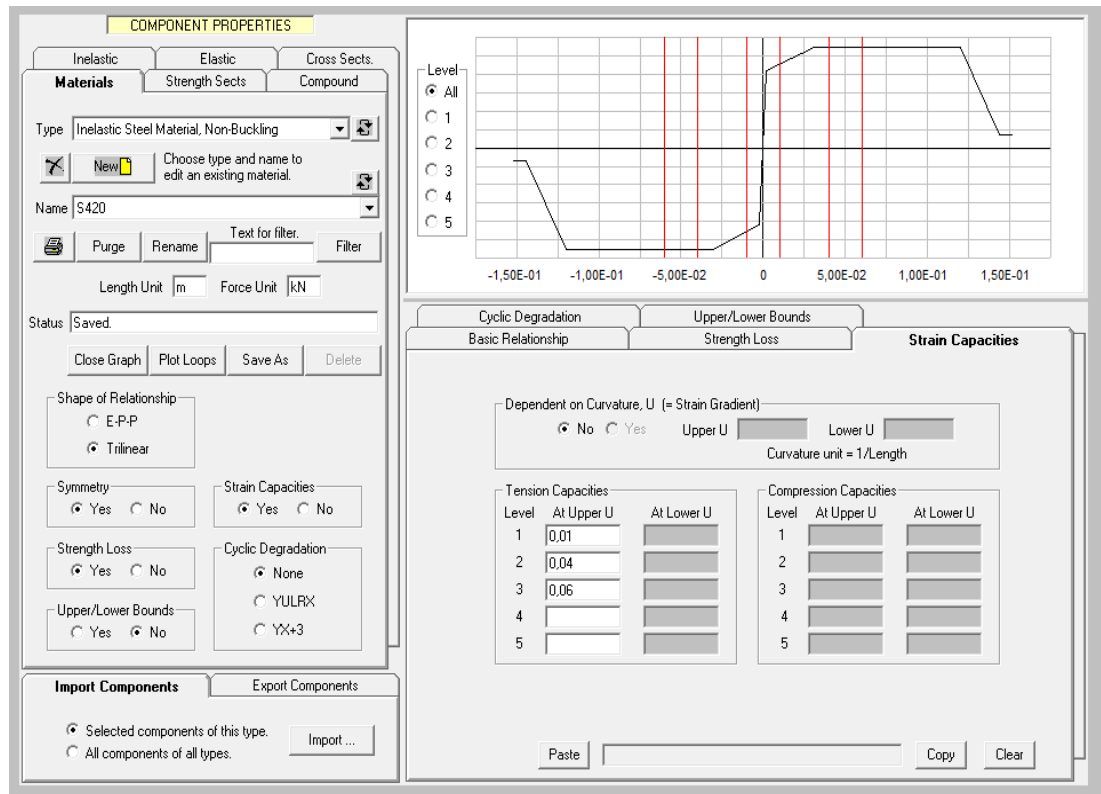
Şekil 4.12 : C12 beton sınıfı için sargısız beton davranış modeli.



Şekil 4.13 : C12 sargısız betonun şekil değiştirme kapasite değerleri.



Şekil 4.14 : S420 sınıfı donatı çeliği malzeme davranış modeli.

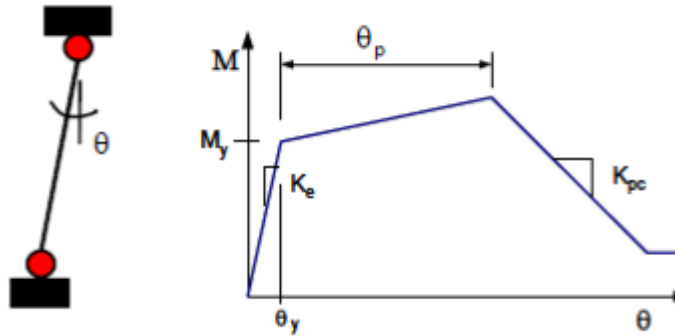


Şekil 4.15 : S420 sınıfı donatı çeliği için şekil değiştirme kapasite değerleri.

4.4.2 Kirişlerin Yığılı Plastik Mafsal Tanımı

Yığılı plastik mafsal modeli basit yapısından dolayı en çok kullanılan plastik mafsal modelidir. Bu model de herhangi bir yapısal kesitin doğrusal olmayan davranışının sıfır uzunluğu bulunan bir noktaya yığıldığı kabul edilir. Bu tür den tipik bir plastik mafsalın doğrusal olmayan davranışı yoğunlaştığı plastik mafsal bölgesinin ağırlık merkezinde oluşur. Yığılı plastik mafsallar genel olarak çubuk elemanların iki ucuna yerleştirilir ve bu iki mafsal elemanın arasında doğrusal bir davranış modellenir. En yaygın kullanılan yığılı plastik mafsal elemanı tek parçalı eğilme mafsalı modelidir. Bu tür mafsallar M3 veya M2 mafsalı olarak tanımlıdır. Aynı şekilde aksel kuvvet ile eğilme momenti arasındaki ilişki de akma-yüzeyleri tanımlanarak modellenebilir. Bu tür mafsallar PMM ve ya PM mafsalı olarak tanımlıdır.

Tipik olarak doğrusal olmayan itme davranışı esnasında moment dönme arasındaki doğrusal olmayan ilişkinin iskelet eğrisinin (Şekil 4.16) modellenmesi yeterlidir. Ancak Doğrusal Olmayan Zaman Tanım Alanında Analiz yapılması durumunda bu davranış modellerinin çevrimsel özelliklerinin de belirlenmesi gerekir.



Şekil 4.16 : Yığılı Plastik Mafsal Modeli ve Tipik bir Moment-Dönme İlişkisi.

Doğrusal olmayan analizlerde betonarme kesitlerin rijitlikleri efektif çatlamış kesit rijitliklerinden faydalanılarak modellenir. TDY 2007 göre bu çatlamış kesit rijitlikleri aşağıdaki şekilde alınmıştır:

Kirişler : $(EI)_e = 0.40 (EI)_g$

Seçilen tip okul projesinin kirişlerinde mevcut bulunan donatı alanlarına uygun olarak kiriş donatıları tiplendirilerek belirlenmiştir. Belirlenen tip kiriş donatıları için Perform 3D programında hinge tanımlamaları yapılmıştır.

Tip “XK” olarak tanımlanan kirişin kesiti ve donatısı Şekil 4.17 ‘de gösterilmiştir.

Üst Donatı: 2Ø14 Montaj+2Ø16 ilave

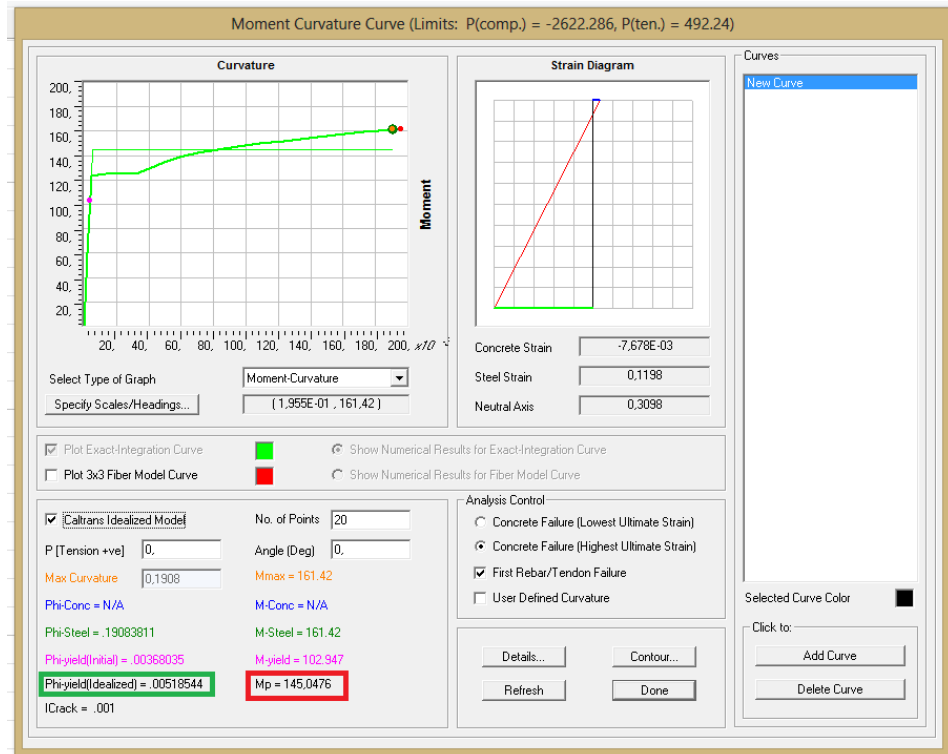
Alt Donatı: 3Ø14

Etriye: Ø8/20/10



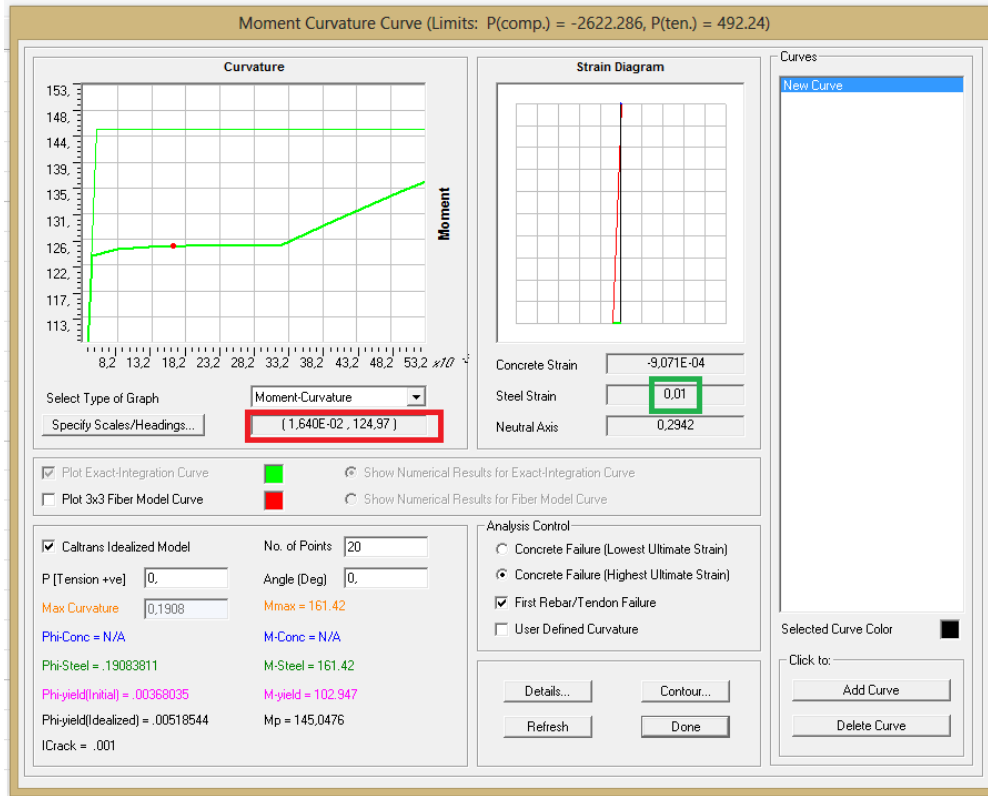
Şekil 4.17 : 30x70 boyutlarındaki kiriş kesiti ve donatısı.

Şekil 4.17 de gösterilen tip “XK” olarak adlandırılan kiriş Sap2000 programının “Section Designer” modülünde mevcut donatıları ve malzeme özellikleri ile modellenmiştir. Şekil 4.18 ‘de bu kirişe ait moment eğrilik ilişkisi grafiksel olarak sunulmuştur. Şekil 4.19, Şekil 4.20 ve Şekil 4.21 de sırasıyla donatı çeliğinin birim şekildeğiştirmesinin 0.01, 0.04 ve 0.06 olması durumundaki moment eğrilik grafik değerleri gösterilmiştir.

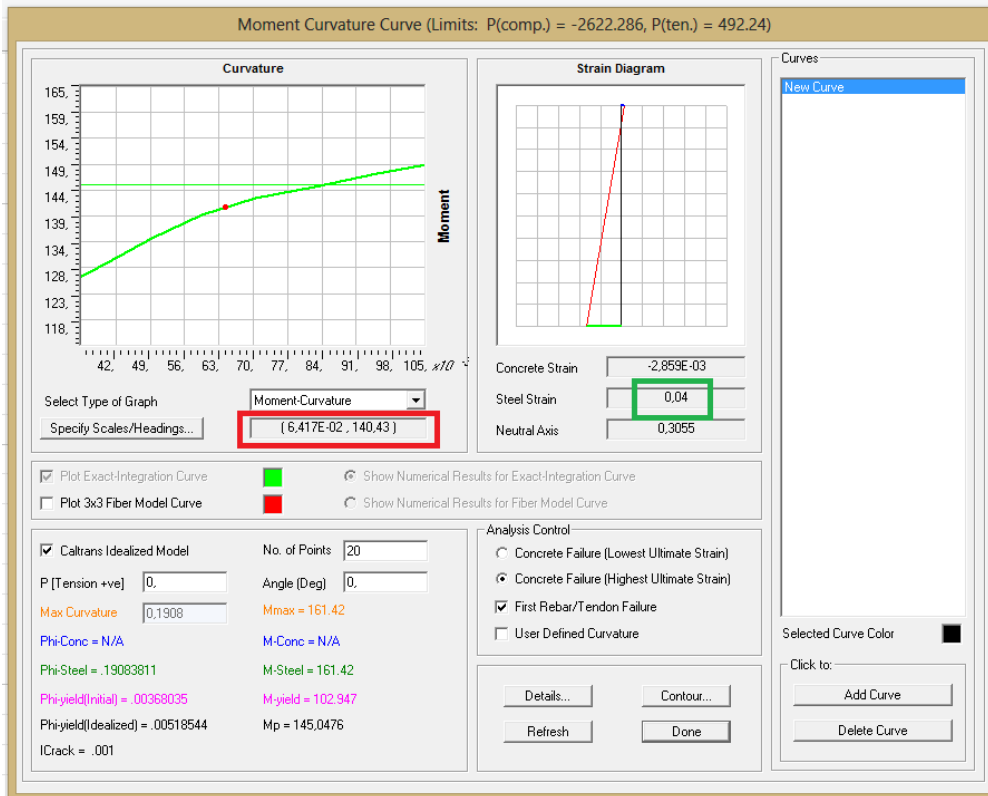


Şekil 4.18 : Plastik mafsall için kirişteki moment-eğrilik ilişkisi.

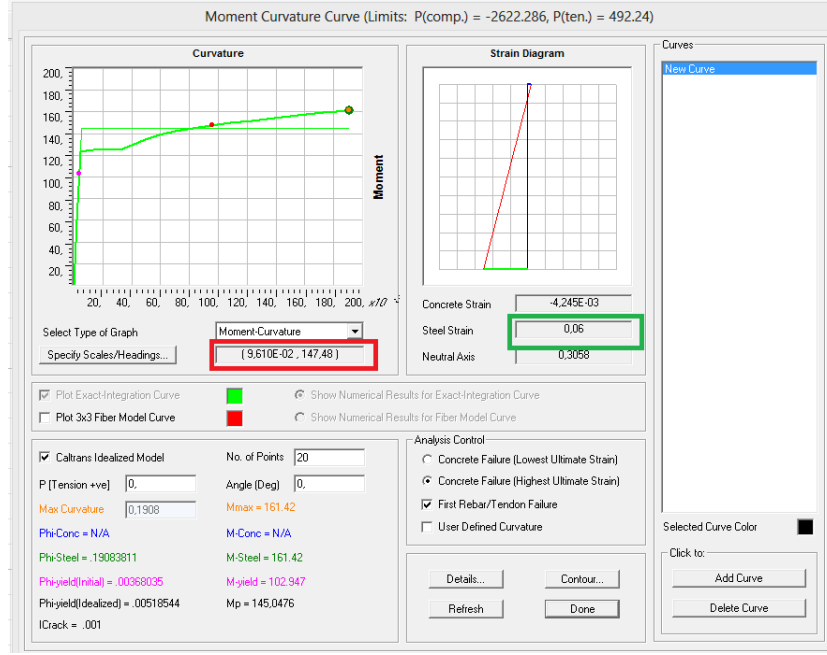
Şekil 4.18 ‘de görüldüğü üzere pozitif moment için akma momenti 145.05 kNm, idealize edilmiş akma eğriligi 0.0052 rad/m ‘dir.



Şekil 4.19 : Çelik birim uzamasının 0.01 olması durumundaki kirişteki moment eğrilik grafiği.

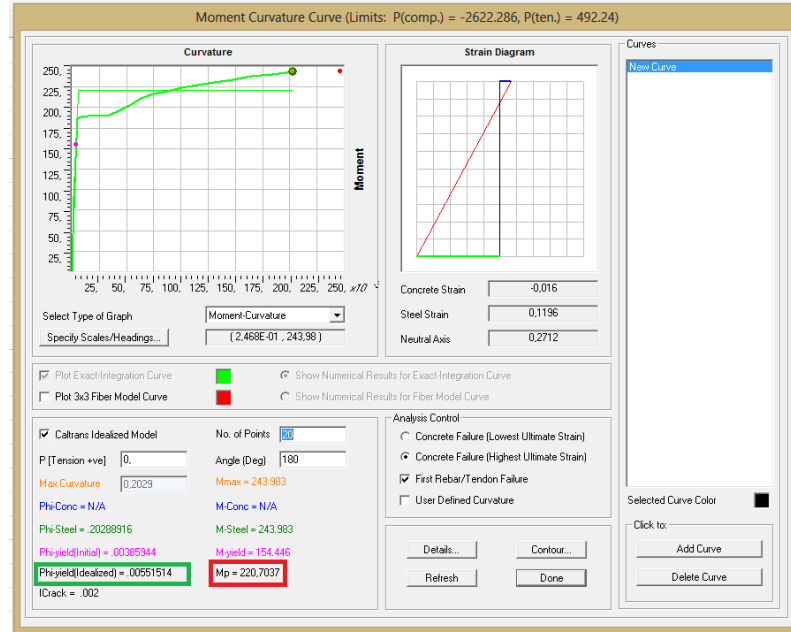


Şekil 4.20 : Çelik birim uzamasının 0.04 olması durumundaki kirişteki moment eğrilik grafiği.



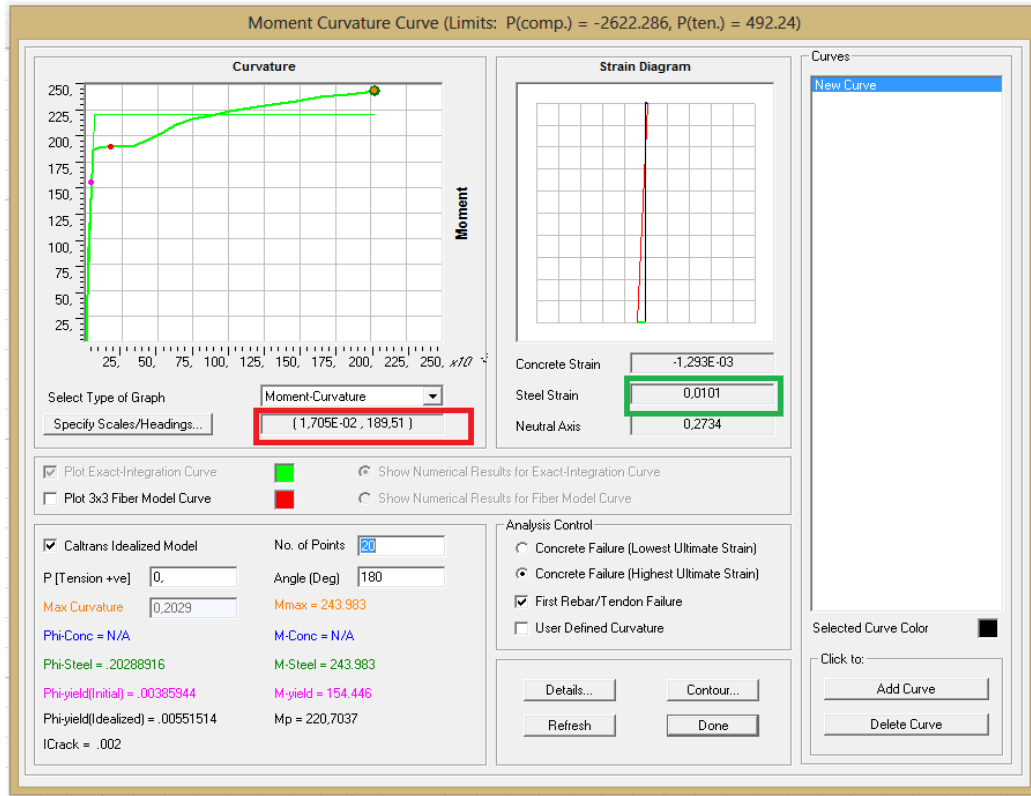
Şekil 4.21 : Çelik birim uzamasının 0.06 olması durumundaki kirişteki moment eğrilik grafiği.

Şekil 4.22 'de bu kirişe ait negatif moment eğrilik ilişkisi grafiksel olarak sunulmuştur. Şekil 4.23, Şekil 4.14 ve Şekil 4.25 de sırasıyla donatı çeliğinin birim şekildeğiştirmesinin 0.01, 0.04 ve 0.06 olması durumundaki negatif moment eğrilik grafik değerleri gösterilmiştir.

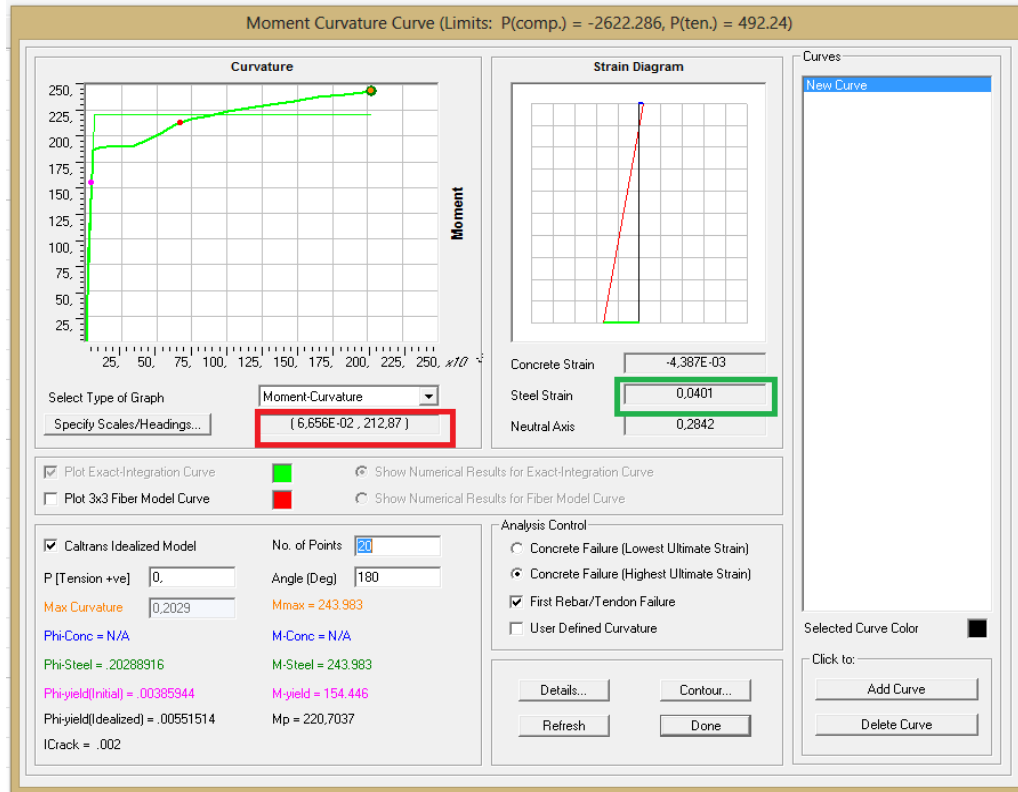


Şekil 4.22 : Plastik mafsallık için moment-eğrilik ilişkisi (Negatif Durum).

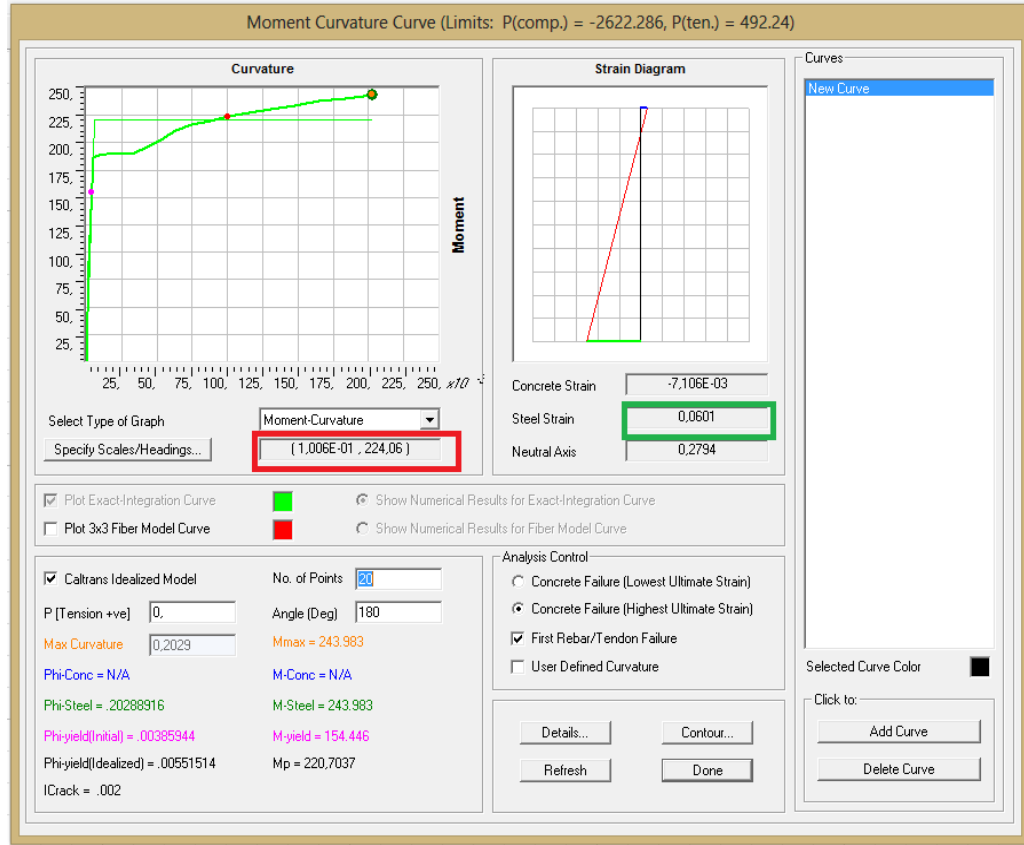
Şekil 4.22 'de görüldüğü üzere negatif moment için akma moment 220.70 kNm, idealize edilmiş akma eğriliği 0.0055 rad/m'dir.



Şekil 4.23 : Çelik birim uzamasının 0.01 olması durumundaki kirişteki moment eğrilik grafiği (Negatif Durum).



Şekil 4.24 : Çelik birim uzamasının 0.04 olması durumundaki kirişteki moment eğrilik grafiği (Negatif Durum).



Şekil 4.25 : Çelik birim uzamasının 0.06 olması durumundaki kirişteki moment eğrilik grafiği (Negatif Durum).

Bu değerlere göre kirişte dönme limitleri şu şekilde bulunmuştur;

Minimum Hasar Sınırına göre:

Pozitif moment için;

$$(0.0164-0.0052) \times L_p$$

$$(0.02041-0.00747) \times 0.35 = 0.0039$$

Negatif moment için;

$$(0.0171-0.0057) \times 0.35 = 0.0040$$

Kesit Güvenlik Sınırına göre:

Pozitif moment için;

$$(0.0642-0.0052) \times 0.35 = 0.0207$$

Negatif moment için;

$$(0.0666-0.0057) \times 0.35 = 0.0213$$

Kesit Göçme Sınırına göre:

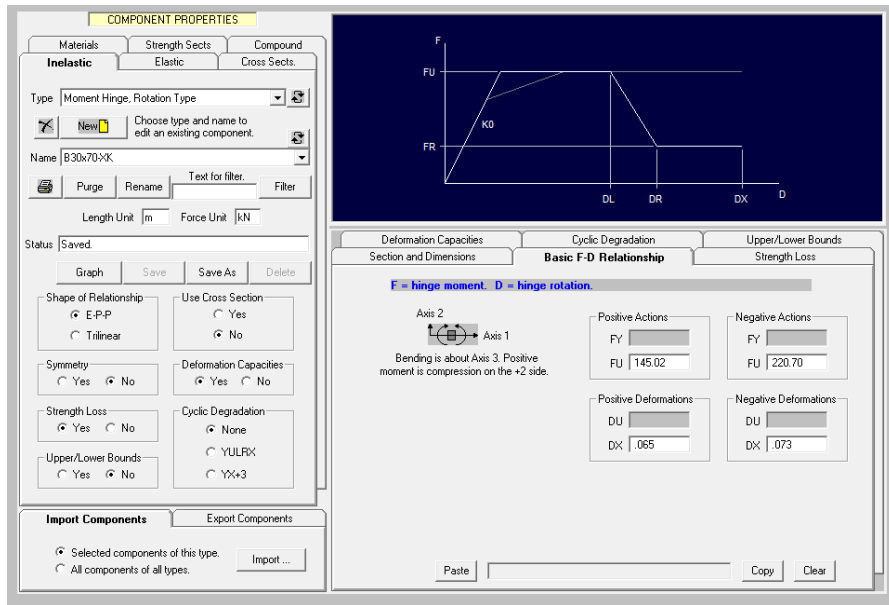
Pozitif moment için;

$$(0.0961-0.0052) \times 0.35 = 0.0318$$

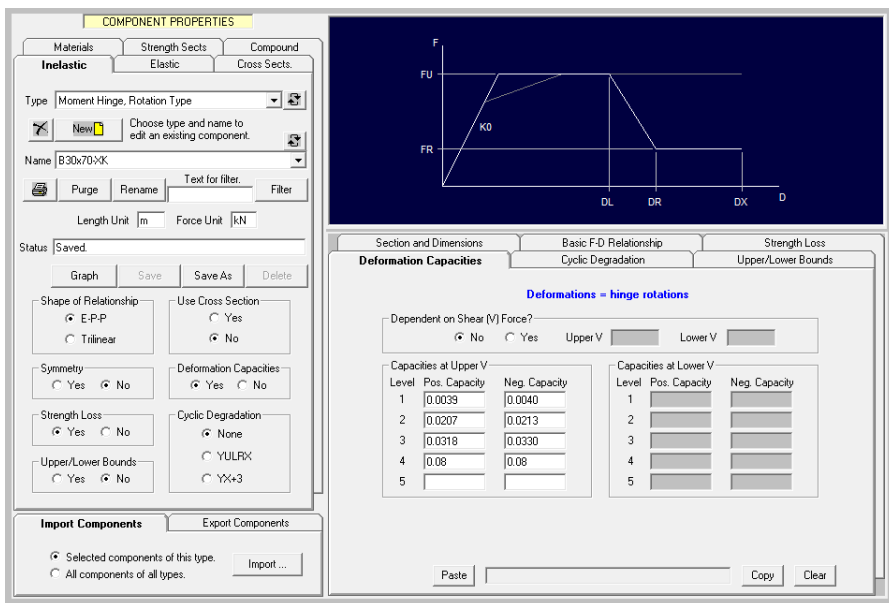
Negatif moment için;

$$(0.1000-0.0057) \times 0.35 = 0.0330$$

Şekil 4.26 ve 5.27’de bu değerlere göre hesap modelindeki “XK” tipine ait tanımlamalar sunulmuştur.

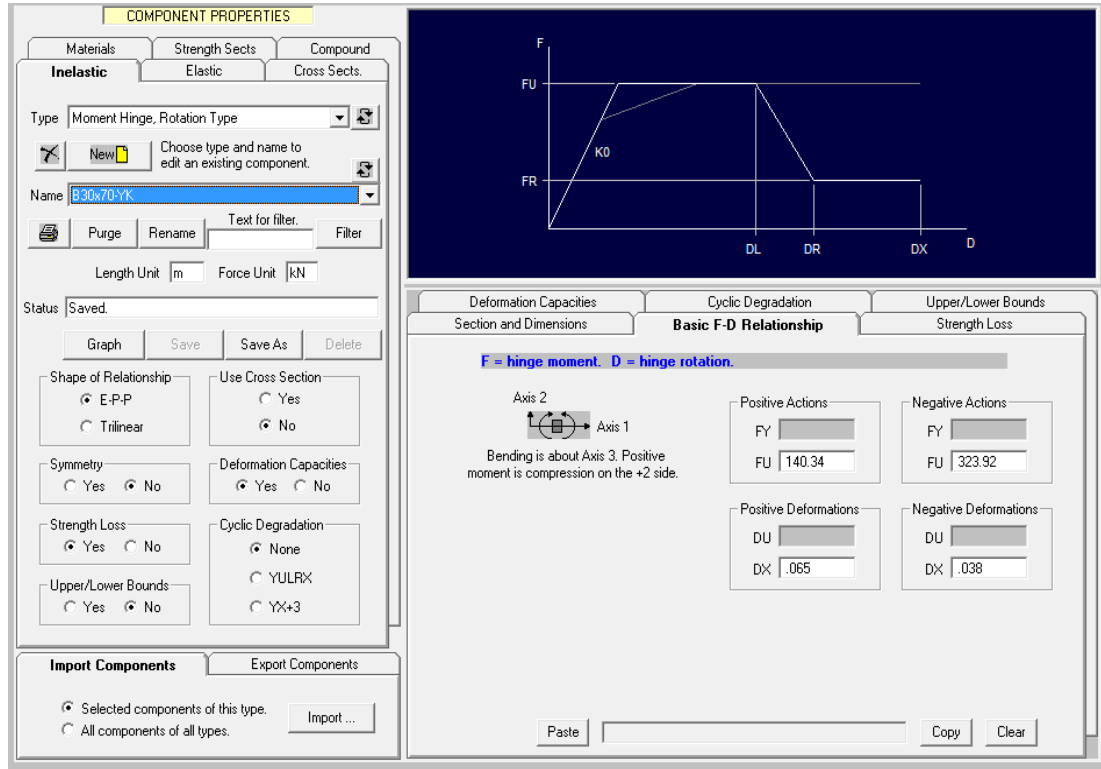


Şekil 4.26 : Perform-3D plastik mafsal akma momenti tanımları.

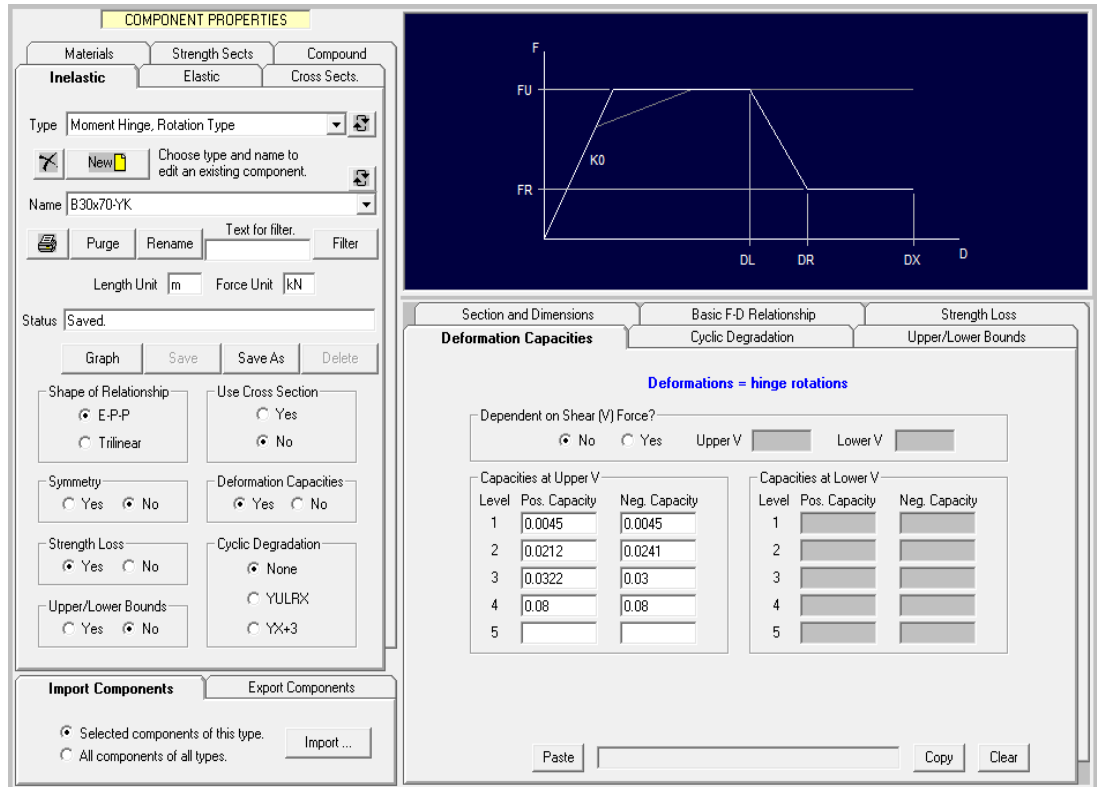


Şekil 4.27 : Perform-3D plastik mafsal deformasyon kapasiteleri tanımları.

Şekil 4.28 ve 5.29’de hesap modelindeki “YK” tipine ait tanımlamalar sunulmuştur.

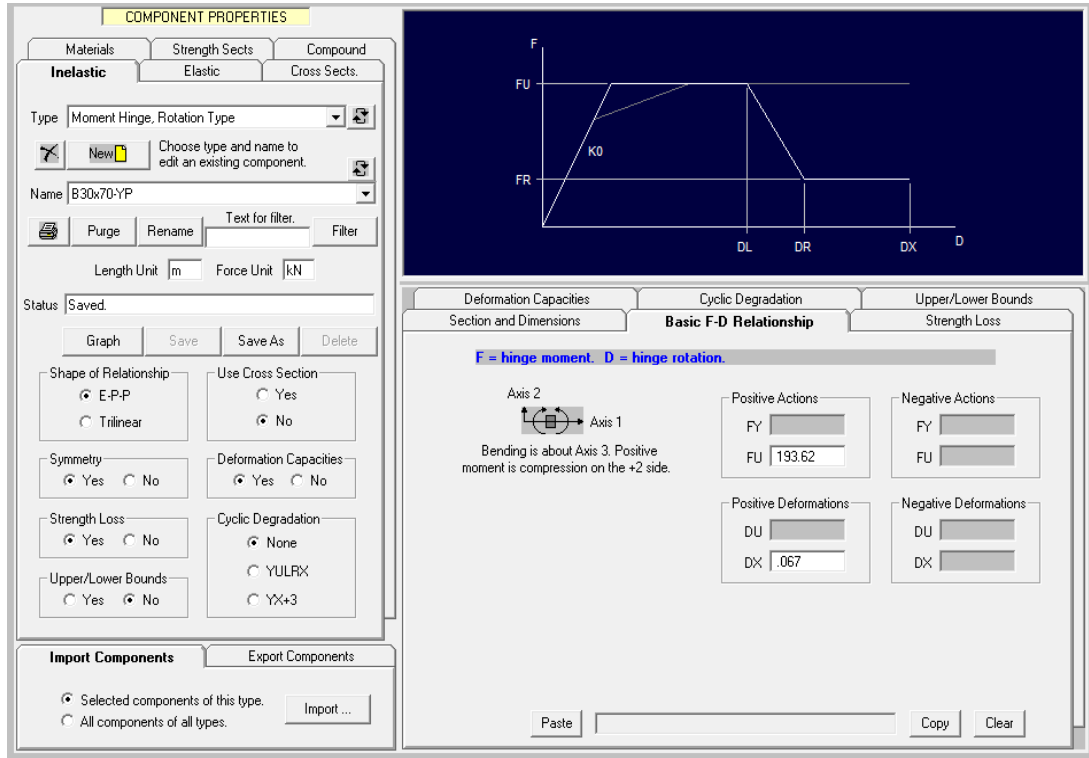


Şekil 4.28 : Perform-3D plastik mafsal akma momenti tanımları.

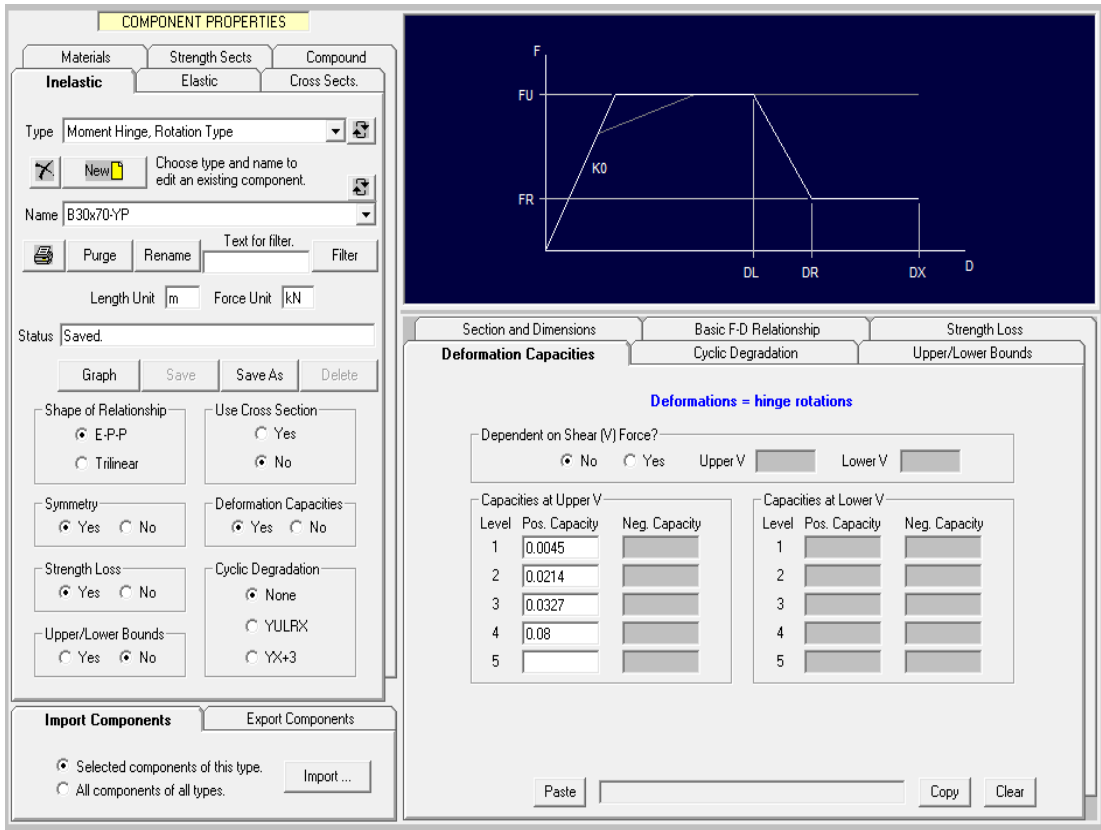


Şekil 4.29 : Perform-3D plastik mafsal deformasyon kapasiteleri tanımları.

Şekil 4.30 ve 5.31’de hesap modelindeki “YP” tipine ait tanımlamalar sunulmuştur.

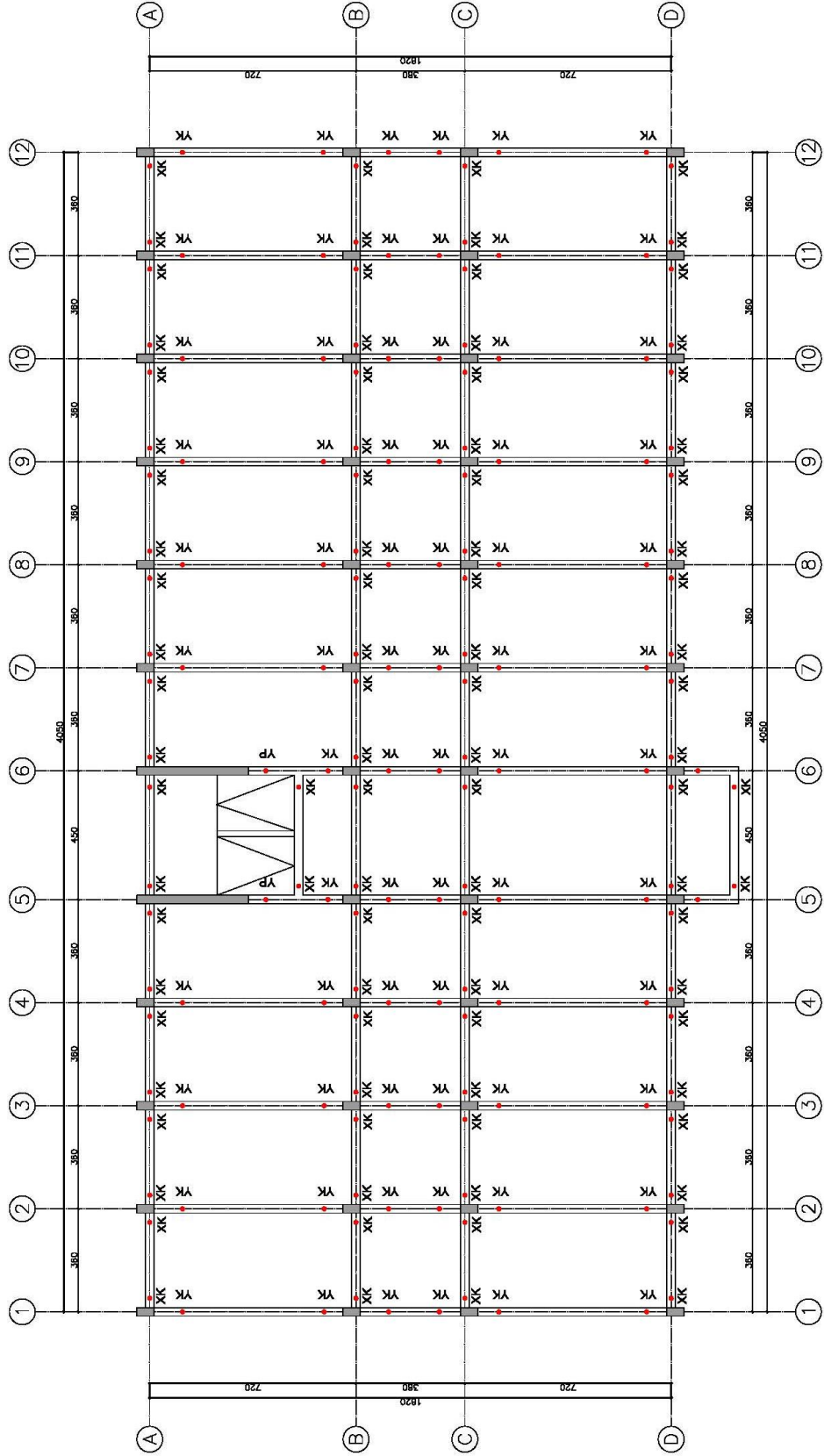


Şekil 4.30 : Perform-3D plastik mafsal akma momenti tanımları.



Şekil 4.31 : Perform-3D plastik mafsal deformasyon kapasiteleri tanımları.

Kirişte tanımlanan plastik mafsalları “XK”, “YK” ve “YP” Şekil 4.32’de kalıp planında gösterilmiştir.

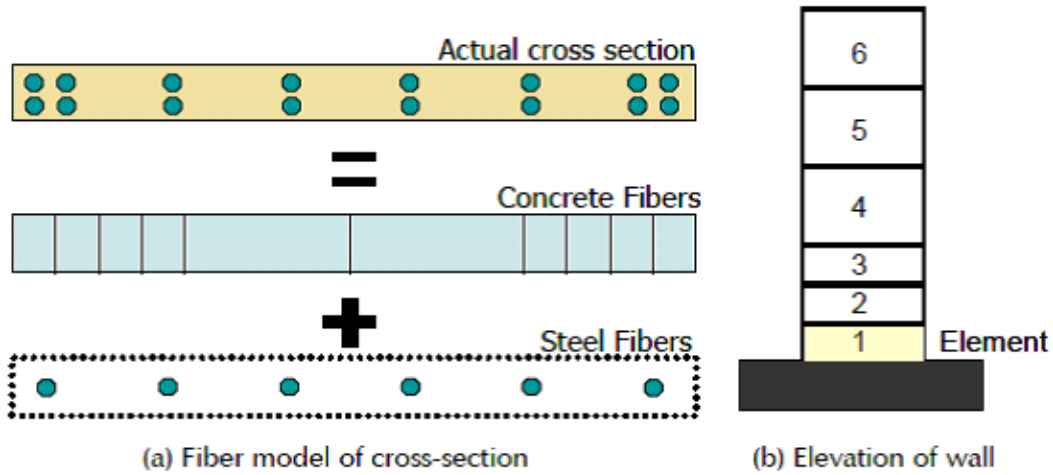


Şekil 4.32 : Tanımlanan Mafsallı Tiplerin Plan Üzerinde Gösterimi.

4.4.3 Kolonların ve Perdelerin Yayılı Plastikleşme Durumu Tanımı

Fiber eleman modeli yayılı plastikleşme mafsalları içinde ki en yaygın kullanılan doğrusal olmayan davranış modelidir. Bu modelde yapısal eleman kesitleri beton ve çelik fiber parçacıklarına bölünerek tanımlanır (Şekil 4.33). Betonarme davranışı beton ve çelik elemanların tek eksenli deformasyonu üzerinden tanımlandığı için fiber eleman modeli beton ve donatının stres-birim deformasyonu ilişkisi kullanılarak tarif edilir. Literatürde çok çeşitli malzeme modelleri mevcuttur.

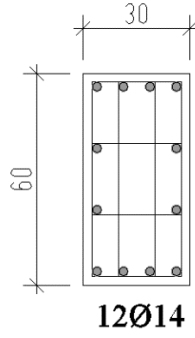
Fiber modeli yığılı plastik mafsalları modeline göre çok daha gelişmiş olsa da kiriş ve kolonlarda kullanımı analiz için gerekli zaman düşünüldüğünde çok pratik değildir. Ancak düzgün ve düzgün olmayan (U veya L) perde duvarların modellenmesinde çok etkili olduğundan tercih edilmektedir. Ayrıca bu elemanlarda TDY 2007 ye uygun olarak eleman bazında değerlendirme beton ve çelik malzemelerde birim deformasyonlar türünden ifade edilebilir.



Şekil 4.33 : Betonarme perde Duvarların Fiber Modelleri.

Yapının lineer olmayan analizinde kolon ve perdeler fiber eleman olarak modellenmiştir. Kolonların ve perdelerin fiber koordinatları, malzemesi ve alanları takip eden sayfalarda sunulmuştur.

Fiber elemanların performans seviyeleri malzemelerde tanımlanmış olan şekil değiştirme kapasitelerine göre belirlenmektedir. Şekil 4.34’mevcut yapıdaki kolon boyutu ve donatısı gösterilmiştir. Şekil 4.35, Şekil 4.36 ve Şekil 4.37 de ise hesap modeline tanımlanan kolon fiber alanları ve koordinatları ile genel kolon tanımı grafiksel olarak sunulmuştur.



Şekil 4.34 : 30x60 boyutlarındaki kolon kesiti ve donatısı.

COMPONENT PROPERTIES

Materials | Strength Sects | Compound

Inelastic | Elastic | **Cross Sects.**

Type: Column, Inelastic Fiber Section

Name: C30x60

Length Unit: m | Force Unit: kN

Status: Saved

Check | Save | Save As | Delete

Fiber Areas and Coordinates

Section Properties:

Concrete	Steel
Area = 1.785	.001848
Inertia about Axis 3 = .005323	8.456e-5
Axis 2 Centroid = 0	0
Inertia about Axis 2 = .001337	1.434e-5
Axis 3 Centroid = 0	0

Import Components | Export Components

☒ Selected components of this type. ☐ All components of all types. Import ...

Structural Fibers | Capacities | Shear and Torsion | Other Properties

STRUCTURAL FIBER TO BE ADDED OR CHANGED

Material Type: Inelastic Steel Material, Non-Buckling

Material Name: S420

Fiber Area: | Axis 2 Coord: | Axis 3 Coord: |

Add | Insert | Replace | Delete

STRUCTURAL FIBER LIST (MAX 60) Click to highlight row for Insert, Replace or Delete.

No.	Type	Material Name	Area	Axis 2 Coord	Axis 3 Coord
1	Steel	S420	0.000154	-0.255	0.105
2	Steel	S420	0.000154	0.255	0.105
3	Steel	S420	0.000154	0.255	-0.105
4	Steel	S420	0.000154	-0.255	-0.105
5	Steel	S420	0.000154	-0.085	0.105
6	Steel	S420	0.000154	0.085	0.105
7	Steel	S420	0.000154	0.085	-0.105
8	Steel	S420	0.000154	-0.085	-0.105
9	Steel	S420	0.000154	-0.255	0.035
10	Steel	S420	0.000154	-0.255	-0.035
11	Steel	S420	0.000154	0.255	-0.035
12	Steel	S420	0.000154	0.255	0.035
13	Concrete	C12-CONFND	0.00649	0.2623	-0.131
14	Concrete	C12-CONFND	0.0051	0.2623	0
15	Concrete	C12-CONFND	0.00649	0.2623	0.131
16	Concrete	C12-CONFND	0.0102	0	-0.131
17	Concrete	C12-CONFND	0.0102	0	0.131
18	Concrete	C12-CONFND	0.00649	-0.2623	-0.131
19	Concrete	C12-CONFND	0.0051	-0.2623	0
20	Concrete	C12-CONFND	0.00649	-0.2623	0.131

Şekil 4.35 : 30x60 Kolonun Fiber Alanları ve Koordinatları-1.

COMPONENT PROPERTIES

Materials | Strength Sects | Compound

Inelastic | Elastic | **Cross Sects.**

Type: Column, Inelastic Fiber Section

Name: C30x60

Length Unit: m | Force Unit: kN

Status: Saved

Check | Save | Save As | Delete

Fiber Areas and Coordinates

Section Properties:

Concrete	Steel
Area = 1.785	.001848
Inertia about Axis 3 = .005323	8.456e-5
Axis 2 Centroid = 0	0
Inertia about Axis 2 = .001337	1.434e-5
Axis 3 Centroid = 0	0

Import Components | Export Components

☒ Selected components of this type. ☐ All components of all types. Import ...

Structural Fibers | Capacities | Shear and Torsion | Other Properties

STRUCTURAL FIBER TO BE ADDED OR CHANGED

Material Type: Inelastic Steel Material, Non-Buckling

Material Name: S420

Fiber Area: | Axis 2 Coord: | Axis 3 Coord: |

Add | Insert | Replace | Delete

STRUCTURAL FIBER LIST (MAX 60) Click to highlight row for Insert, Replace or Delete.

No.	Type	Material Name	Area	Axis 2 Coord	Axis 3 Coord
11	Steel	S420	0.000154	0.255	-0.035
12	Steel	S420	0.000154	0.255	0.035
13	Concrete	C12-CONFND	0.00649	0.2623	-0.131
14	Concrete	C12-CONFND	0.0051	0.2623	0
15	Concrete	C12-CONFND	0.00649	0.2623	0.131
16	Concrete	C12-CONFND	0.0102	0	-0.131
17	Concrete	C12-CONFND	0.0102	0	0.131
18	Concrete	C12-CONFND	0.00649	-0.2623	-0.131
19	Concrete	C12-CONFND	0.0051	-0.2623	0
20	Concrete	C12-CONFND	0.00649	-0.2623	0.131
21	Concrete	C12-CONFND	0.0122	0.1968	-0.086
22	Concrete	C12-CONFND	0.0122	0.1968	0
23	Concrete	C12-CONFND	0.0122	0.1968	0.086
24	Concrete	C12-CONFND	0.0122	0	-0.086
25	Concrete	C12-CONFND	0.0243	0	0
26	Concrete	C12-CONFND	0.0122	0	0.086
27	Concrete	C12-CONFND	0.0122	-0.1968	-0.086
28	Concrete	C12-CONFND	0.0122	-0.1968	0
29	Concrete	C12-CONFND	0.0122	-0.1968	0.086

Şekil 4.36 : 30x60 Kolonun Fiber Alanları ve Koordinatları-2.

COMPONENT PROPERTIES

Materials
Strength Sects
Compound

Inelastic
Elastic
Cross Sects.

Type: Shear Wall, Inelastic Section

Name: 30x390-A

Length Unit: m Force Unit: kN

Status: Saved

Check Save Save As Delete

Fiber Areas and Coordinates
 FIXED SIZE option

Section Properties:

	Concrete	Steel
Area =	1.17	.006492
Moment of Inertia =	1.394	.01259
Coord of Centroid =	0	0

Import Components Export Components

☒ Selected components of this type.
☐ All components of all types.

Structural Fibers

Structural Fibers
Monitored Fibers
Draw Section
Out-Of-Plane
Notes

STRUCTURAL FIBER TO BE ADDED OR CHANGED

Material Type: Inelastic Steel Material, Non-Buckling

Material Name: S420

Coordinate: Area:

Wall thickness for Draw Section (blank = draw as a circle):

To draw section go to Draw Section page

Add Insert Replace Delete

STRUCTURAL FIBER LIST (MAX 16)

Click a fiber to highlight it for Insert, Replace or Delete.
 Double-click a fiber to set up its properties for editing.

No.	Type	Name	Coordinate	Area	T-Draw
1	Inelastic Steel Material, Non-Bi	S420	-1.825	0.000924	
2	Inelastic Steel Material, Non-Bi	S420	1.825	0.000924	
3	Inelastic Steel Material, Non-Bi	S420	-1.575	0.000616	
4	Inelastic Steel Material, Non-Bi	S420	1.575	0.000616	
5	Inelastic Steel Material, Non-Bi	S420	-1.325	0.00077	
6	Inelastic Steel Material, Non-Bi	S420	1.325	0.00077	
7	Inelastic Steel Material, Non-Bi	S420	-0.6	0.000936	
8	Inelastic Steel Material, Non-Bi	S420	0.6	0.000936	
9	Inelastic 1D Concrete Material	C12-CONFND	-1.825	0.075	0.3
10	Inelastic 1D Concrete Material	C12-CONFND	1.825	0.075	0.3
11	Inelastic 1D Concrete Material	C12-CONFND	-1.575	0.075	0.3
12	Inelastic 1D Concrete Material	C12-CONFND	1.575	0.075	0.3
13	Inelastic 1D Concrete Material	C12-CONFND	-1.325	0.075	0.3
14	Inelastic 1D Concrete Material	C12-CONFND	1.325	0.075	0.3
15	Inelastic 1D Concrete Material	C12-UNCONF	-0.6	0.36	0.3
16	Inelastic 1D Concrete Material	C12-UNCONF	0.6	0.36	0.3

Properties depend on whether section has FIXED or AUTO fibers.

Şekil 4.39 : Perdenin Fiber Alanları ve Koordinatları.

COMPONENT PROPERTIES

Materials
Strength Sects
Compound

Inelastic
Elastic
Cross Sects.

Type: Shear Wall, Inelastic Section

Name: 30x390-A

Length Unit: m Force Unit: kN

Status: Saved

Check Save Save As Delete

Fiber Areas and Coordinates
 FIXED SIZE option

Section Properties:

	Concrete	Steel
Area =	1.17	.006492
Moment of Inertia =	1.394	.01259
Coord of Centroid =	0	0

Import Components Export Components

☒ Selected components of this type.
☐ All components of all types.

Monitored Fibers

Structural Fibers
Monitored Fibers
Draw Section
Out-Of-Plane
Notes

Monitored Fibers allow you use material strain capacities to define limit states. Place monitored fibers at the locations where you want to check strains, typically at or near the extreme fibers of the cross section.

 Alternatively (and usually better), use Strain Gage components and elements.

MONITORED FIBER TO BE ADDED OR CHANGED

Material Type: Inelastic Steel Material, Non-Buckling

Material Name: S420

Fiber Coordinate:

The coordinates have the same origin as the structural fibers.

Add Insert Replace Delete

MONITORED FIBER LIST (MAX 6)

Click to highlight a row for Insert, Replace or Delete.

No.	Type	Name	Coordinate
1	Inelastic Steel Material, Non-Bucl	S420	-1.825
2	Inelastic Steel Material, Non-Bucl	S420	1.825
3	Inelastic 1D Concrete Material	C12-CONFND	-1.825
4	Inelastic 1D Concrete Material	C12-CONFND	1.825

Properties depend on whether section has FIXED or AUTO fibers.

Şekil 4.40 : Kontrol Edilecek Dış Lif Fiber Koordinatları.

COMPONENT PROPERTIES

Materials
Strength Sects
Compound

Inelastic
Elastic
Cross Sects.

Type: Shear Wall, Inelastic Section

Name: 30x390-A

Length Unit: m Force Unit: kN

Status: Saved

Check Save Save As Delete

Fiber Areas and Coordinates: FIXED SIZE option

Section Properties:

	Concrete	Steel
Area =	1.17	.006492
Moment of Inertia =	1.394	.01259
Coord of Centroid =	0	0

Import Components Export Components

☒ Selected components of this type.
 ☐ All components of all types.
 Import ...

Structural Fibers
Monitored Fibers
Draw Section
Out-Of-Plane
Notes

Choose a fiber number to highlight it in the drawing

None	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
☒	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐

Material Type =

Material Name =

Şekil 4.41 : Fiber Elemanların Kesit Üzerindede Görünüşleri.

COMPONENT PROPERTIES

Materials
Strength Sects
Compound

Inelastic
Elastic
Cross Sects.

Type: Shear Wall, Inelastic Section

Name: 30x390-A

Length Unit: m Force Unit: kN

Status: Saved

Check Save Save As Delete

Fiber Areas and Coordinates: FIXED SIZE option

Section Properties:

	Concrete	Steel
Area =	1.17	.006492
Moment of Inertia =	1.394	.01259
Coord of Centroid =	0	0

Import Components Export Components

☒ Selected components of this type.
 ☐ All components of all types.
 Import ...

Structural Fibers
Monitored Fibers
Draw Section
Out-Of-Plane
Notes

OUT-OF-PLANE BENDING (ASSUMED TO BE ELASTIC)

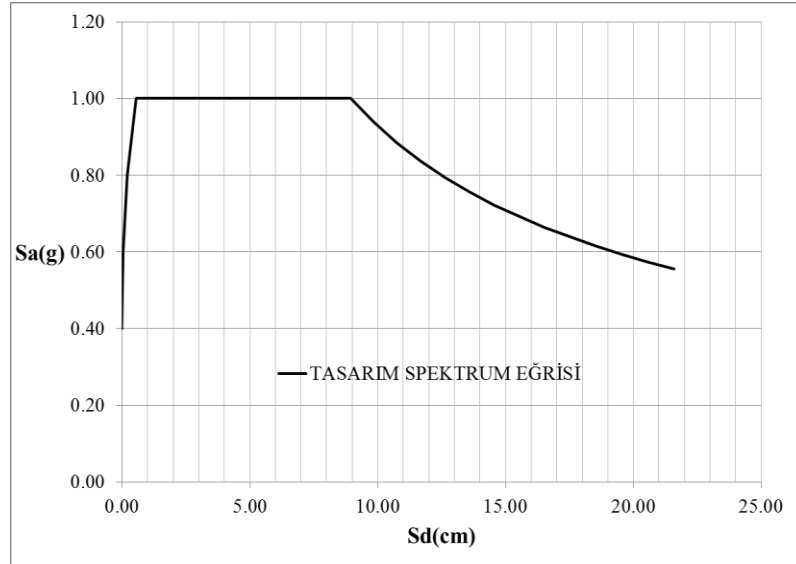
Bending Thickness: 0.1
 Torsion Thickness: 0.3

Young's Modulus: 2.526E+07
 Poisson Ratio: 0.2

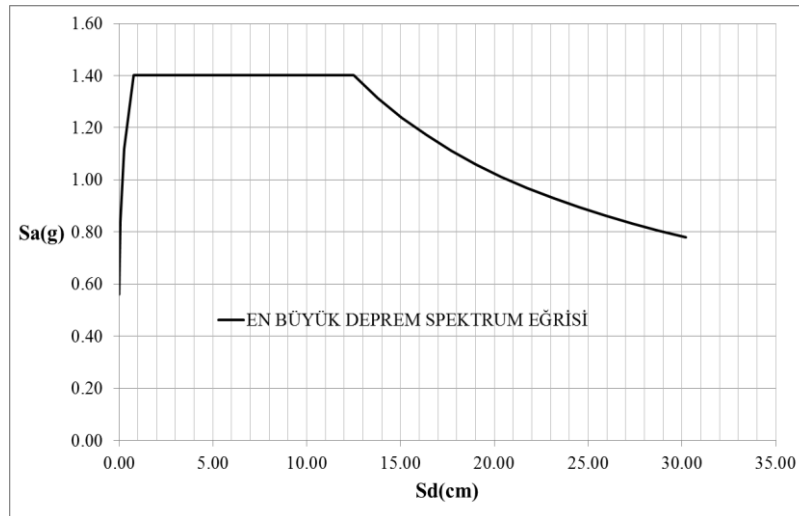
Şekil 4.42 : Fiber Elemanların Düzlem Dışı Özellikleri (Elastik).

4.4.4 Performans İtme Noktasının Belirlenmesi

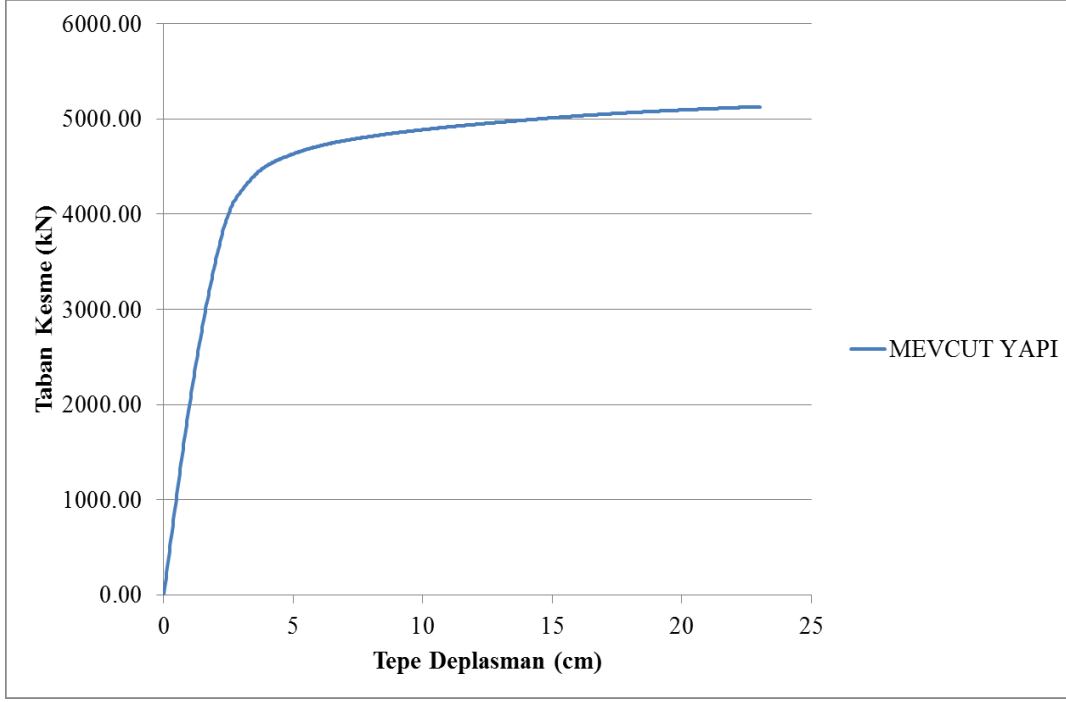
Doğrusal olmayan artımsal itme analizinin yapılabilmesi için eleman kesitleri, limit değerleri ve malzeme özellikleri tanımlandıktan sonra Perform 3D programında yapı 1 metre gibi büyük bir itme değeri ile itilerek kapasite eğrileri oluşturulmuştur. Ardından 50 yılda aşılma olasılığı %2 ve %10 olan depremler için Spektral ivme-Spektral yerdeğiştirme grafikleri oluşturulmuş ve kapasite eğrileri ile karşılaştırılarak itme noktaları belirlenmiştir. Aşılma olasılığı %2 olan deprem talep spektrumu, %10 olan deprem spektrumu değerlerinin ($I=1.40$) yapı önem katsayısı ile çarpılması ile elde edilmiştir. Şekil 4.43 ve Şekil 4.44’de 50 yılda aşılma olasılığı %2 ve %10 olan depremler için spektrum eğrisi grafiği gösterilmiştir. Şekil 4.45 ve Şekil 4.46’ da ise mevcut yapıya ait kapasite eğrileri sunulmuştur.



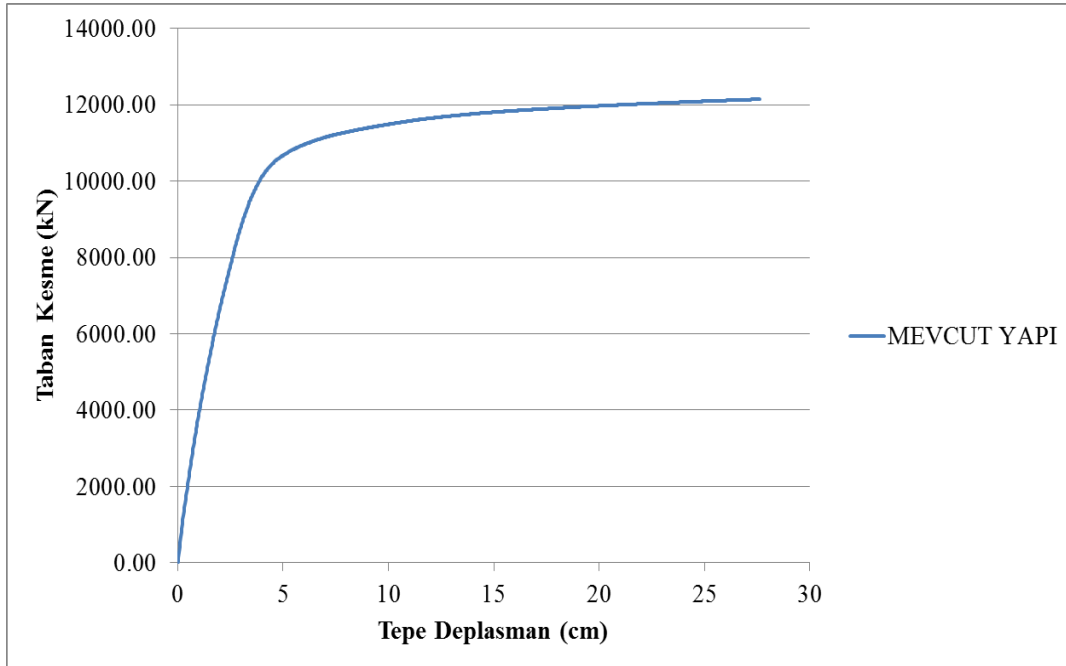
Şekil 4.43 : 50 Yılda Aşılma Olasılığı %10 Olan Deprem Spektrum Eğrisi.



Şekil 4.44 : 50 Yılda Aşılma Olasılığı %2 Olan Deprem Spektrum Eğrisi.

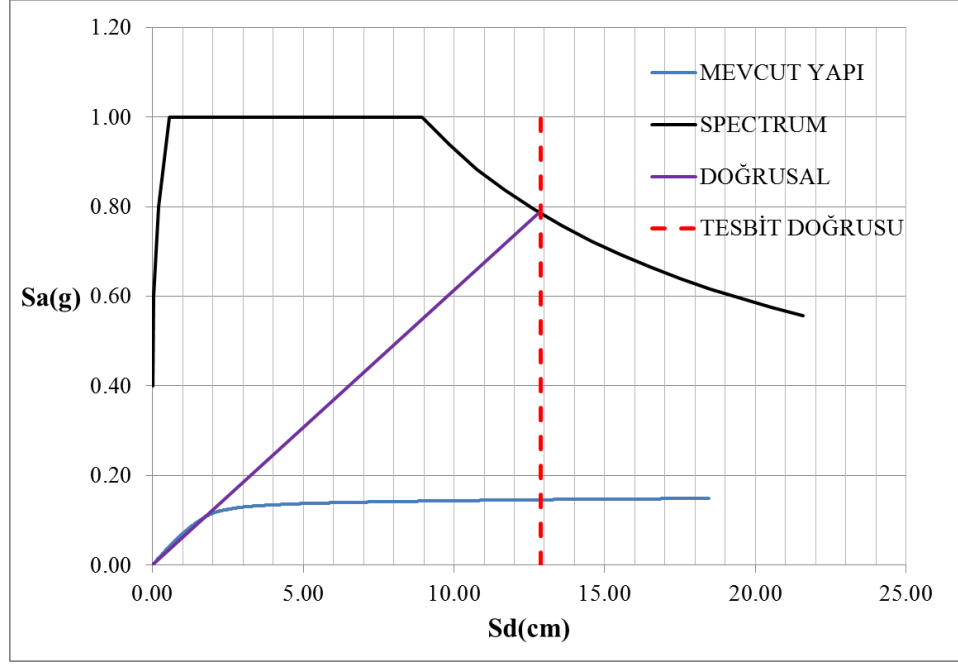


Şekil 4.45 : X Yönü Taban Kesme Kuvveti - Tepe Yerdeğiştirme Grafiği.



Şekil 4.46 : Y Yönü Taban Kesme Kuvveti - Tepe Yerdeğiştirme Grafiği.

P- Δ grafikleri spektrum grafiği ile karşılaştırılacağı için aı-dı grafiğine dönüştürülmüştür. Başlangıç rijitliği eğiminde bir doğru oluşturulup spektrum eğrisini kestiği yer performans noktası olarak belirlenmiştir (Şekil 4.47, Şekil 4.48, Şekil 4.49 ve Şekil 4.50). Grafikler ve ters dönüşüm yapılmış itme değerleri takip eden sayfalarda sunulmuştur.

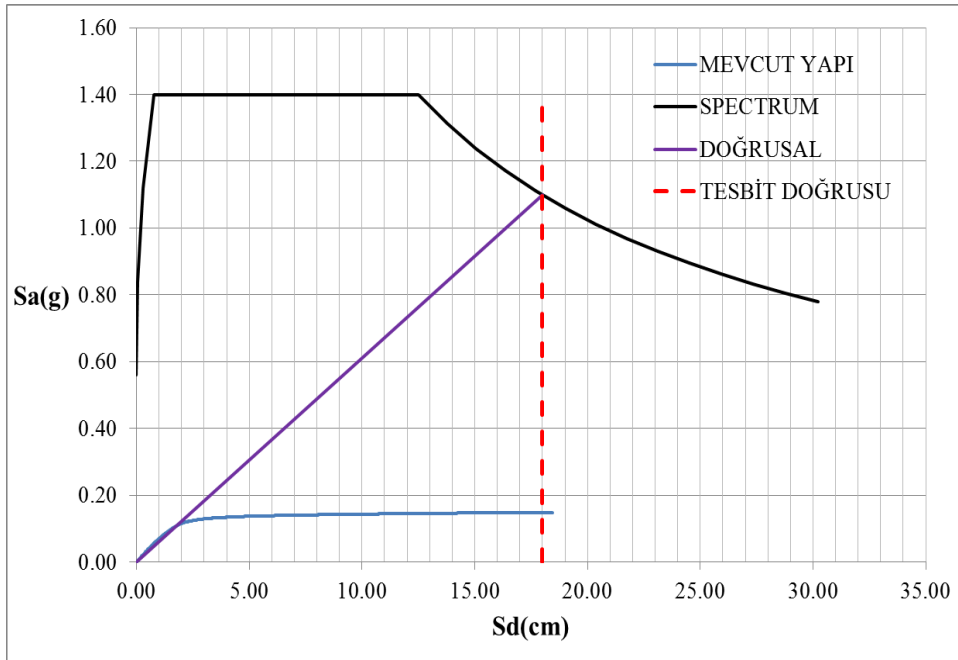


Şekil 4.47 : Aşılma Olasılığı %10 Olan Deprem İçin X Yönü Performans İtme Noktası.

$$C_{R1} = \frac{1 + (R_{y1} - 1)T_B/T_1^{(1)}}{R_{y1}} \geq 1 ; C_{R1} = 1$$

$$u_{xN1}^{(p)} = \Phi_{xN1} \Gamma_{x1} d_1^{(p)} = 0.021 \times 59.39 \times 13 = 16.21 \text{ cm}$$

Drift Değeri; $16.21/1280 = 0.0126$

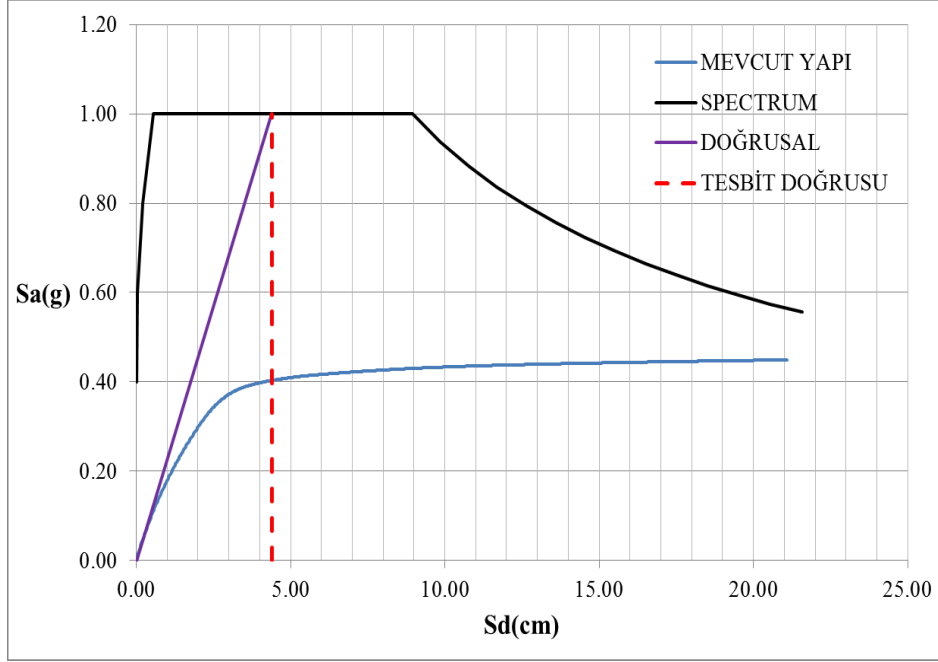


Şekil 4.48 : Aşılma Olasılığı %2 Olan Deprem İçin X Yönü Performans İtme Noktası.

$$C_{R1} = \frac{1 + (R_{y1} - 1)T_B/T_1^{(1)}}{R_{y1}} \geq 1; C_{R1} = 1$$

$$u_{xN1}^{(p)} = \Phi_{xN1} \Gamma_{x1} d_1^{(p)} = 0.021 \times 59.39 \times 18 = 22.45 \text{ cm}$$

Drift Değeri; $22.45/1280 = 0.0176$



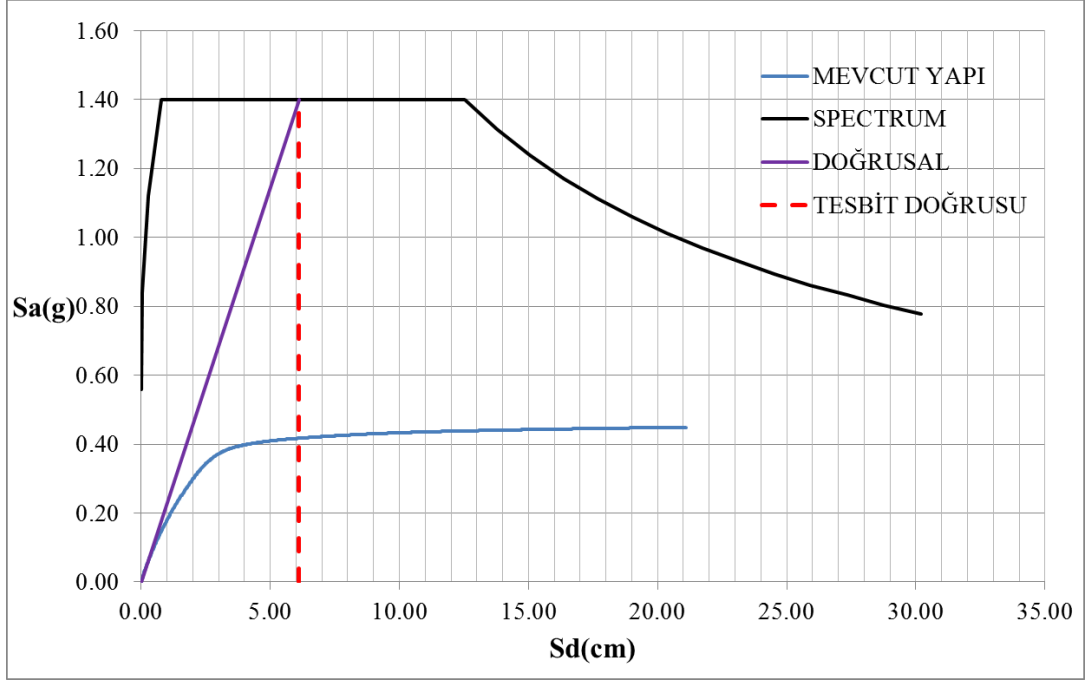
Şekil 4.49 : Aşılma Olasılığı %10 Olan Deprem İçin Y Yönü Performans İtme Noktası.

$$C_{R1} = \frac{1 + (R_{y1} - 1)T_B/T_1^{(1)}}{R_{y1}} = \frac{1 + (2.3 - 1)0.6/0.42}{2.3} = 1.24$$

$$S_{di1} = C_{R1} S_{de1} = 1.24 \times 4.39 = 5.44 \text{ cm}$$

$$u_{xN1}^{(p)} = \Phi_{xN1} \Gamma_{x1} d_1^{(p)} = 0.025 \times 52.51 \times 5.44 = 7.14 \text{ cm}$$

Drift Değeri; $7.14/1280 = 0.0056$



Şekil 4.50 : Aşılma Olasılığı %2 Olan Deprem İçin Y Yönü Performans İtme Noktası.

$$C_{R1} = \frac{1 + (R_{y1} - 1)T_B/T_1^{(1)}}{R_{y1}} = \frac{1 + (3.22 - 1)0.6/0.42}{3.22} = 1.30$$

$$S_{di1} = C_{R1}S_{de1} = 1.30 \times 6.12 = 7.956 \text{ cm}$$

$$u_{xN1}^{(p)} = \Phi_{xN1} \Gamma_{x1} d_1^{(p)} = 0.025 \times 52.51 \times 7.956 = 10.44 \text{ cm}$$

$$\text{Drift Değeri: } 10.44/1280 = 0.0082$$

4.4.5 TDY 2007'ye Göre Yapı Performans Değerlendirmesi

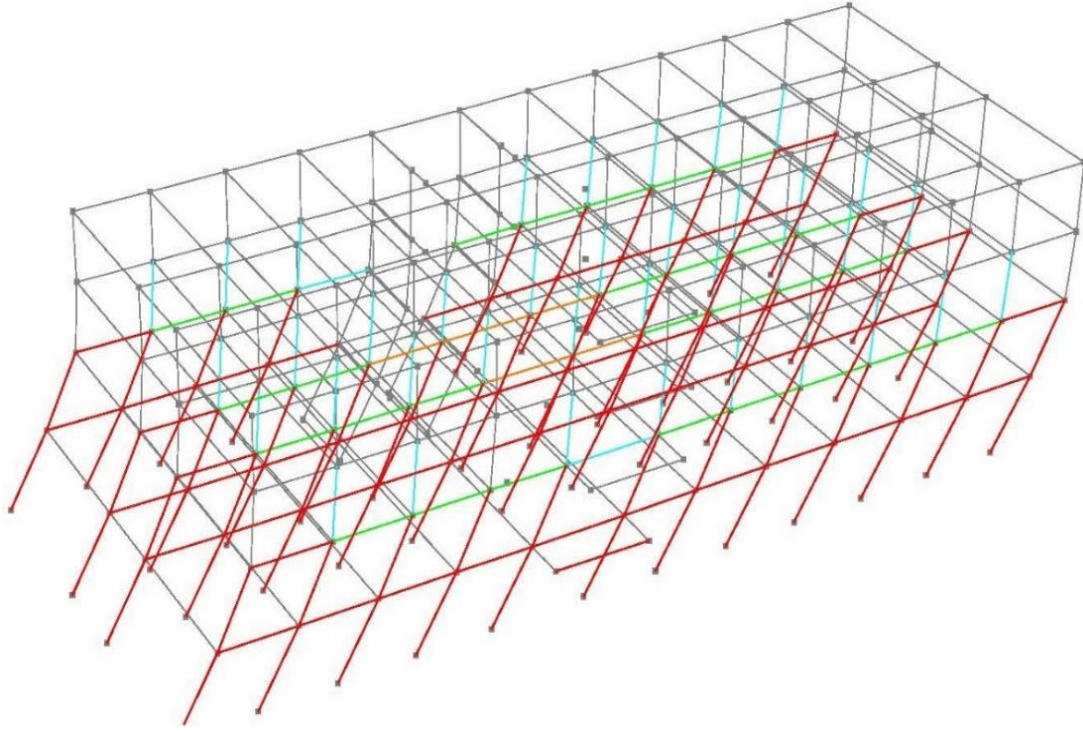
Mevcut okul yapısı, bir önceki bölümde belirlenmiş olan performans itme noktalarına itilmiş ve eleman bazında limit kontrolleri takip eden sayfalarda her iki yön için ayrı ayrı sunulmuştur.

Bu bölümde, 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem için HK (Hemen Kullanım) performans seviyesi ve %2 olan deprem için CG (Can Güvenliği) performans seviyesi limitleri kontrol edilmiştir. Limit değerlere göre renk kodları oluşturulmuştur. Bu seviyelerde belirlenmiş limit değerleri aşan elemanlar kırmızı olarak görülecektir. Limit değerler altında kalan elemanların çalışma oranları ise farklı renklerle tanımlanarak sunulmuştur.

4.4.5.1 X Doğrultusu Analiz Sonucu Performans Değerlendirmesi

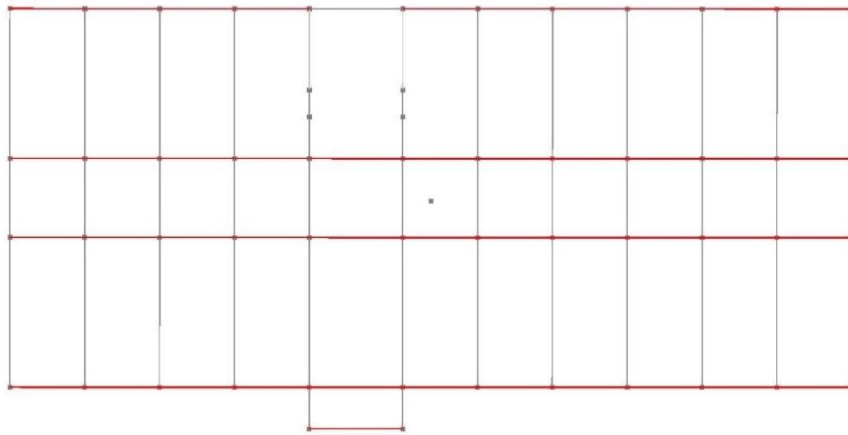
Hemen Kullanım Performans Seviyesi İçin Sonuçlar;

Bu bölümde, 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem için HK (Hemen Kullanım) performans seviyesi limitleri kontrol edilmiştir. Şekil 4.51 de X yönü HK limitleri için eleman çalışma oranları genel görünüm olarak sunulmuştur. Bu performans seviyesi için belirlenmiş limit değerleri aşan elemanlar kırmızı olarak görülecektir.

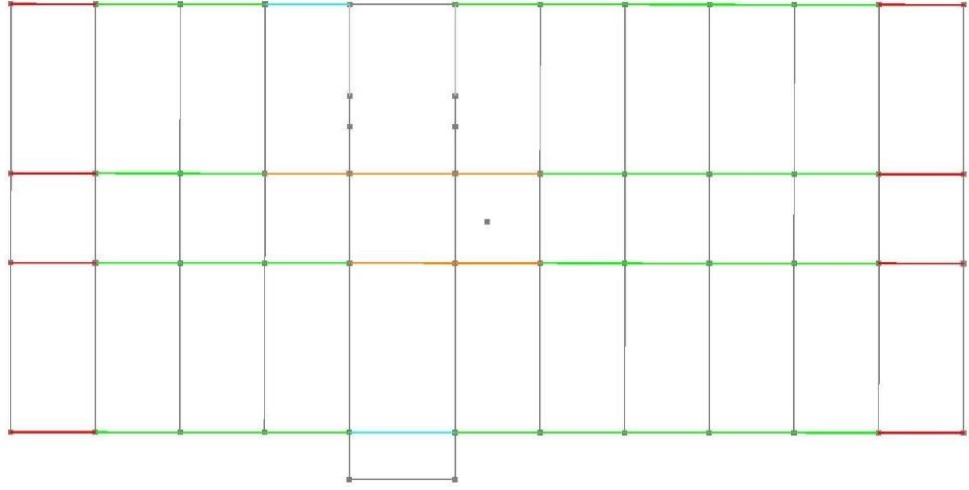


Şekil 4.51 : X Yönü HK Limitleri için Eleman Çalışma Oranları Genel Görünüm.

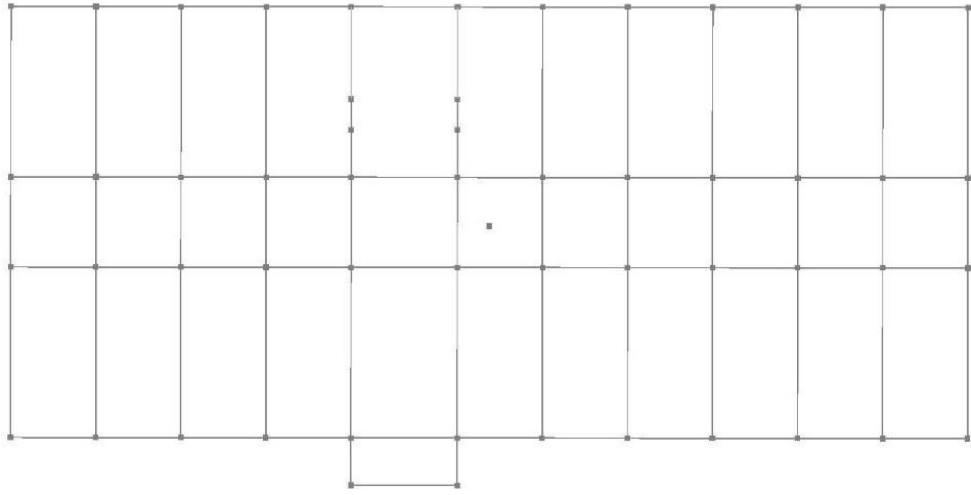
Hemen kullanım performans seviyesi için X yönü kiriş sonuçları kat bazında ayrıntılı olarak Şekil 4.52, Şekil 4.53, Şekil 4.54 ve Şekil 4.55’de gösterilmiştir.



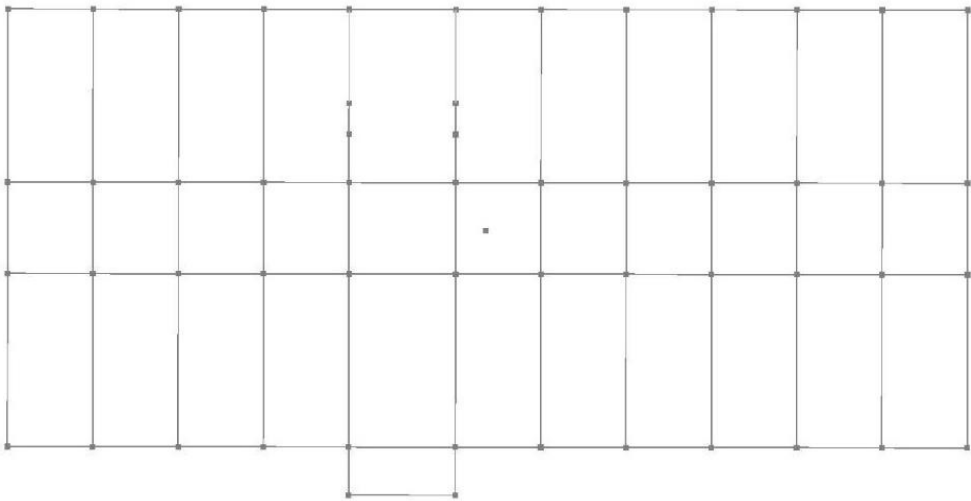
Şekil 4.52 : 1.Kat Kirişlerinin HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.



Şekil 4.53 : 2.Kat Kirişlerinin HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

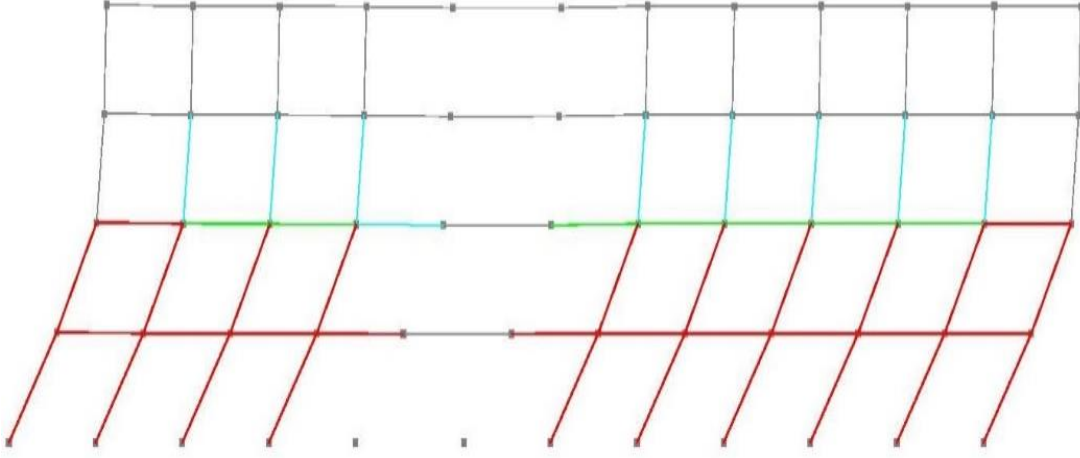


Şekil 4.54 : 3.Kat Kirişlerinin HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

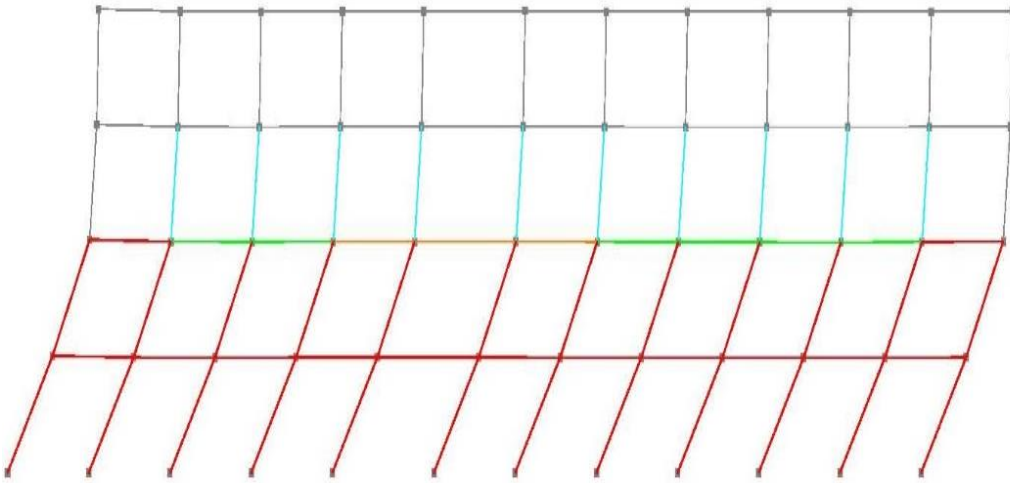


Şekil 4.55 : 4.Kat Kirişlerinin HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

X yönü kolon ve kiriş performans sonuçlarının beraber değerlendirilebilmesi için A ve B aksı analiz sonuçları Şekil 4.56 ve Şekil 4.57’de örnek olarak gösterilmiştir.



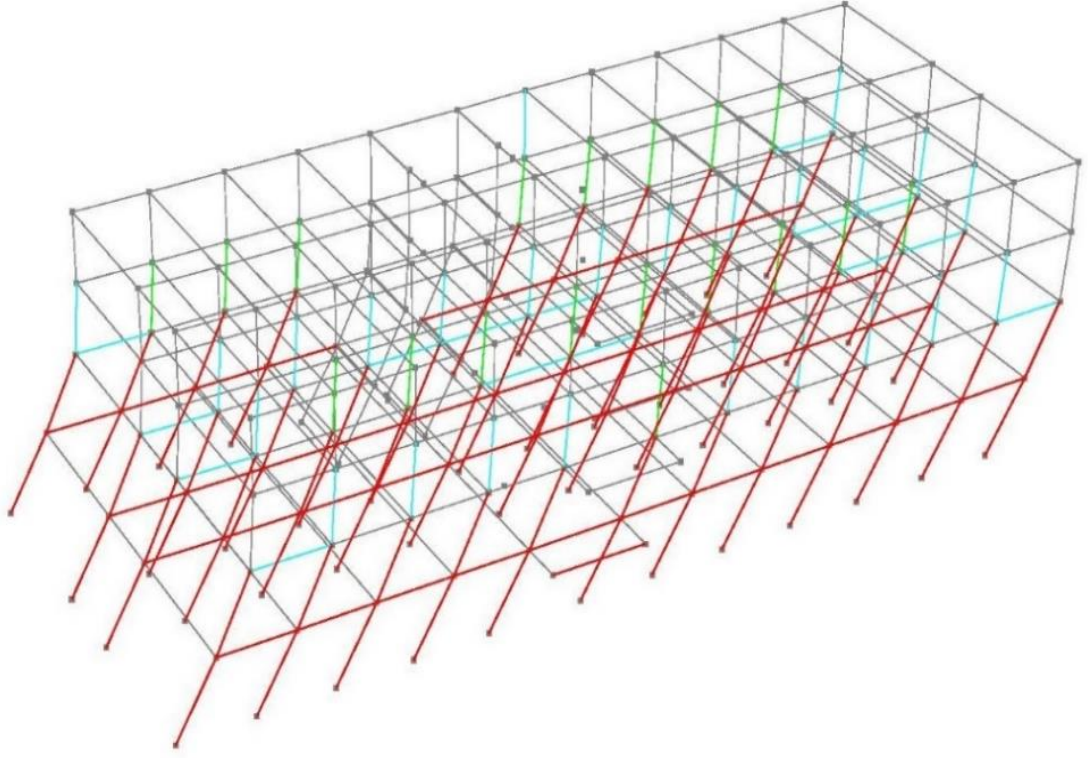
Şekil 4.56 : A Aksı HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.



Şekil 4.57 : B Aksı HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

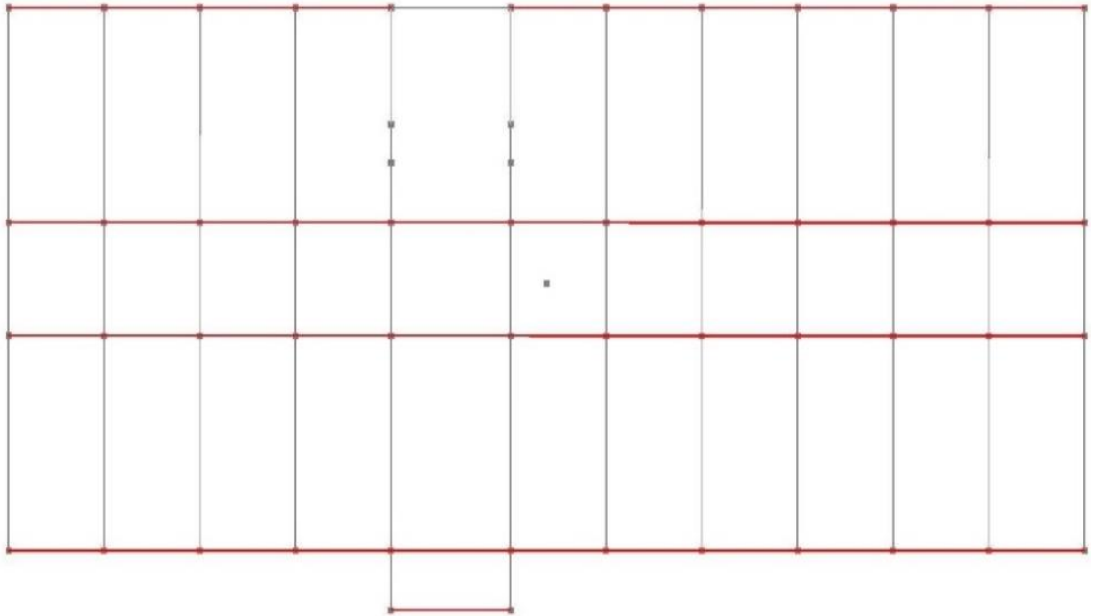
Can Güvenliği Performans Seviyesi İçin Sonuçlar;

Bu bölümde, 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan deprem için CG (Can Güvenliği) performans seviyesi limitleri kontrol edilmiştir. Şekil 4.58 de X yönü CG limitleri için eleman çalışma oranları genel görünüm olarak sunulmuştur. Bu performans seviyesi için belirlenmiş limit değerleri aşan elemanlar kırmızı olarak görülecektir.

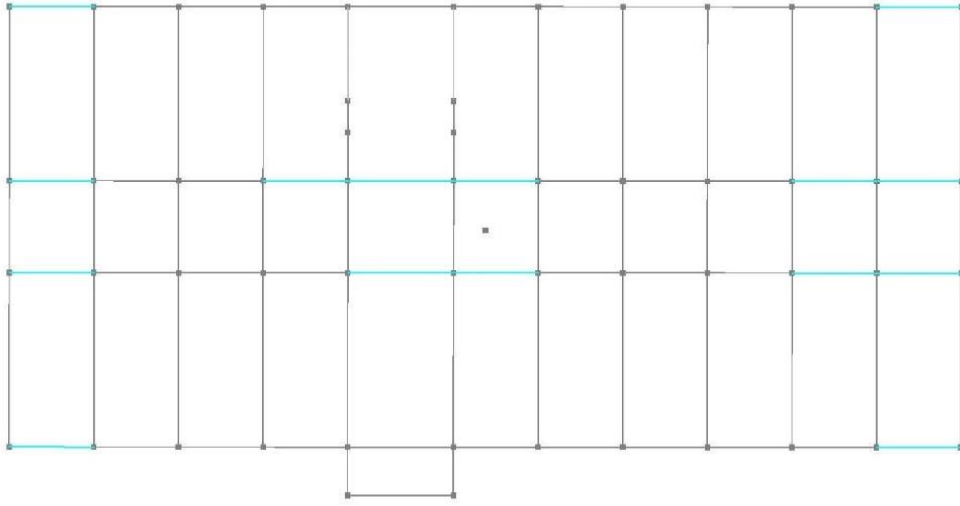


Şekil 4.58 : X Yönü CG Limitleri için Eleman Çalışma Oranları Genel Görünüm.

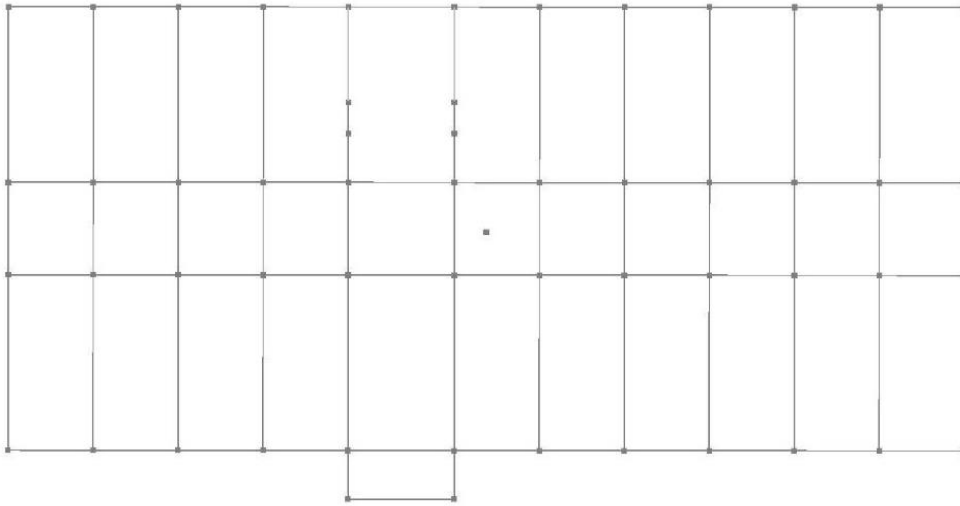
Can güvenliği performans seviyesi için X yönü kiriş sonuçları kat bazında ayrıntılı olarak Şekil 4.59, Şekil 4.60, Şekil 4.61 ve Şekil 4.62’de gösterilmiştir. Bu performans seviyesi için belirlenmiş limit değeri aşan elemanlar kırmızı olarak görülecektir.



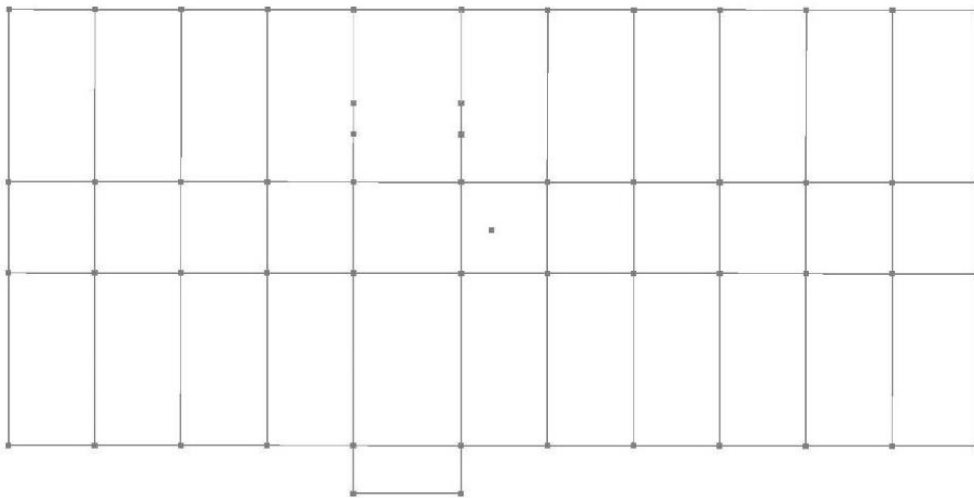
Şekil 4.59 : 1.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.



Şekil 4.60 : 2.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

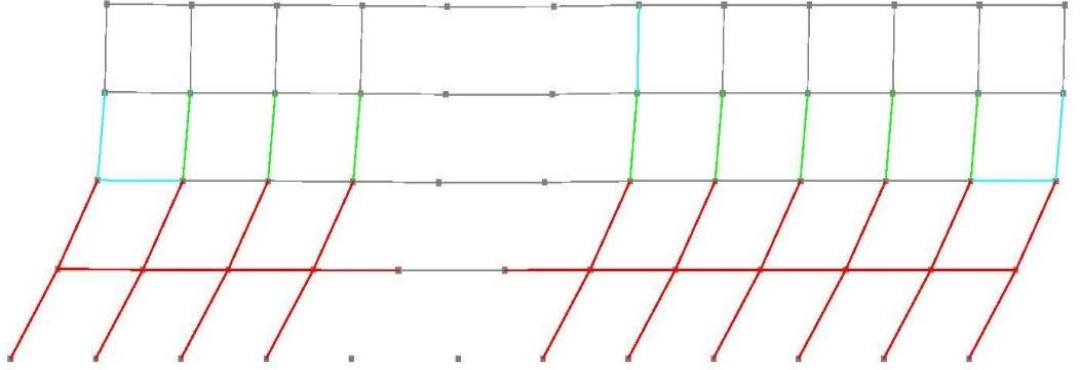


Şekil 4.61 : 3.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

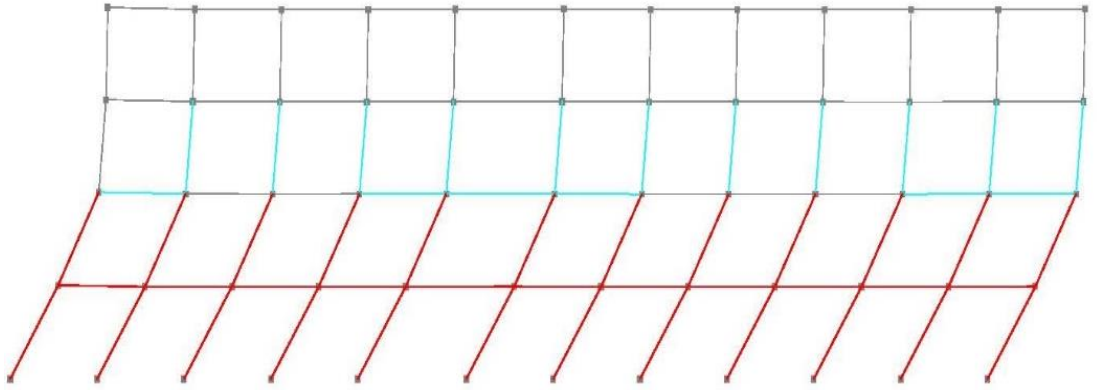


Şekil 4.62 : 4.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

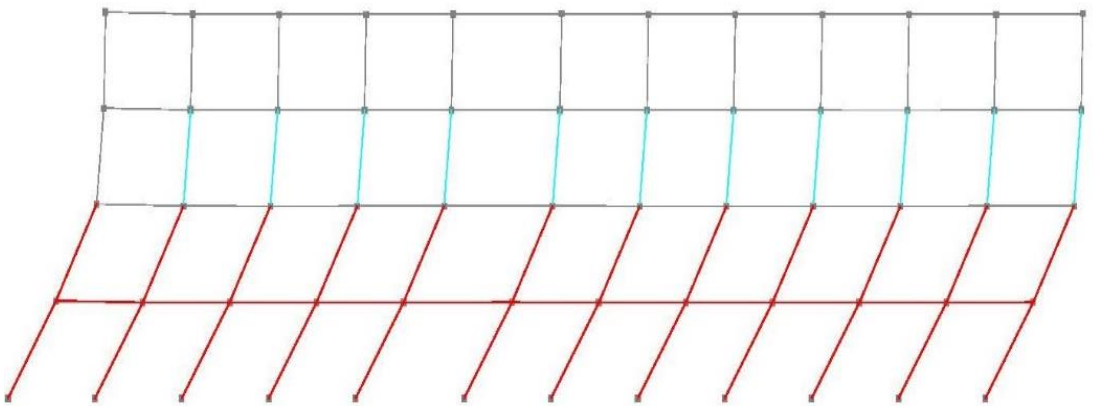
X yönü kolon ve kiriş performans sonuçlarının beraber değerlendirilebilmesi için A ve B aksı analiz sonuçları Şekil 4.63 ve Şekil 4.64’de örnek olarak gösterilmiştir. Kolonların performans limitlerinin göçme bölgesini de geçtiğini gösterebilmek adına için Şekil 4.65’de A aksı göçme bölgesi analiz sonuçları sunulmuştur.



Şekil 4.63 : A Aksı CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.



Şekil 4.64 : B Aksı CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.



Şekil 4.65 : A Aksı GÖ Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

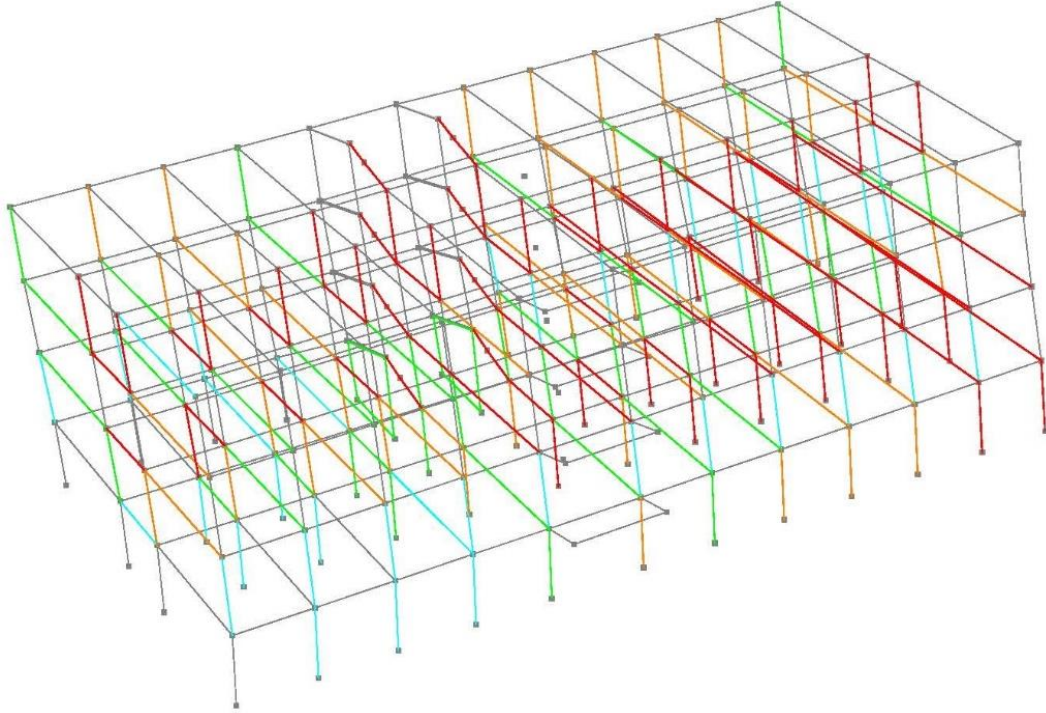
X Yönü İçin Performans Değerlendirmesi;

- Yapının kalıp planı incelendiğinde X yönünde ciddi bir zafiyetinin olduğu hemen göze çarpmaktadır. Okul yapılarının rijit perde duvarlar olmadan istenen performans düzeylerini sağlayabilmesi için ciddi rijitlikteki çerçevelere ihtiyacı vardır.
- Değerlendirmeye öncelikle kolonlardan başlamak bu sonuçlar için doğru olacaktır. Kat bazında incelediğimizde;
 - 1.Kattaki kolonların tümünün aşılma olasılığı %10 olan deprem için minimum hasar bölgesi sınırlarını aştığı görülmektedir.
 - 2.Kattaki kolonlarının da hepsinin aşılma olasılığı %10 olan deprem için minimum hasar limit değerlerini aştığı görülmektedir.
 - 3. ve 4. Kattaki kolonların hiçbirinde doğrusal olmayan bir davranış gözlemlenmemiştir.
 - Yapının ilk iki kat kolonlarının tümünün iki performans seviyesini de sağlamadığı, hatta Şekil 4.65’de görüldüğü üzere bu kolonların tümünün ileri hasar bölgesi limitlerini bile aştığı görülmektedir.
- Kirişler için sonuçlar;
 - 1. kattaki bütün kirişlerin aşılma olasılığı %10 olan deprem için minimum hasar sınırlarını aştığı görülmektedir.
 - 2. kattaki kirişlerin aşılma olasılığı %10 olan deprem için %18’i belirgin hasar bölgesindedir.
 - 3. Ve 4. Katta herhangi bir doğrusal olmayan davranış gözlenmemiştir.
- Kolon sonuçları bize bu yapının ilk iki katında ciddi plastik deformasyonlar olması sebebiyle bir göçme oluşacağını göstermektedir. Sonuç olarak TDY2007 7.7.2’ye göre bu yapı, X doğrultusundaki aşılma olasılığı %10 olan deprem için ‘Hemen Kullanım Performans Düzeyi’ni sağlamadığı için performans düzeyi yetersizdir ve güçlendirilmesi gerekmektedir.

4.4.5.2 Y Doğrultusu Analiz Sonucu Performans Değerlendirmesi

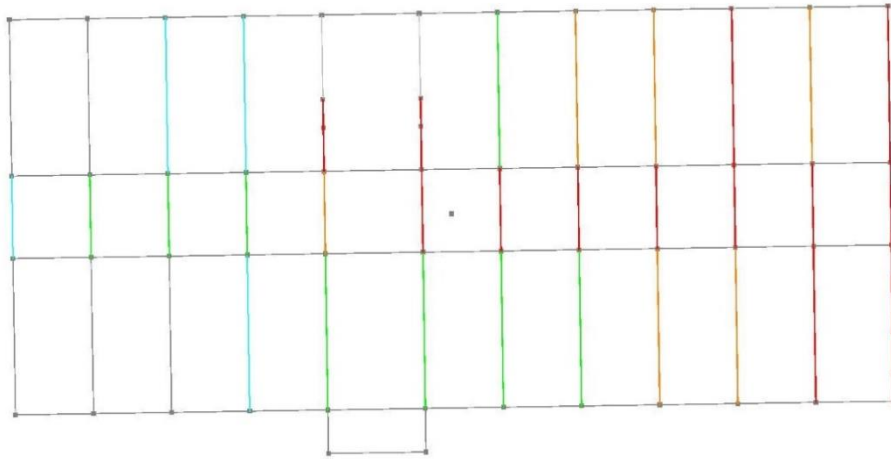
Hemen Kullanım Performans Seviyesi İçin Sonuçlar:

Bu bölümde, 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem için HK (Hemen Kullanım) performans seviyesi limitleri kontrol edilmiştir. Şekil 4.66 de Y yönü HK limitleri için eleman çalışma oranları genel görünüm olarak sunulmuştur. Bu performans seviyesi için belirlenmiş limit değerleri aşan elemanlar kırmızı olarak görülecektir.

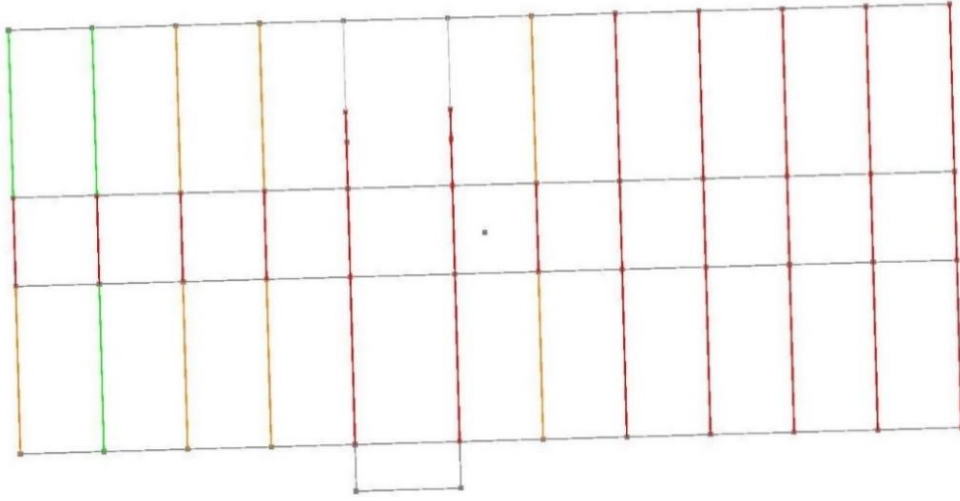


Şekil 4.66 : Y Yönü HK Limitleri için Eleman Çalışma Oranları Genel Görünüm.

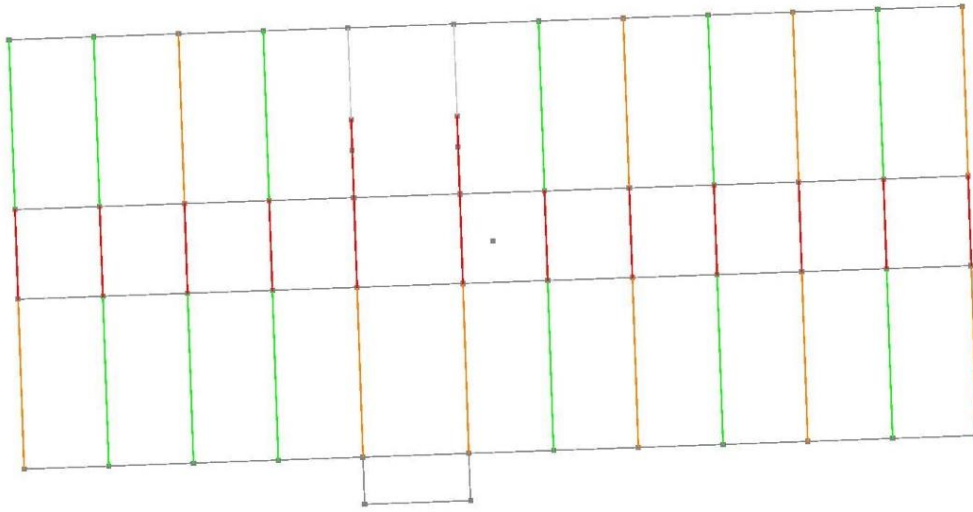
Hemen kullanım performans seviyesi için Y yönü kiriş sonuçları kat bazında ayrıntılı olarak Şekil 4.67, Şekil 4.68, Şekil 4.69 ve Şekil 4.70’de gösterilmiştir.



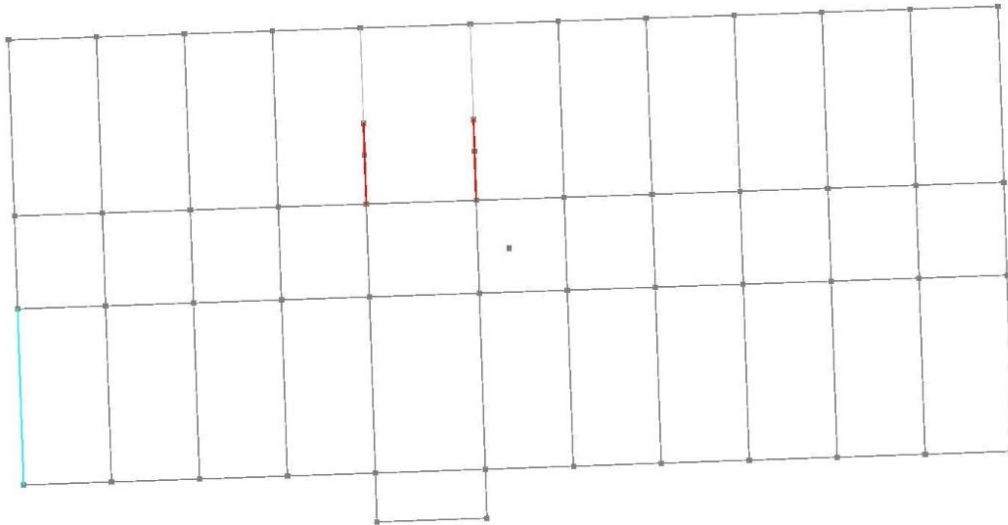
Şekil 4.67 : 1.Kat Kirişlerinin HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.



Şekil 4.68 : 2.Kat Kirişlerinin HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

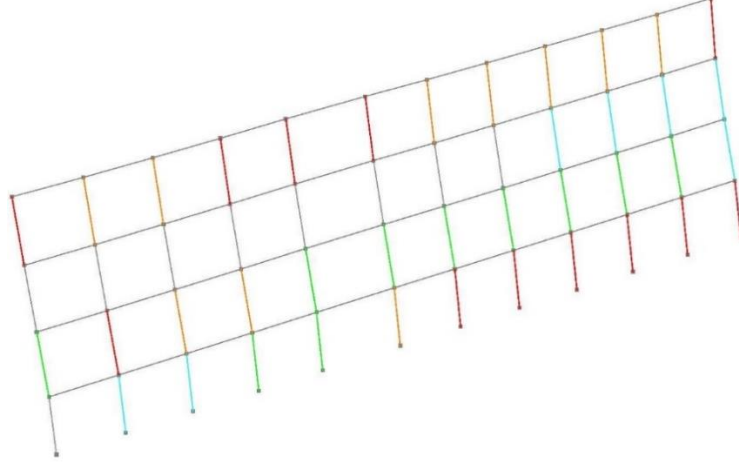


Şekil 4.69 : 3.Kat Kirişlerinin HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

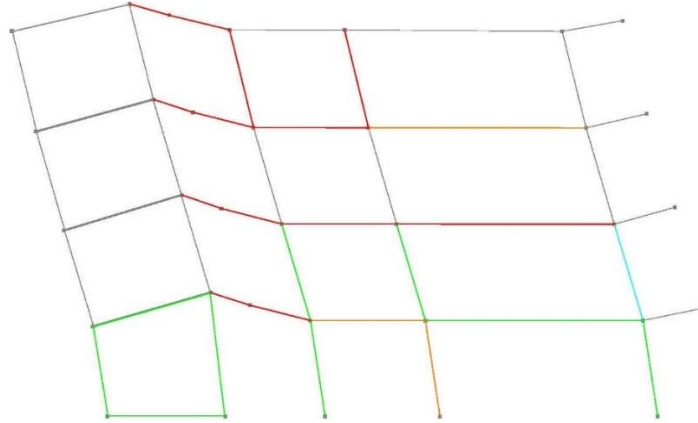


Şekil 4.70 : 4.Kat Kirişlerinin HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

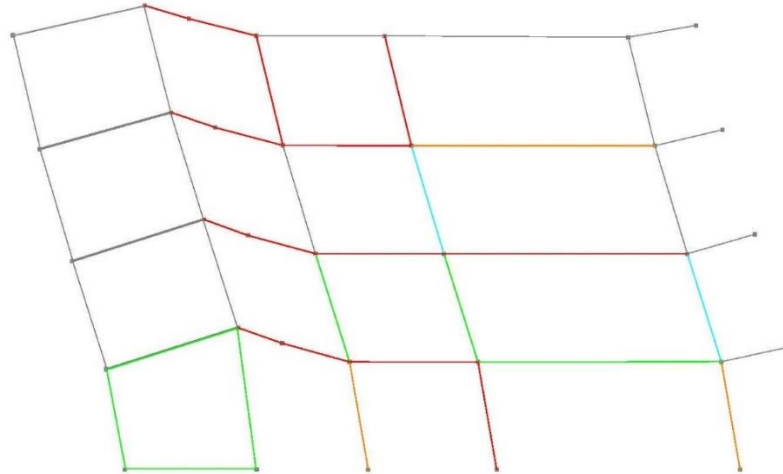
X yönü kolon ve kiriş performans sonuçlarının beraber değerlendirilebilmesi için sırasıyla B, 5 ve 6 aksı analiz sonuçları Şekil 4.71, Şekil 4.72 ve Şekil 4.73’de örnek olarak gösterilmiştir.



Şekil 4.71 : B Aksı HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.



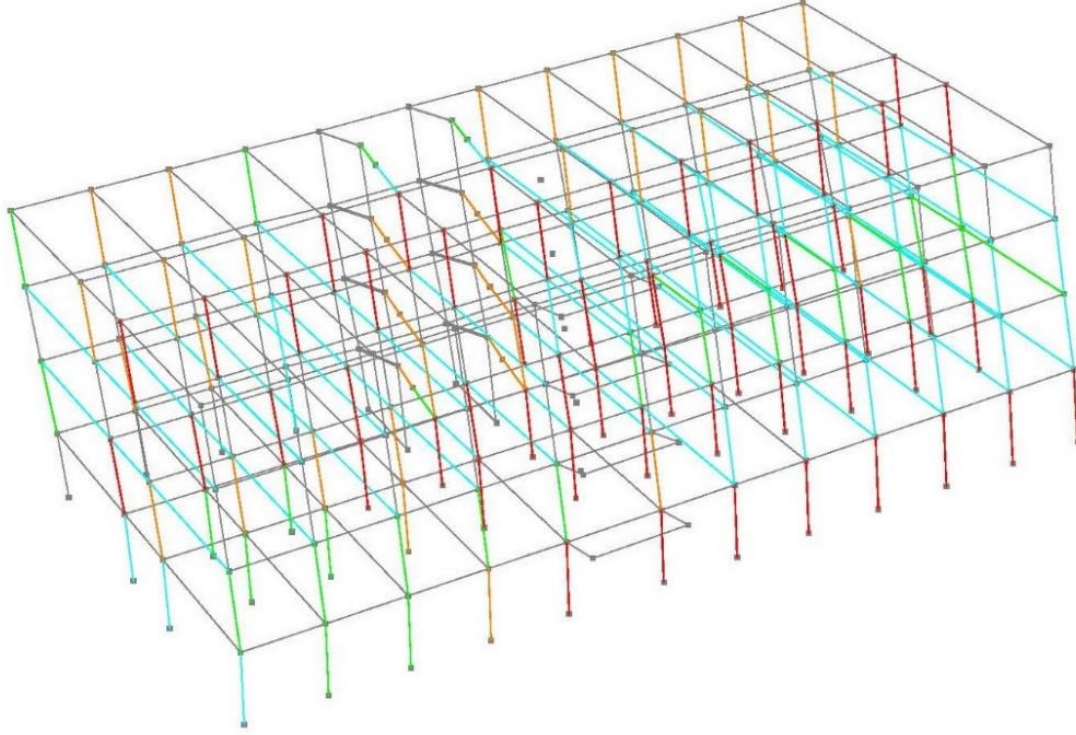
Şekil 4.72 : 5 Aksı HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.



Şekil 4.73 : 6 Aksı HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

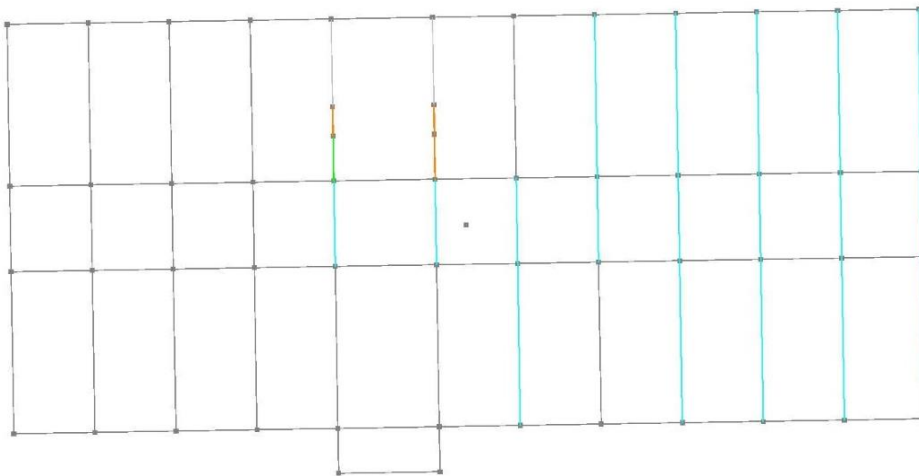
Can Güvenliği Performans Seviyesi İçin Sonuçlar;

Bu bölümde, 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan deprem için CG (Can Güvenliği) performans seviyesi limitleri kontrol edilmiştir. Şekil 4.74 de Y yönü CG limitleri için eleman çalışma oranları genel görünüm olarak sunulmuştur. Bu performans seviyesi için belirlenmiş limit değeri aşan elemanlar kırmızı olarak görülecektir.

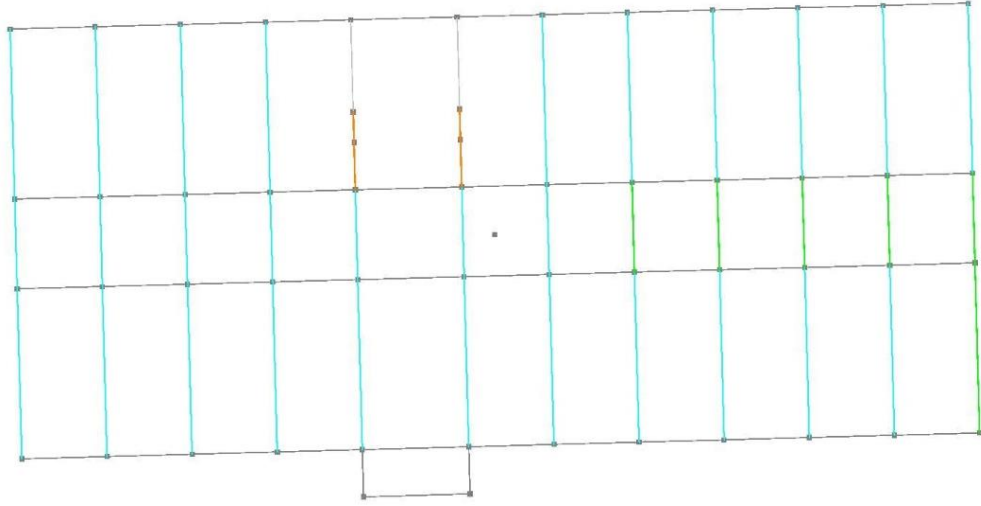


Şekil 4.74 : Y Yönü CG Limitleri için Eleman Çalışma Oranları Genel Görünüm.

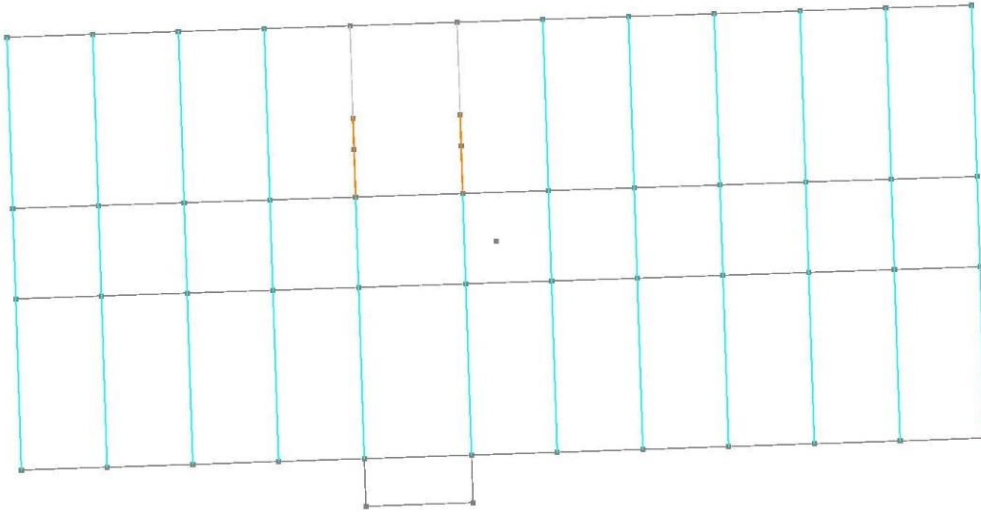
Can güvenliği performans seviyesi için Y yönü kiriş sonuçları kat bazında ayrıntılı olarak Şekil 4.75, Şekil 4.76, Şekil 4.77ve Şekil 4.78’de gösterilmiştir.



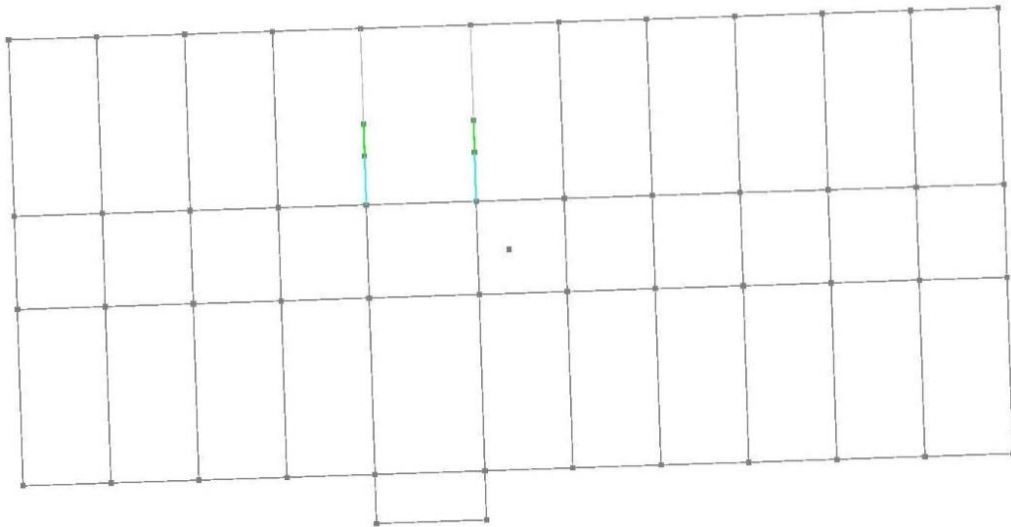
Şekil 4.75 : 1.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.



Şekil 4.76 : 2.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

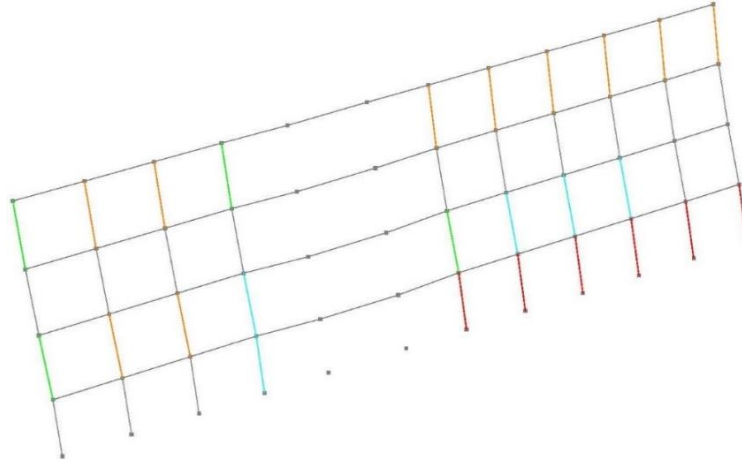


Şekil 4.77 : 3.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

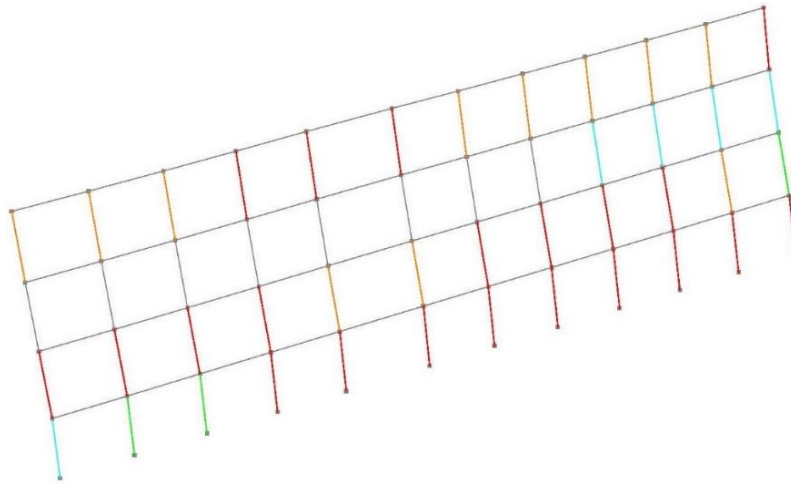


Şekil 4.78 : 4.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

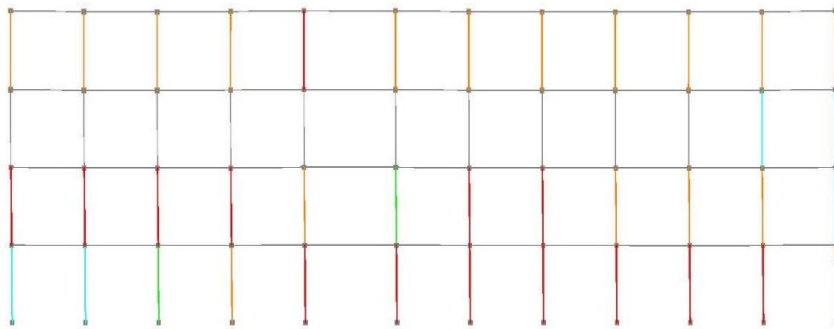
Y yönü kolon ve kiriş performans sonuçlarının beraber değerlendirilebilmesi için A ve B aksı analiz sonuçları Şekil 4.79 ve Şekil 4.80’de örnek olarak gösterilmiştir. Kolonların performans limitlerinin göçme bölgesini de geçtiğini gösterebilmek adına için Şekil 4.81’de A aksı göçme bölgesi analiz sonuçları sunulmuştur.



Şekil 4.79 : A Aksı CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.



Şekil 4.80 : B Aksı CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.



Şekil 4.81 : B Aksı GÖ Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

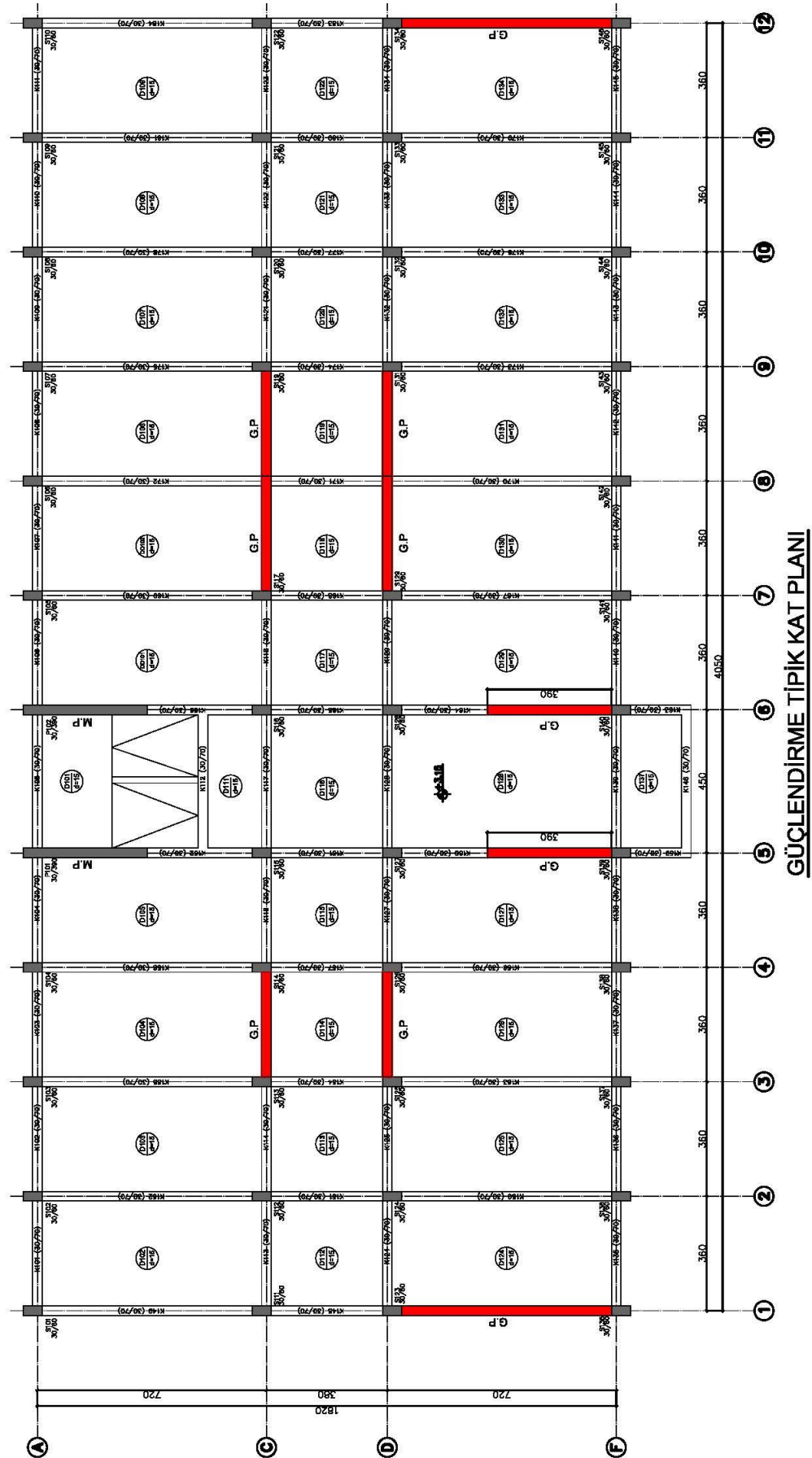
Y Yönü İçin Performans Değerlendirmesi;

- Yapının kalıp planı incelendiğinde Y yönündeki perdelerin yetersiz kalabileceği göze çarpmaktadır. Bütün kolonların güçlü yönü Y yönü olduğundan X yönüne nazaran performansının daha iyi olacağı öngörülebilir.
- Değerlendirmeye öncelikle kolonlardan başlamak bu sonuçlar için doğru olacaktır. Kat bazında incelediğimizde;
 - 1.Kattaki kolonların, aşılma olasılığı %10 olan deprem için %35'i minimum hasar bölgesi limitlerini, aşılma olasılığı %2 olan deprem için ise %67'si belirgin hasar bölgesi limit değerlerini sağlamamaktadır.
 - 2.Kattaki kolonların, aşılma olasılığı %10 olan deprem için %2'si minimum hasar bölgesi limitlerini, aşılma olasılığı %2 olan deprem için ise %22'si belirgin hasar bölgesi limit değerlerini sağlamamaktadır.
 - 3.Kattaki kolonlarda, aşılma olasılığı %10 olan deprem için herhangi bir problem yok fakat aşılma olasılığı %2 olan deprem için %22'si belirgin hasar bölgesi limit değerlerini sağlamamaktadır.
 - 4.Kattaki kolonların, aşılma olasılığı %10 olan deprem için %37'si minimum hasar bölgesi limitlerini, aşılma olasılığı %2 olan deprem için ise %33'ü belirgin hasar bölgesi limit değerlerini sağlamamaktadır.
- Kirişler için sonuçlar;
 - 1. kattaki kirişlerin, aşılma olasılığı %10 olan deprem için %36'sı belirgin hasar bölgesindedir.
 - 2. kattaki kirişlerin, aşılma olasılığı %10 olan deprem için %72'si belirgin hasar bölgesindedir.
 - 3. kattaki kirişlerin, aşılma olasılığı %10 olan deprem için %38'i belirgin hasar bölgesindedir.
 - 4. kattaki kirişlerin, aşılma olasılığı %10 olan deprem için %5'i belirgin hasar bölgesindedir.
 - Kirişler, aşılma olasılığı %2 olan deprem için belirgin hasar bölgesi sınırları içerisinde kalmaktadır.

- Perdeler Y yönünde aşılma olasılığı %10 ve %2 olan deprem için istenen limit değerleri sağlamaktadır. Y yönü için büyük olan depremde hedef deplasmana itilen yapıda oluşan toplam taban kesme kuvveti 11430 kN'dur. Planda 5 aksı üzerinde bulunan P1 perdesinde 2375 kN, 6 aksı üzerindeki P2 perdesinde 5000 kN mertebelerinde kesme kuvveti oluşmaktadır. Bu farklılık, yapıda burulmanın etkin olmasından kaynaklanmaktadır. Sonuç olarak perdeler yapıda oluşan toplam kesme kuvvetinin yaklaşık %65'ini almaktadır fakat bu değerler perde kesitlerinin ezilme kapasitelerinin oldukça üzerindedir.
- Sonuç olarak TDY2007 7.7.2'ye göre bu yapı, Y doğrultusunda aşılma olasılığı %10 olan depremde 'Hemen Kullanım Performans Düzeyi'ni sağlamadığı için performans düzeyi yetersizdir ve yapının güçlendirilmesi gerekmektedir.

4.5 Güçlendirme Yapısal Modelinin Oluşturulması

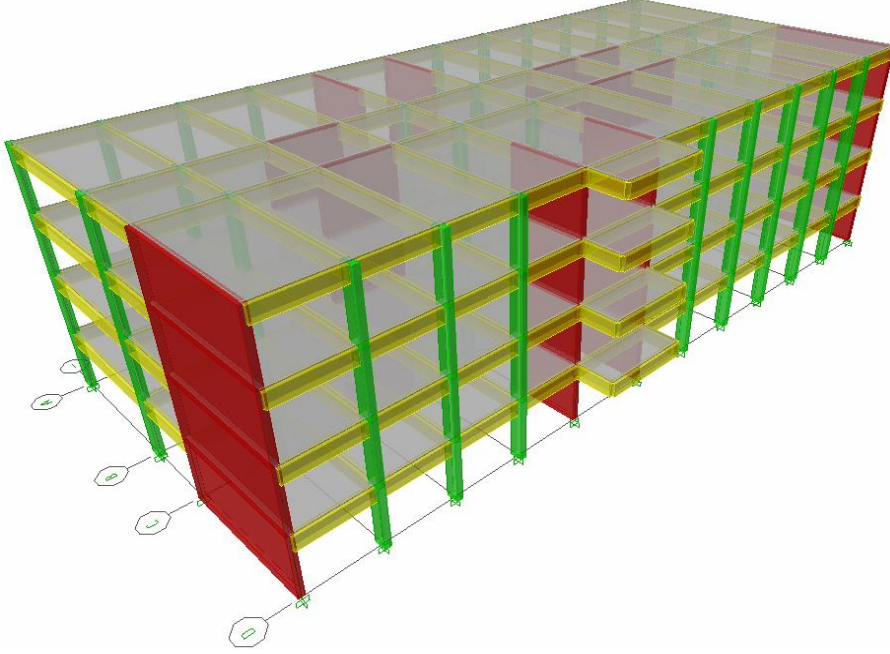
Güçlendirmeye ihtiyaç duyulan okul yapısına X doğrultusunda 2 adet 30x360 cm 2 adet de 30x720 cm perde duvar, Y doğrultusunda ise 2 adet 30x390 cm 2 adet de 30x720 cm perde duvar eklenmiştir. Eklenen yeni perde elemanların beton sınıfı C30 olarak düşünülmüştür. Güçlendirme perdelerinin geldiği bölgelerde mevcut elemanların tamamen kaldırıldığı kabul edilmiştir. Tipik kat kalıp planında eklenen güçlendirme perdeleri kırmızı tarama ile gösterilmiştir. Yüklemler ve mevcut yapı ile aynı olan tüm tanımlamalar güçlendirilmiş model için de aynı kabul edilmiştir. Güçlendirme perdeleri için yeni kullanılacak malzeme, kesit, donatı tanımlamaları, analiz ve değerlendirme sonuçları takip eden sayfalarda sunulmaktadır. Güçlendirilmiş yapıya ait tipik kat planı Şekil 4.82 'de gösterilmiştir. Şekilde mevcut yapı elemanları gri tonlarda, yapıya güçlendirme amacıyla sonradan eklenen perdeler ise kırmızı renkte görünmektedir.



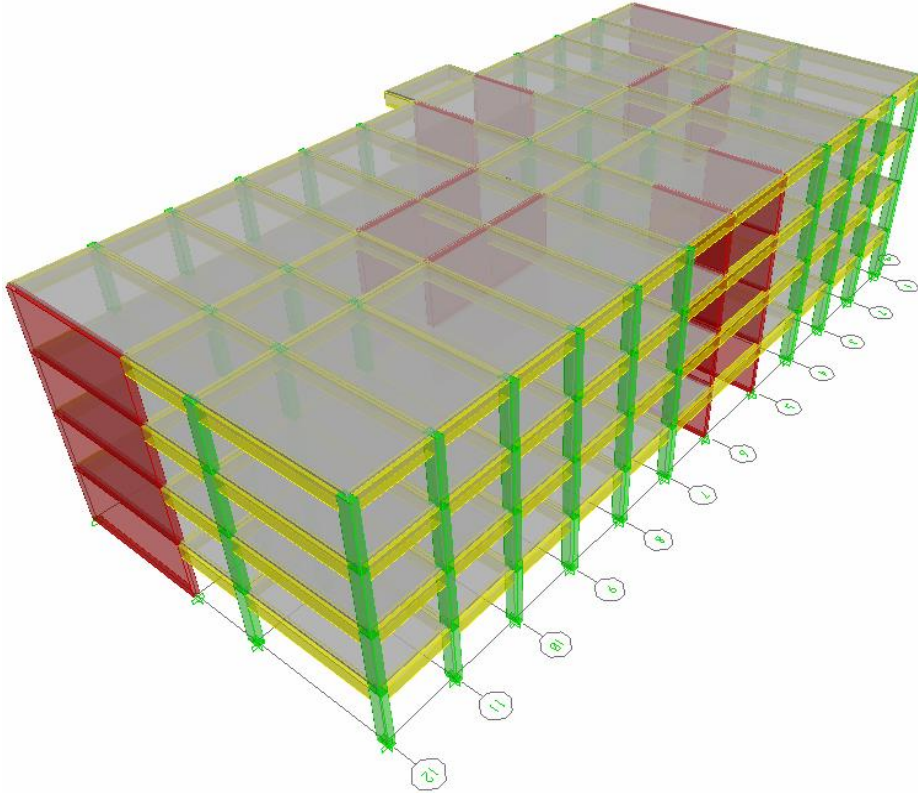
Şekil 4.82 : Güçlendirilmiş Yapı İçin Tipik Kat Kalıp Planı.

4.5.1 Güçlendirilmiş Yapı İçin Hesap Modeli

Güçlendirilmiş yapının hesap modeli oluşturulurken mevcut yapı modellemesinde anlatılan işlemler tekrarlanmıştır. Yapının üç boyutlu ETABS modeli Şekil 4.83 ve Şekil 4.84’de gösterilmiştir.



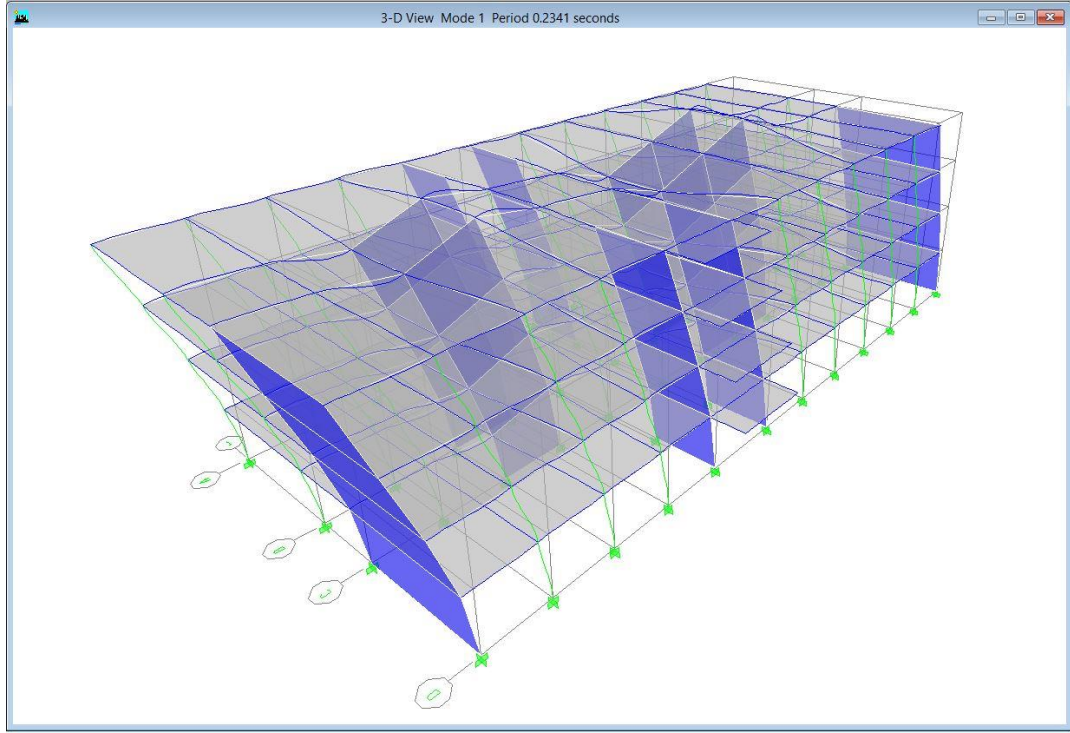
Şekil 4.83 : Güçlendiriş Yapı Hesap Modeli Ön Görünüş.



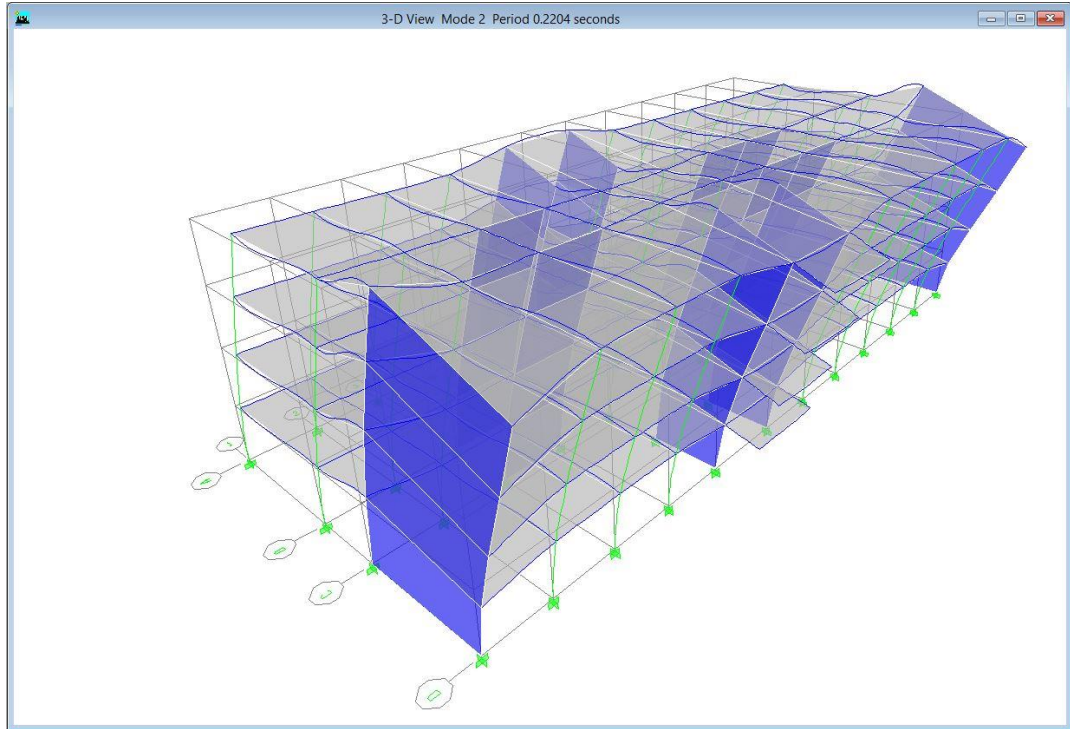
Şekil 4.84 : Güçlendiriş Yapı Hesap Modeli Arka Görünüş.

4.5.2 Modal Analiz Sonuçları

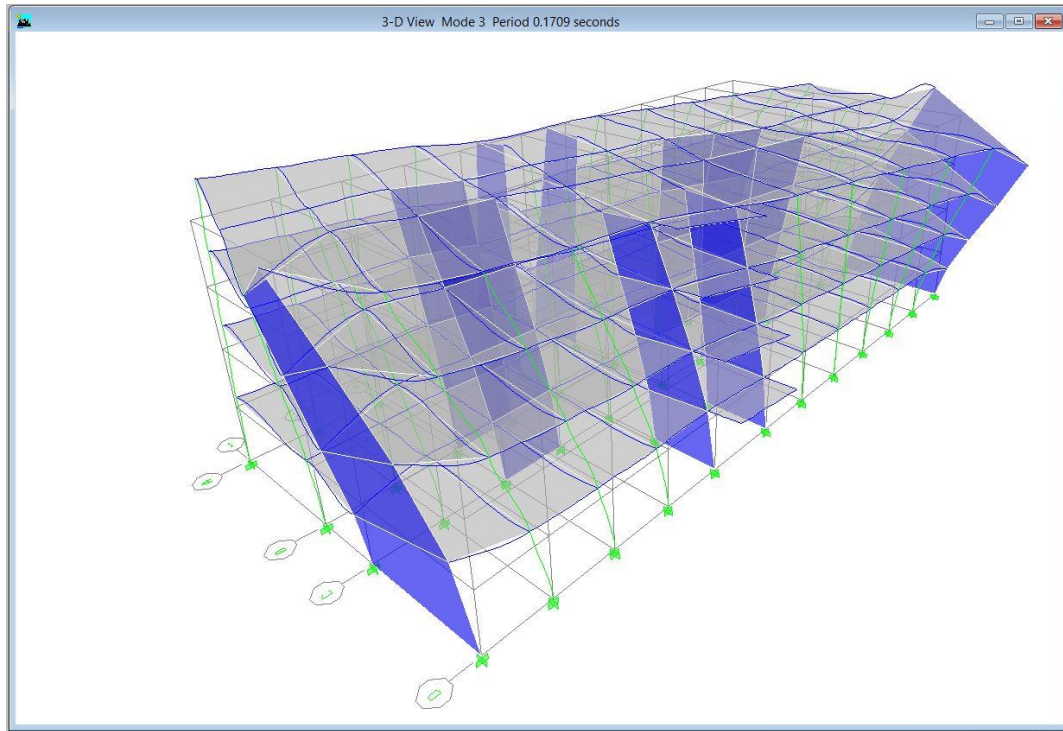
Şekil 4.85, Şekil 4.86 ve Şekil 4.87’de yapıya ait ilk üç mod şekli gösterilmiştir. Çizelge 4.5 ve Çizelge 4.6’da ise X ve Y yönü hakim mod sonuçları ayrıntılı olarak sunulmuştur.



Şekil 4.85 : 1.Mod Şekli ve Periyot.



Şekil 4.86 : 2.Mod Şekli ve Periyot.



Şekil 4.87 : 3.Mod Şekli ve Periyot.

Çizelge 4.5 : Güçlendirilmiş Yapının X Yönü 1. Mod Sonuçları.

1	2	3	4	5	6	7	8	10
KAT NO	KAT AĞR. (kN)	KAT KÜT. (kNs ² /m)	BURLM. KÜT. (kNs ² /m)	η_{bi}	T	KÜT. Katılım Oranı	1.MOD ŞEKLİ GEN.(m)	Γ
1	10564	1077	196650				0.003	
2	10564	1077	196650	1.023			0.010	
3	10564	1077	196650	1.022	0.23	%74	0.017	54.72
4	8206	836	149440	1.021			0.025	

Çizelge 4.6 : Güçlendirilmiş Yapının Y Yönü 2. Mod Sonuçları.

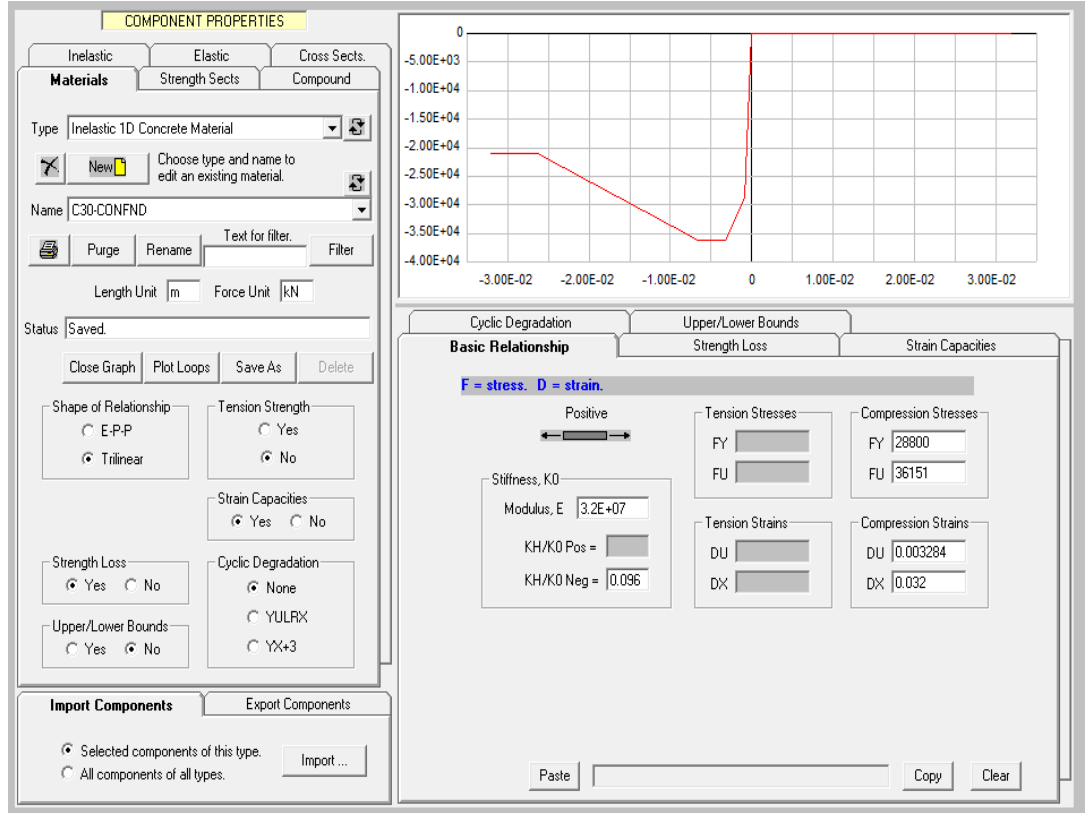
1	2	3	4	5	6	7	8	10
KAT NO	KAT AĞR. (kN)	KAT KÜT. (kNs ² /m)	BURLM. KÜT. (kNs ² /m)	η_{bi}	T	KÜT. Katılım Oranı	2.MOD ŞEKLİ GEN.(m)	Γ
1	10564	1077	196650				0.003	
2	10564	1077	196650	1.15			0.010	
3	10564	1077	196650	1.14	0.22	%73	0.017	54.32
4	8206	836	149440	1.13			0.025	

4.6 Güçlendirme İçin Doğrusal Elastik Olmayan Yöntemde Kullanılacak Yapısal Modelin Oluşturulması

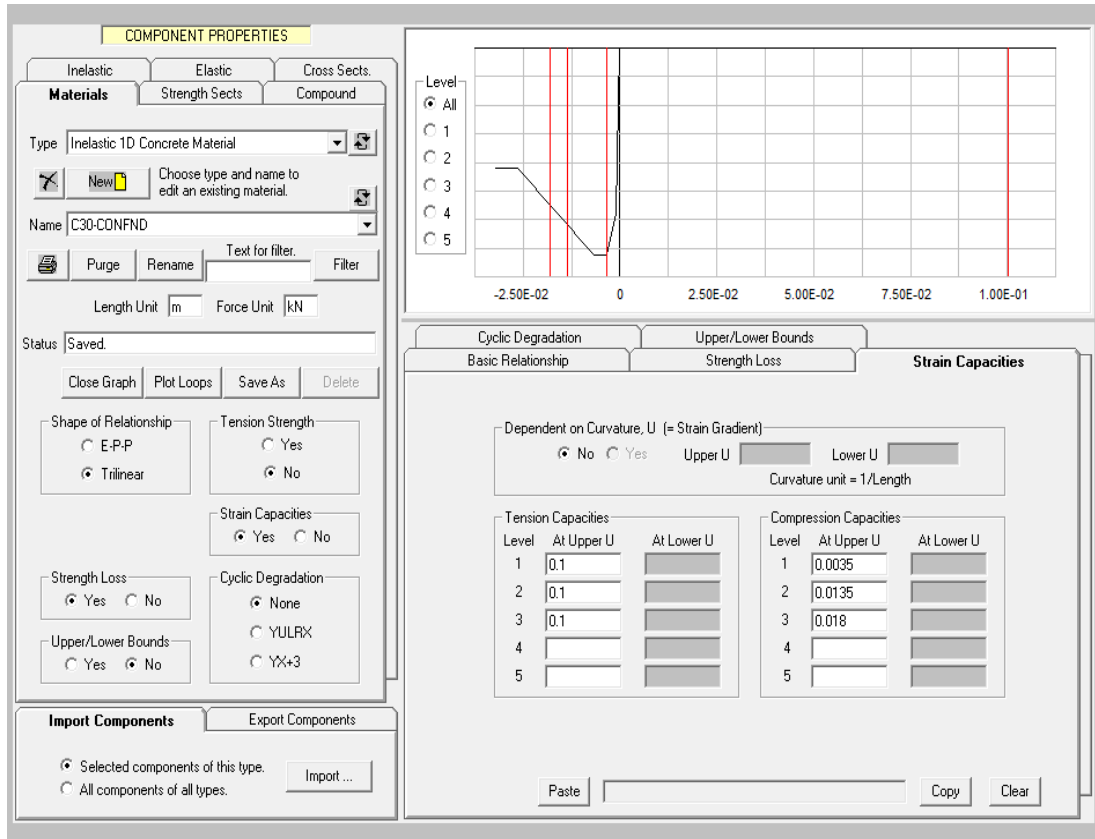
Doğrusal elastik olmayan yöntem için Perform 3d V5.0.0 programı ile modellenmiş olan mevcut bina modeli kullanılarak devam edilmiştir. Yeni eklenen perdeler ve bu perdeler üzerine gelen yükler buna bağlı olarak bina kütle değerleri de revize edilerek güçlendirme modeli oluşturulmuştur. Rijit diyafram kabulü yapılmıştır. Mevcut temel sisteminin lineer elastik davrandığı kabulü ile temel sistemi kaldırılmış ve sisteme ankastre mesnet tanımlanmıştır.

4.6.1 Yapısal elemanların malzeme modeli

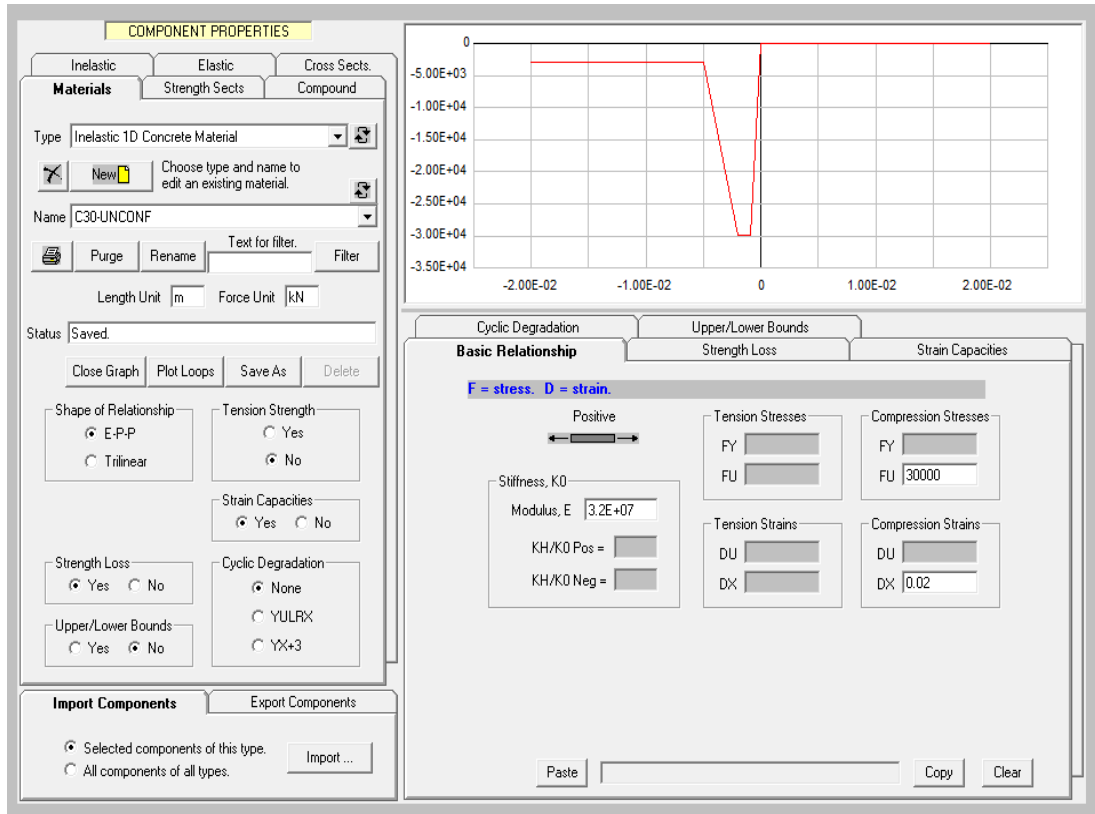
Perde duvar elemanların başlık bölgeleri için C30 sargılı beton, gövde bölgeleri için C30 sargısız beton kabulü yapılmıştır. Donatı malzeme sınıfları değişmediği için mevcut bina analizindeki kabuller geçerlidir. C30 beton sınıfına ait sargılı ve sargısız malzeme kabulleri Şekil 4.88, Şekil 4.89, Şekil 4.90, Şekil 4.91 ve Şekil 4.92’de gösterilmiştir.



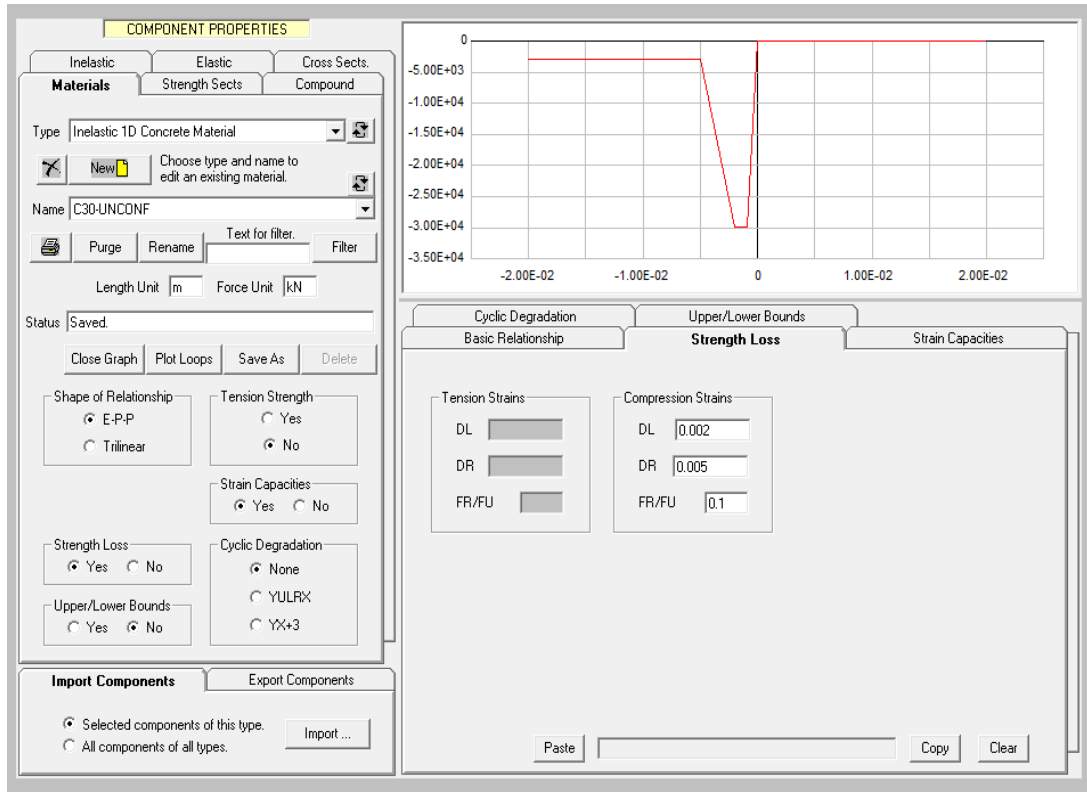
Şekil 4.88 : C30 beton sınıfı için sargılı beton davranış modeli.



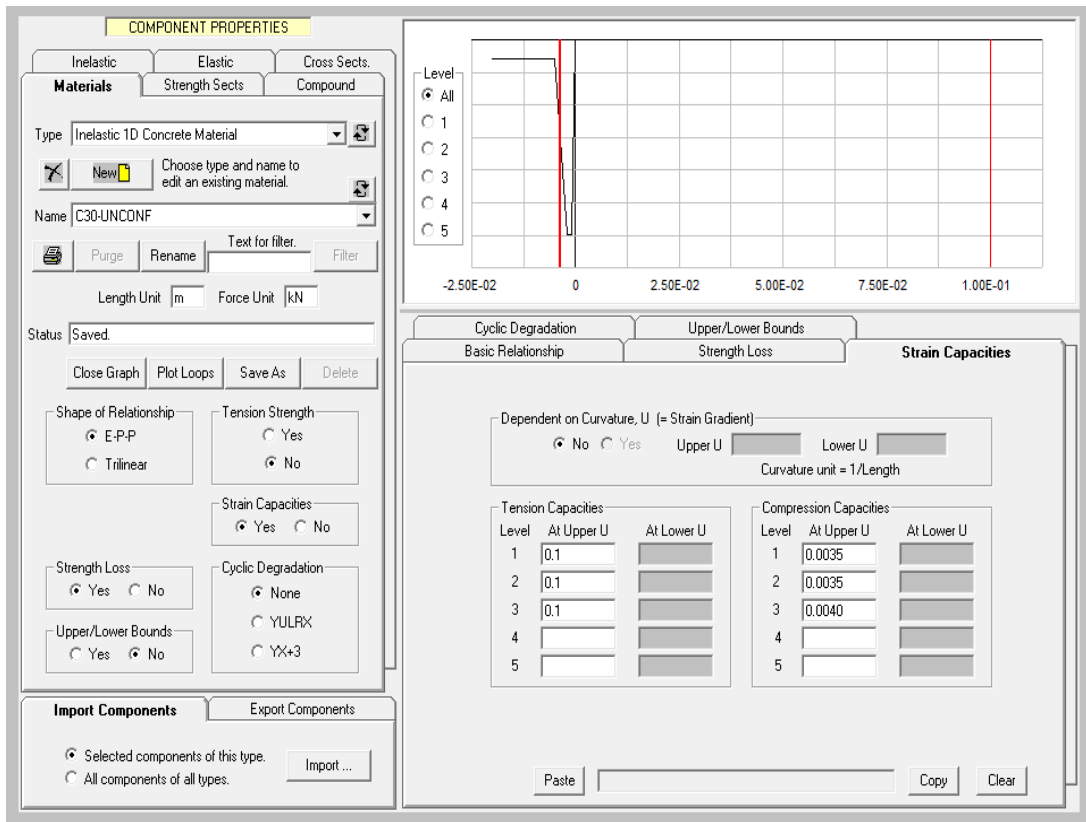
Şekil 4.89 : C30 sargılı betonun şekil değiştirme kapasite değerleri.



Şekil 4.90 : C30 beton sınıfı için sargısız beton davranış modeli.



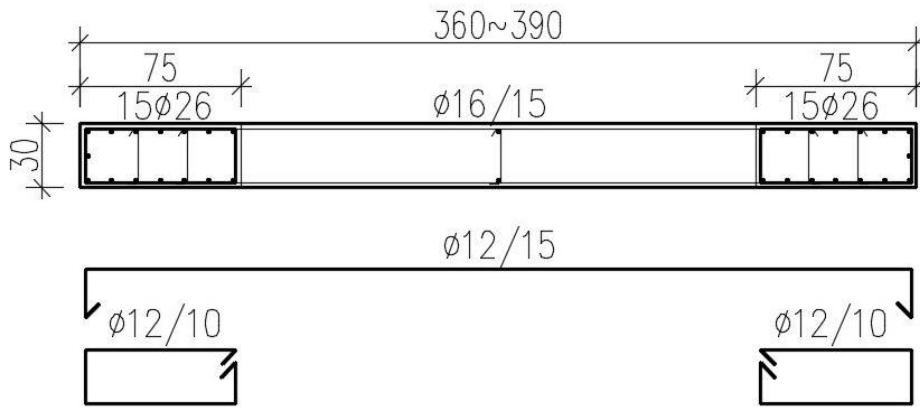
Şekil 4.91 : C30 sargısız betonun kapasite kaybı sınır değerleri.



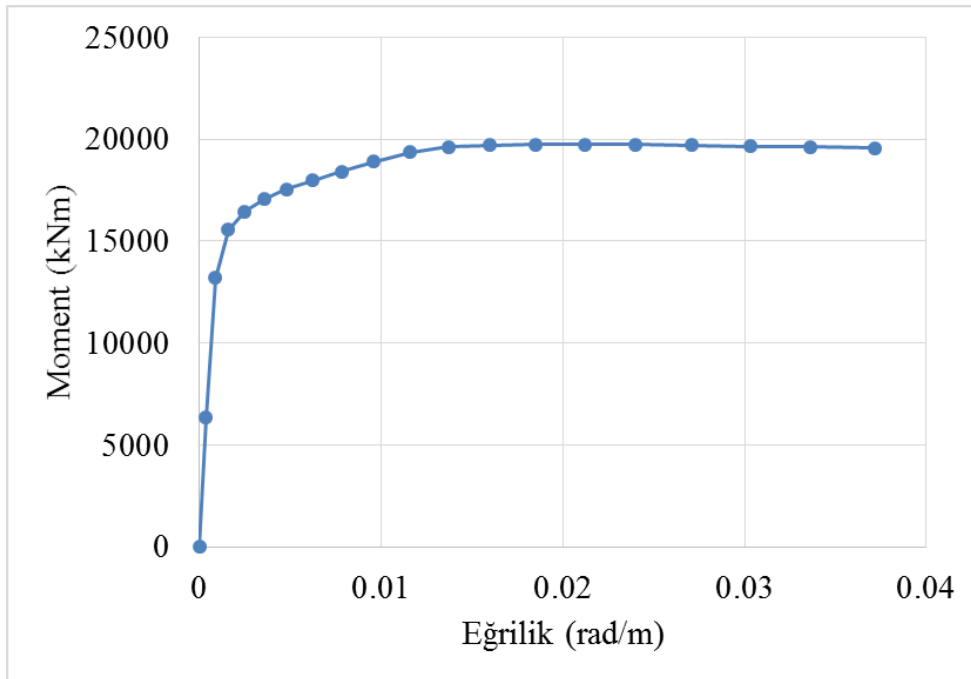
Şekil 4.92 : C30 sargısız betonun şekil değiştirme kapasite değerleri.

30x360 ve 30x390 Perde Tanımı:

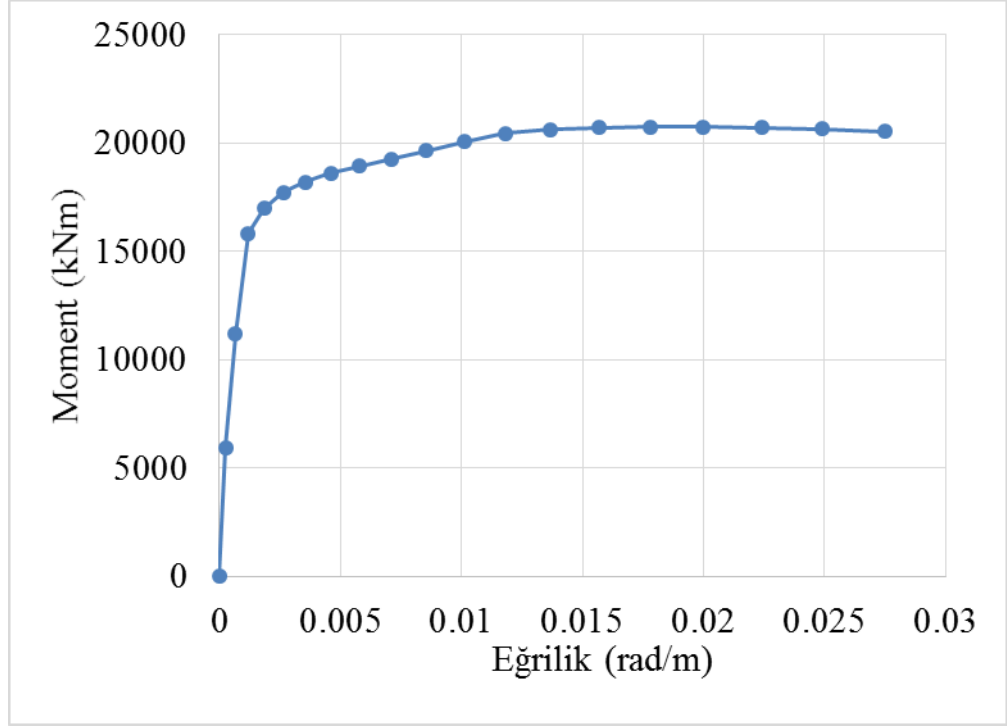
Güçlendirme için eklenmiş olan betonarme perdelerde DBYBHY yönetmeliğindeki minimum başlık bölgesi kuralına uyulmuştur. Başlık bölgelerinde $\phi 26/15$ düşey donatı, gövde bölgelerinde ise $\phi 16/15$ düşey donatısı kullanılmıştır. 30x360 ve 30x390 tipindeki perde detayları Şekil 4.93’de ayrıntılı olarak gösterilmiştir. Perde moment kapasitelerini göstermek adına Şekil 4.94’de 30x360 perdesinin düşey yüklerden oluşan eksenel yük düzeyindeki moment eğrilik grafiği örnek olarak sunulmaktadır. Şekil 4.95 ‘de ise aynı perdenin deprem durumundaki eksenel yük için moment eğrilik grafiği örnek olarak gösterilmiştir.



Şekil 4.93 : 30x360 ve 30x390 Betonarme Perde Donatı Detayı.



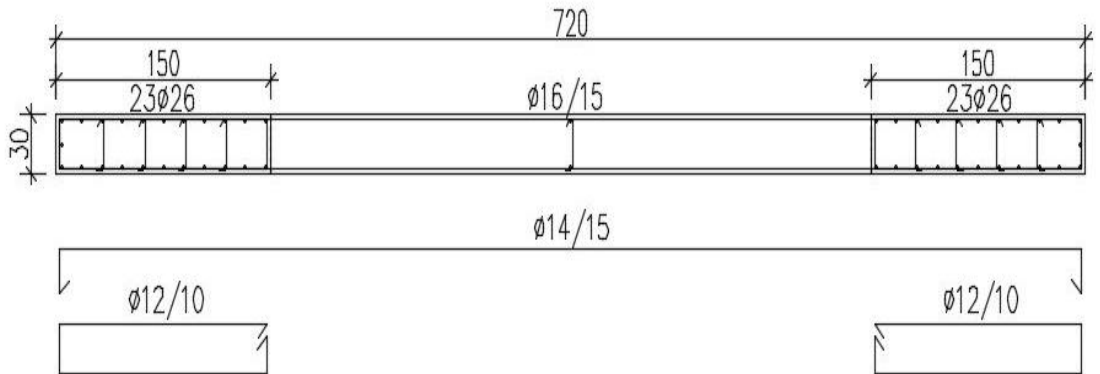
Şekil 4.94 : 30x360 Perdesinin N=2000 kN Eksenel Kuvvet Düzeyi İçin Moment-Eğrilik Grafiği.



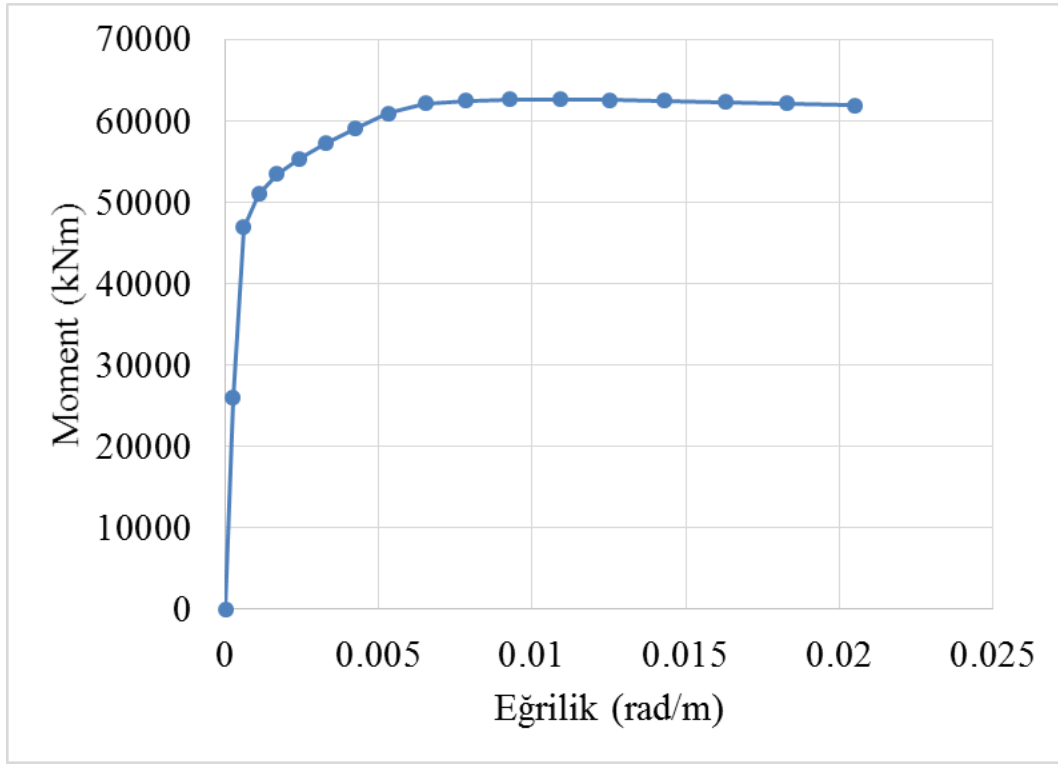
Şekil 4.95 : 30x360 Perdesinin N=3000 kN Eksenel Kuvvet Düzeyi İçin Moment-Eğrilik Grafiği.

30x720 Perde Tanımı;

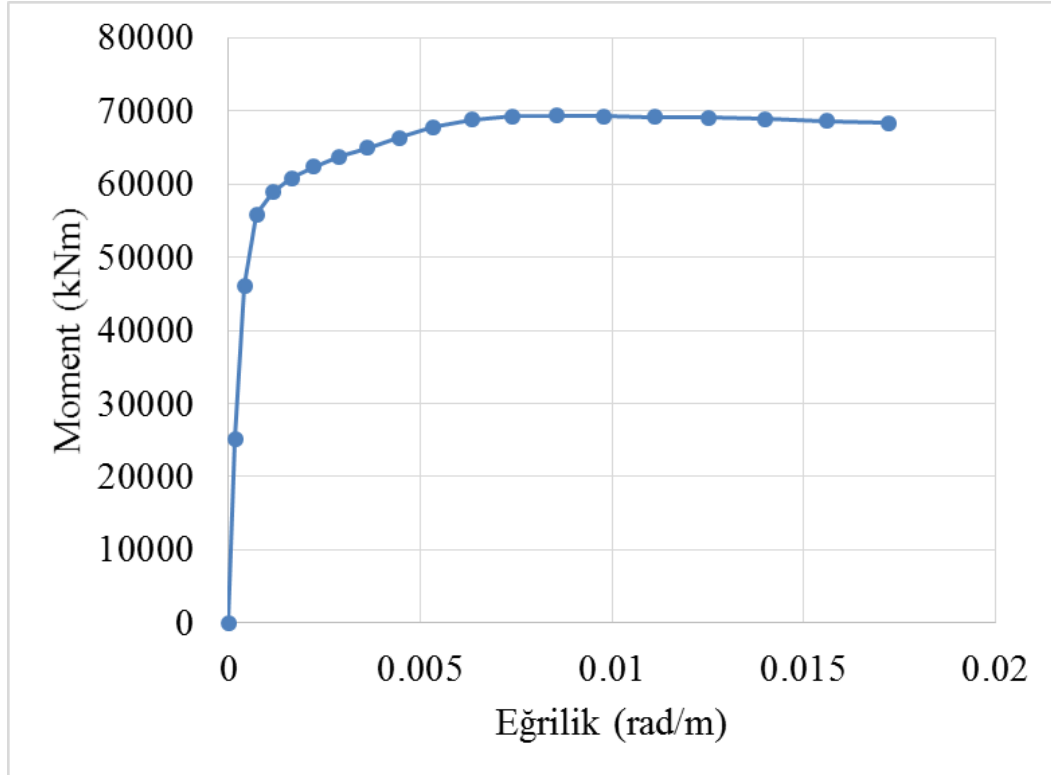
Başlık bölgelerinde $\phi 26/15$ düşey donatı, gövde bölgelerinde ise $\phi 16/15$ düşey donatısı kullanılmıştır. 30x720 tipindeki donatı detayı Şekil 4.96’de ayrıntılı olarak gösterilmiştir. Perde moment kapasitesini göstermek adına Şekil 4.97’de 30x720 tipi perdesinin düşey yüklerden oluşan eksenel yük düzeyindeki moment eğrilik grafiği örnek olarak sunulmaktadır. Şekil 4.98 ‘de ise aynı perdenin deprem durumundaki eksenel yük için moment eğrilik grafiği örnek olarak gösterilmiştir.



Şekil 4.96 : 30x720 Betonarme Perde Donatı Detay Resmi.



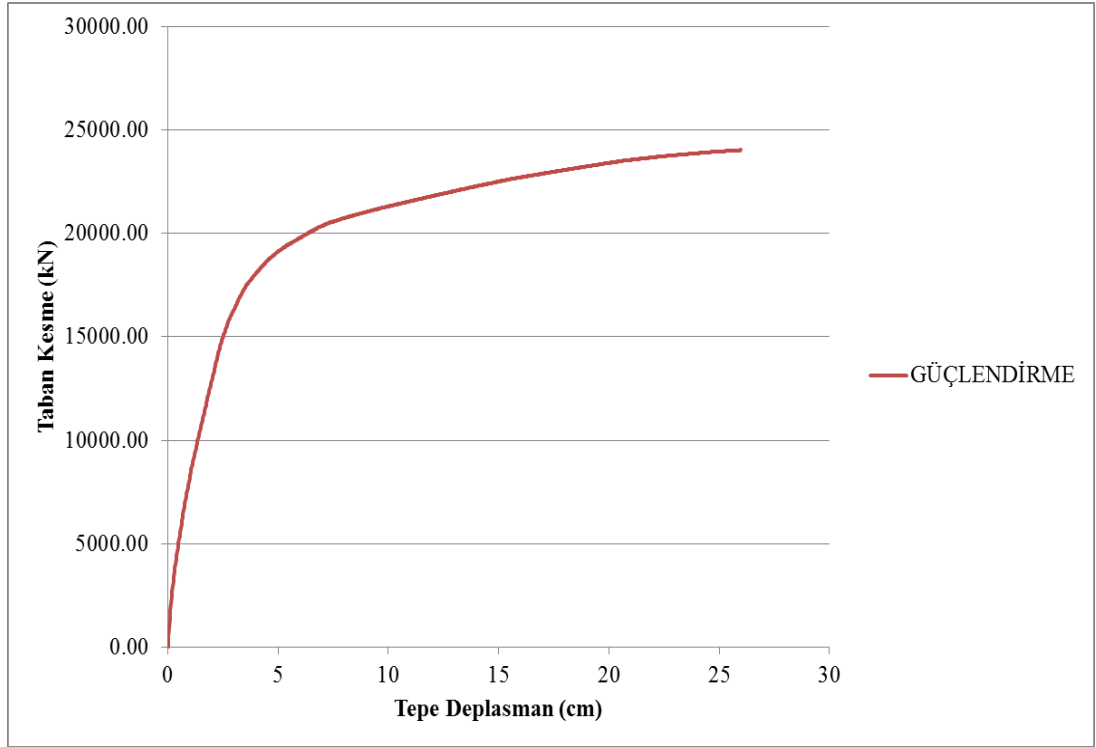
Şekil 4.97 : 30x720 Perdesinin N=3100 kN Eksenel Kuvvet Düzeyi İçin Moment-Eğrilik Grafiği.



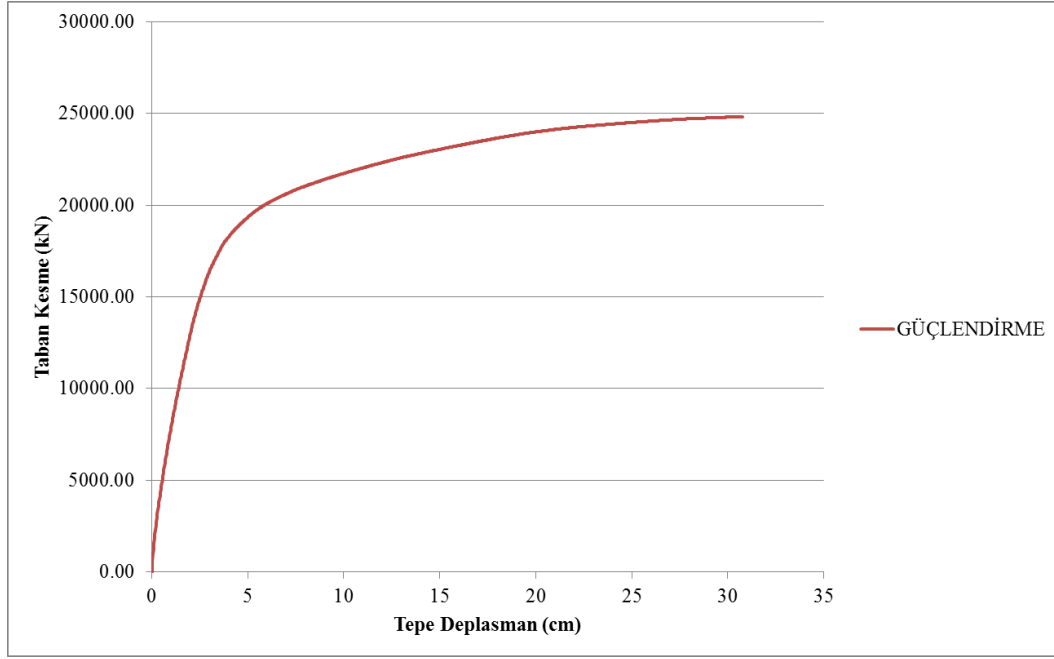
Şekil 4.98 : 30x720 Perdesinin N=6200 kN Eksenel Kuvvet Düzeyi İçin Moment-Eğrilik Grafiği.

4.6.2 Performans İtme Noktasının Belirlenmesi

Doğrusal olmayan artımsal itme analizinin yapılabilmesi için eleman kesitleri, limit değerleri ve malzeme özellikleri tanımlandıktan sonra Perform 3D programında yapı 1 metre gibi büyük bir itme değeri ile itilerek kapasite eğrileri oluşturulmuştur. Ardından 50 yılda aşılma olasılığı %2 ve %10 olan depremler için Spektral ivme-Spektral yerdeğiştirme grafikleri oluşturulmuş ve kapasite eğrileri ile karşılaştırılarak itme noktaları belirlenmiştir. Aşılma olasılığı %2 olan deprem talep spektrumu, %10 olan deprem spektrumu değerlerinin ($I=1.40$) yapı önem katsayısı ile çarpılması ile elde edilmiştir. Şekil 4.99 ve Şekil 4.100’de mevcut yapıya ait kapasite eğrileri sunulmuştur.

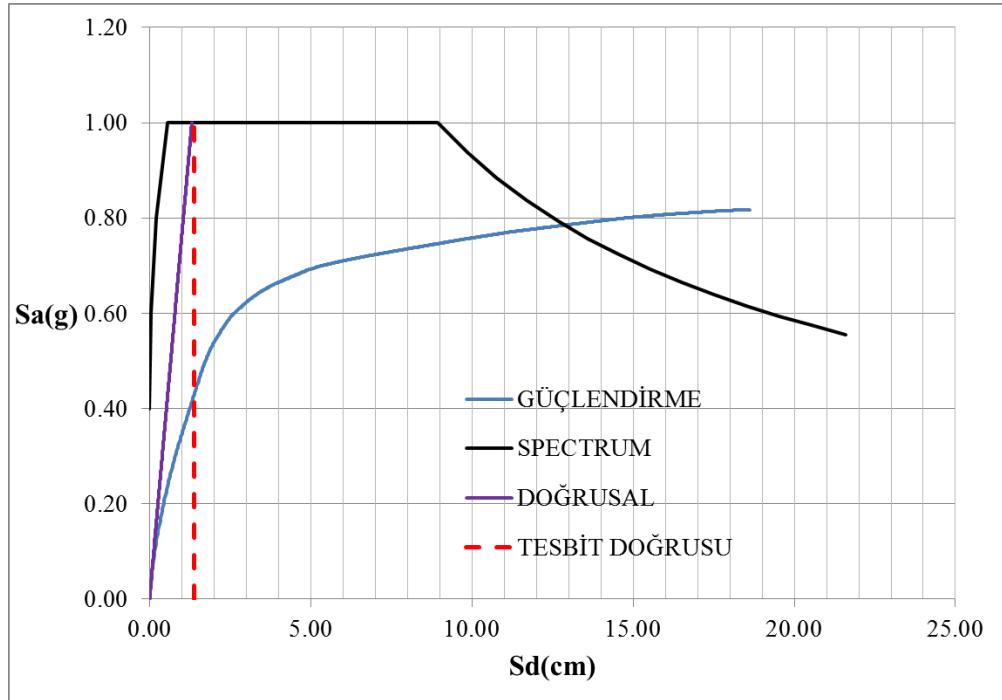


Şekil 4.99 : X Yönü Taban Kesme Kuvveti - Tepe Yerdeğiştirme Grafiği.



Şekil 4.100 : Y Yönü Taban Kesme Kuvveti - Tepe Yerdeğiştirme Grafiği.

P- Δ grafikleri spektrum grafiği ile karşılaştırılacağı için a_1 - d_1 grafiğine dönüştürülmüştür. Başlangıç rijitliği eğiminde bir doğru oluşturulup spektrum eğrisini kestiği yer performans noktası olarak belirlenmiştir (Şekil 4.101, Şekil 4.102, Şekil 4.103 ve Şekil 4.104). Grafikler ve ters dönüşüm yapılmış itme değerleri takip eden sayfalarda sunulmuştur.



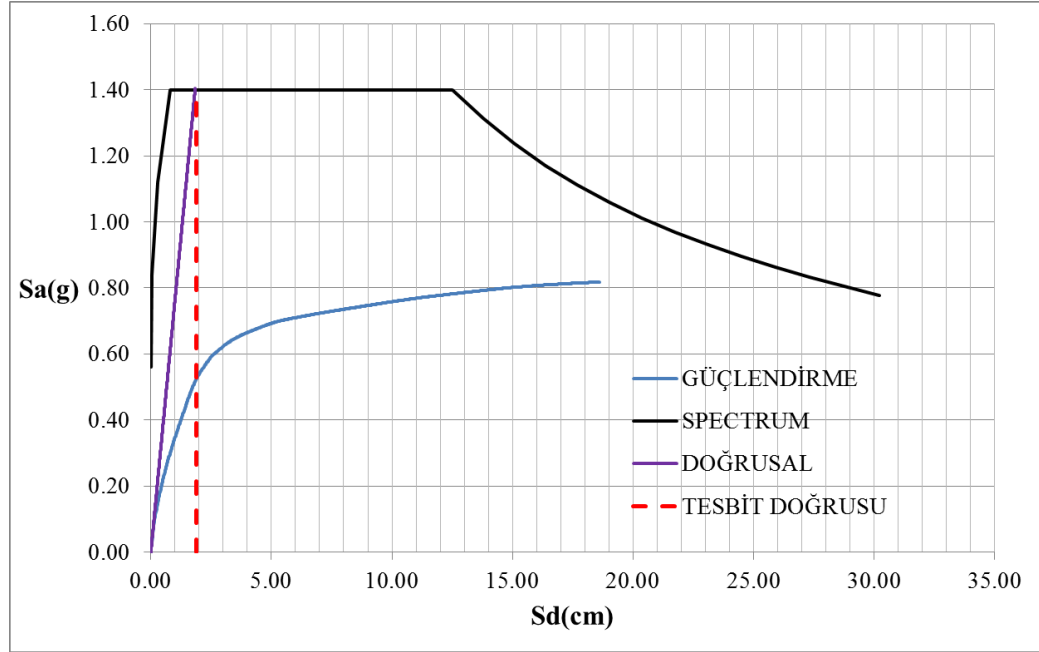
Şekil 4.101 : Aşılma Olasılığı %10 Olan Deprem İçin X Yönü Performans İtme Noktası.

$$C_{R1} = \frac{1 + (R_{y1} - 1)T_B/T_1^{(1)}}{R_{y1}} = \frac{1 + (1.34 - 1)0.6/0.23}{1.34} = 1.40$$

$$S_{di1} = C_{R1}S_{de1} = 1.4 \times 1.31 = 1.83 \text{ cm}$$

$$u_{xN1}^{(p)} = \Phi_{xN1} \Gamma_{x1} d_1^{(p)} = 0.0255 \times 54.72 \times 1.83 = 2.56 \text{ cm}$$

Drift Değeri; $2.56/1280 = 0.002$



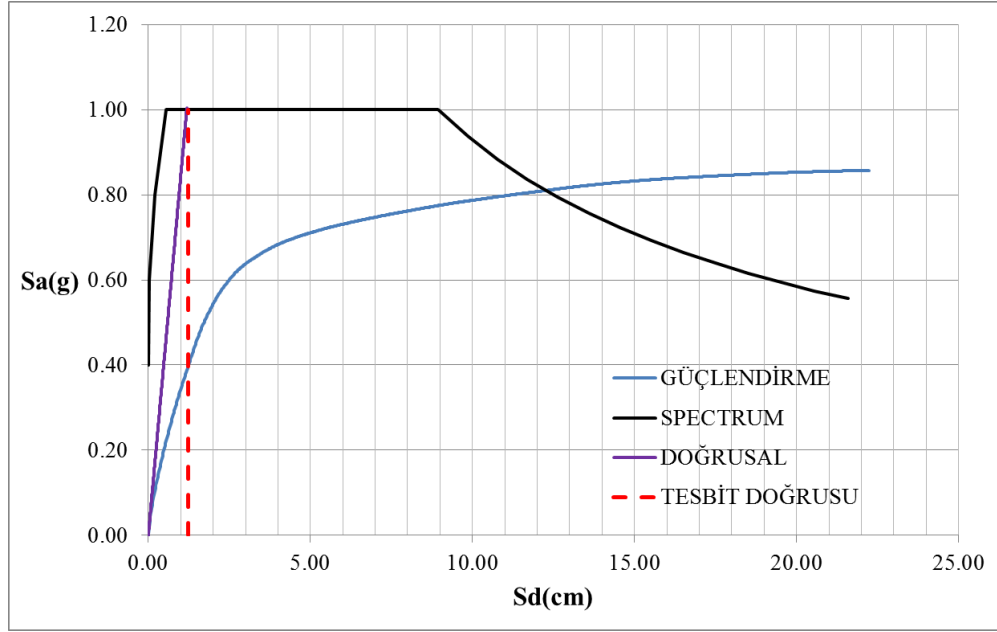
Şekil 4.102 : Aşılma Olasılığı %2 Olan Deprem İçin X Yönü Performans İtme Noktası.

$$C_{R1} = \frac{1 + (R_{y1} - 1)T_B/T_1^{(1)}}{R_{y1}} = \frac{1 + (1.87 - 1)0.6/0.23}{1.87} = 1.75$$

$$S_{di1} = C_{R1}S_{de1} = 1.75 \times 1.83 = 3.21 \text{ cm}$$

$$u_{xN1}^{(p)} = \Phi_{xN1} \Gamma_{x1} d_1^{(p)} = 0.0255 \times 54.72 \times 3.21 = 4.48 \text{ cm}$$

Drift Değeri; $4.48/1280 = 0.0035$



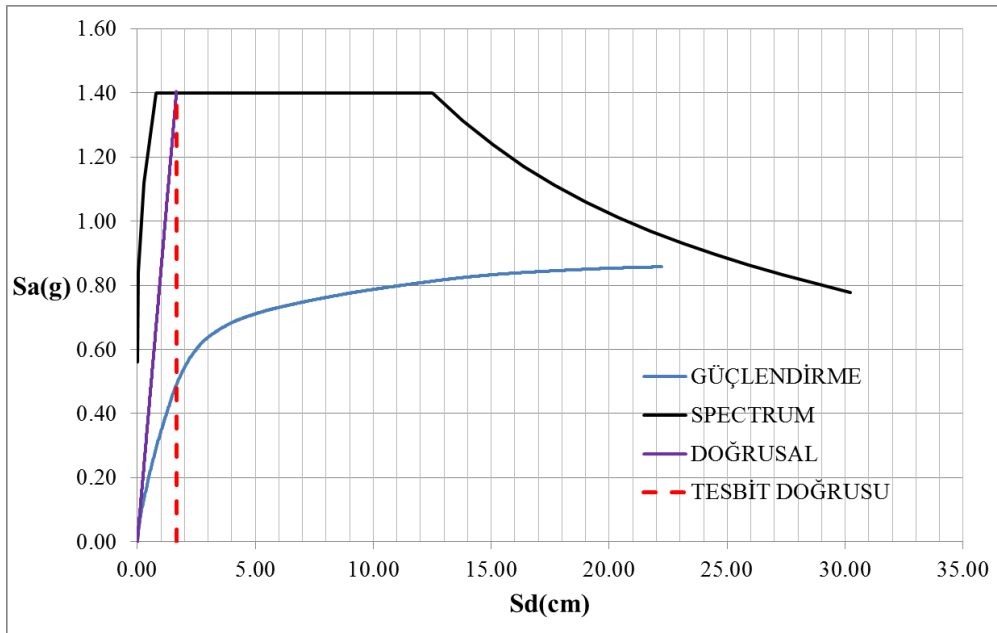
Şekil 4.103 : Aşılma Olasılığı %10 Olan Deprem İçin Y Yönü Performans İtme Noktası.

$$C_{R1} = \frac{1 + (R_{y1} - 1)T_B/T_1^{(1)}}{R_{y1}} = \frac{1 + (1.32 - 1)0.6/0.22}{1.32} = 1.41$$

$$S_{di1} = C_{R1}S_{de1} = 1.41 \times 1.18 = 1.66 \text{ cm}$$

$$u_{xN1}^{(p)} = \Phi_{xN1} \Gamma_{x1} d_1^{(p)} = 0.0255 \times 54.32 \times 1.66 = 2.3 \text{ cm}$$

Drift Değeri; $2.3/1280 = 0.0018$



Şekil 4.104 : Aşılma Olasılığı %2 Olan Deprem İçin Y Yönü Performans İtme Noktası.

$$C_{R1} = \frac{1 + (R_{y1} - 1)T_B/T_1^{(1)}}{R_{y1}} = \frac{1 + (1.84 - 1)0.6/0.22}{1.84} = 1.79$$

$$S_{di1} = C_{R1}S_{de1} = 1.79 \times 1.7 = 3.05 \text{ cm}$$

$$u_{xN1}^{(p)} = \Phi_{xN1} \Gamma_{x1} d_1^{(p)} = 0.0255 \times 54.32 \times 3.05 = 4.22 \text{ cm}$$

$$\text{Drift Değeri; } 4.22/1280 = 0.0033$$

4.6.3 TDY 2007'ye Göre Yapı Performans Değerlendirmesi

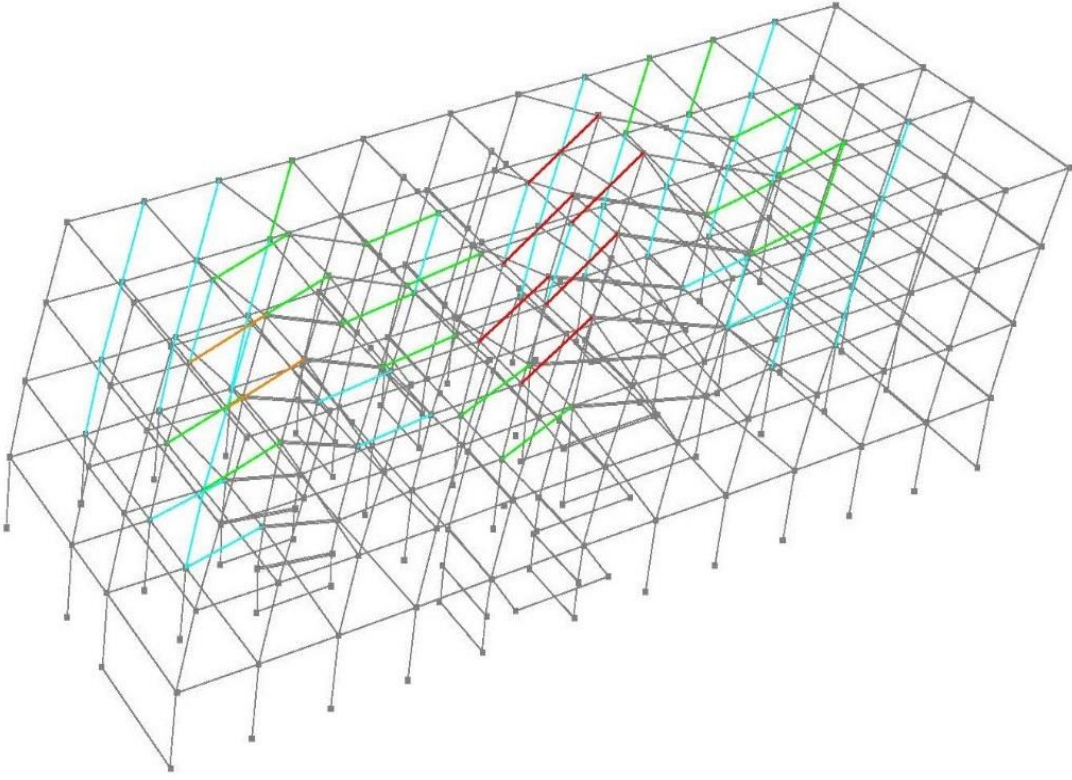
Güçlendirilmiş okul yapısı, bir önceki bölümde belirlenmiş olan performans itme noktalarına itilmiş ve eleman bazında limit kontrolleri takip eden sayfalarda her iki yön için ayrı ayrı sunulmuştur.

Bu bölümde, 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem için HK (Hemen Kullanım) performans seviyesi ve %2 olan deprem için CG (Can Güvenliği) performans seviyesi limitleri kontrol edilmiştir. Limit değerlere göre renk kodları oluşturulmuştur. Bu seviyelerde belirlenmiş limit değerleri aşan elemanlar kırmızı olarak görülecektir. Limit değerler altında kalan elemanların çalışma oranları ise farklı renklerle tanımlanarak sunulmuştur.

4.6.3.1 X Doğrultusu Analiz Sonucu Performans Değerlendirmesi

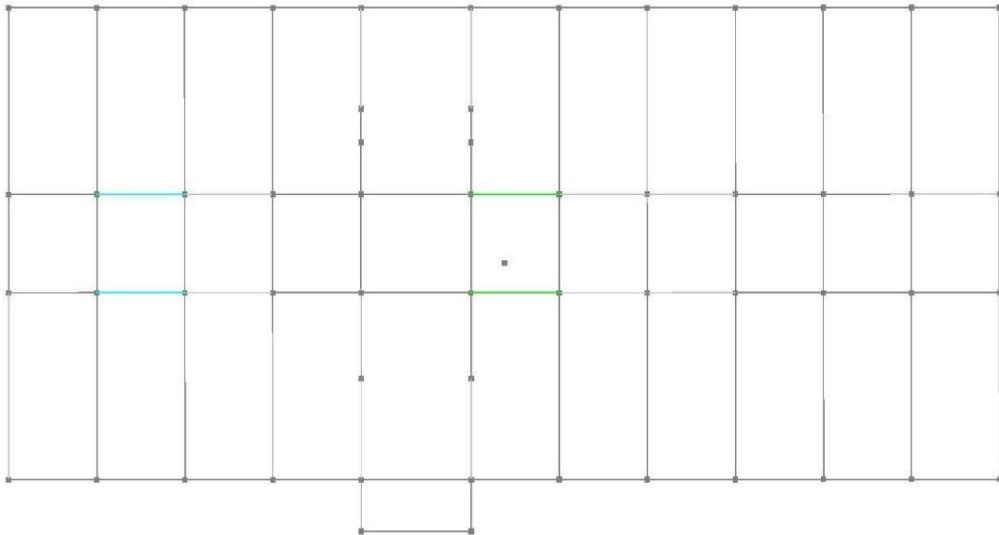
Hemen Kullanım Performans Seviyesi İçin Sonuçlar;

Bu bölümde, 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem için HK (Hemen Kullanım) performans seviyesi limitleri kontrol edilmiştir. Şekil 4.105 de X yönü HK limitleri için eleman çalışma oranları genel görünüm olarak sunulmuştur. Bu performans seviyesi için belirlenmiş limit değerleri aşan elemanlar kırmızı olarak görülecektir.

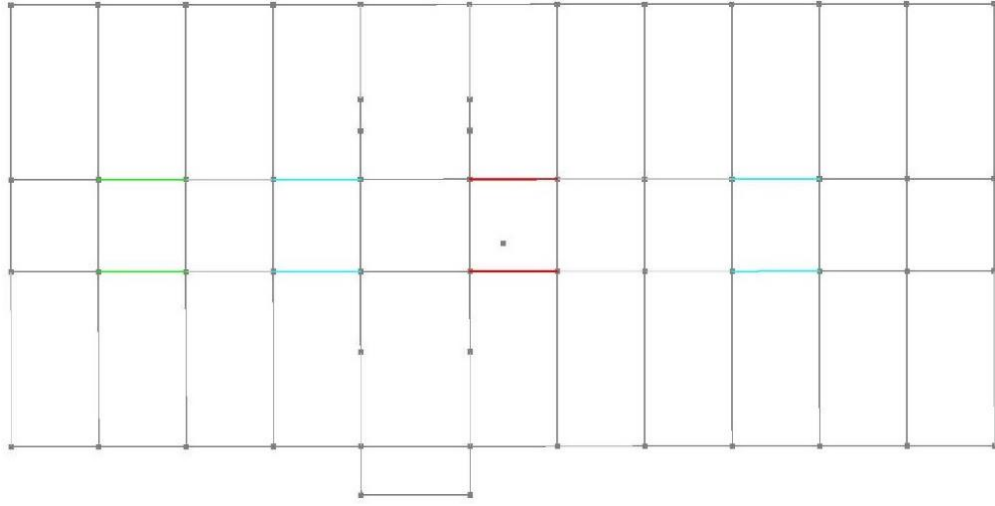


Şekil 4.105 : X Yönü HK Limitleri için Eleman Çalışma Oranları Genel Görünüm.

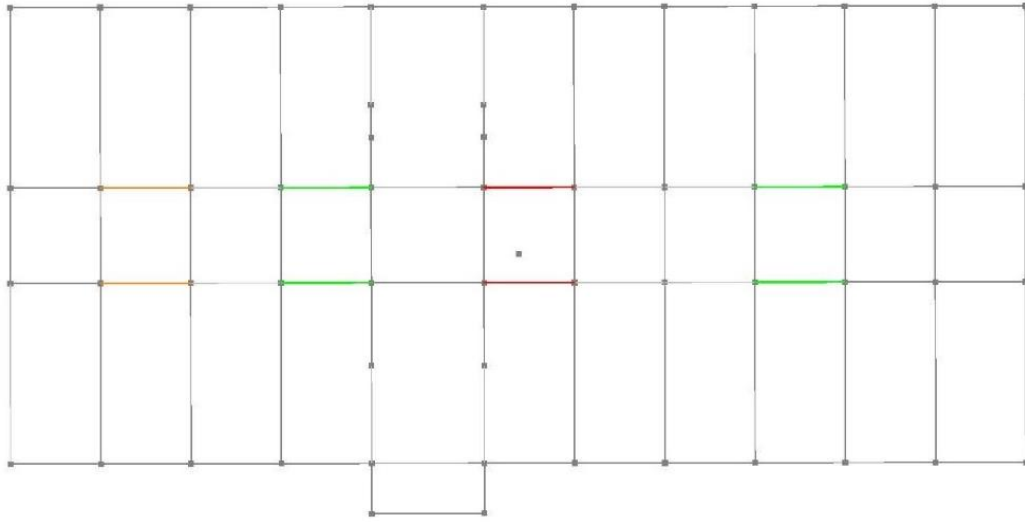
Hemen kullanım performans seviyesi için X yönü kiriş sonuçları kat bazında ayrıntılı olarak Şekil 4.106, Şekil 4.107, Şekil 4.108 ve Şekil 4.109’da gösterilmiştir.



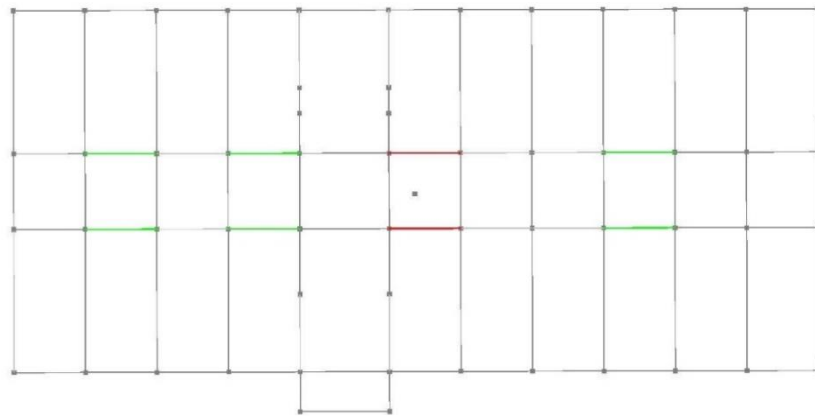
Şekil 4.106 : 1.Kat Kirişlerinin HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.



Şekil 4.107 : 2.Kat Kirişlerinin HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

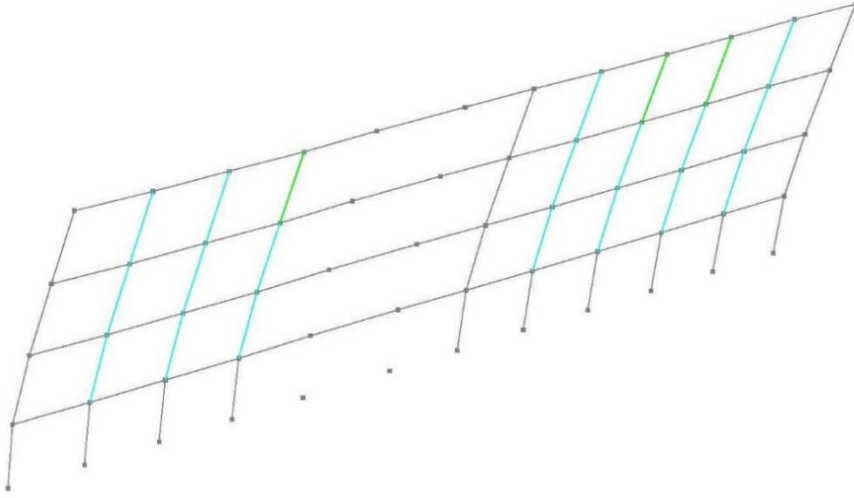


Şekil 4.108 : 3.Kat Kirişlerinin HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

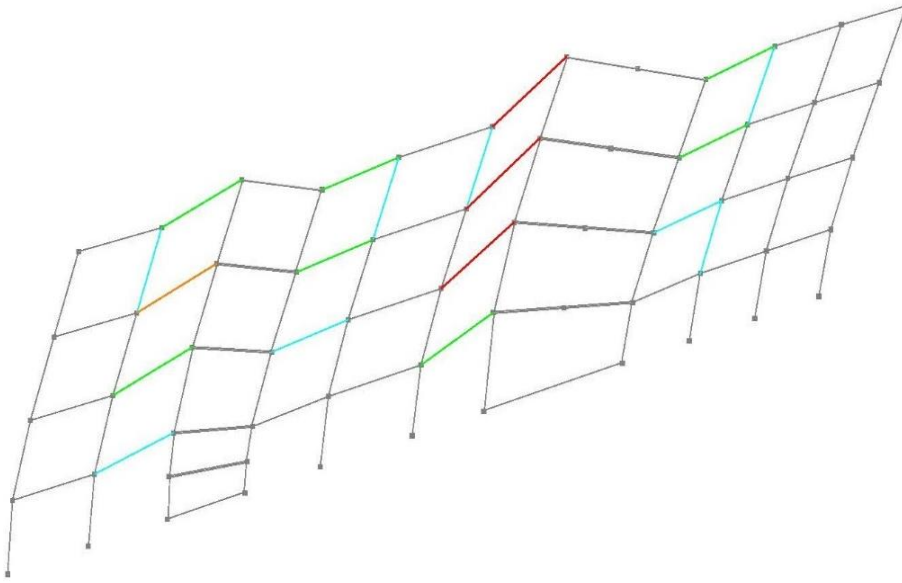


Şekil 4.109 : 4.Kat Kirişlerinin HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

X yönü kolon ve kiriş performans sonuçlarının beraber değerlendirilebilmesi için A ve B aksı analiz sonuçları Şekil 4.110 ve Şekil 4.111’de örnek olarak gösterilmiştir.



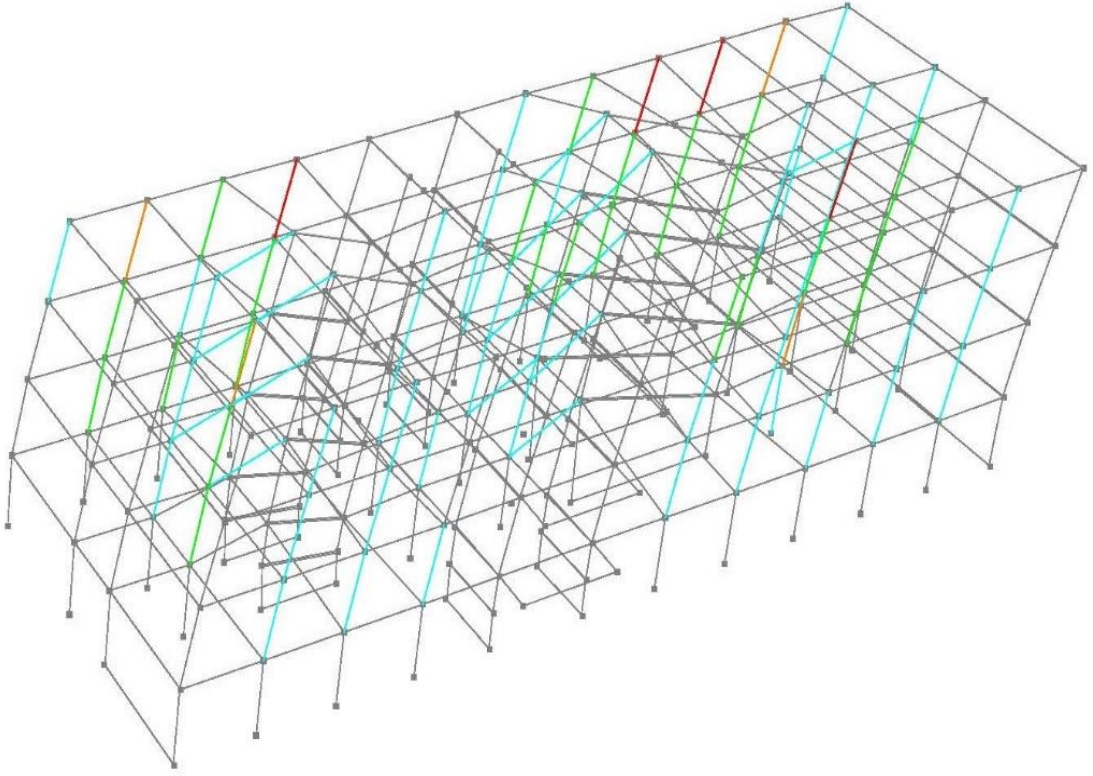
Şekil 4.110 : A Aksı HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.



Şekil 4.111 : B Aksı HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

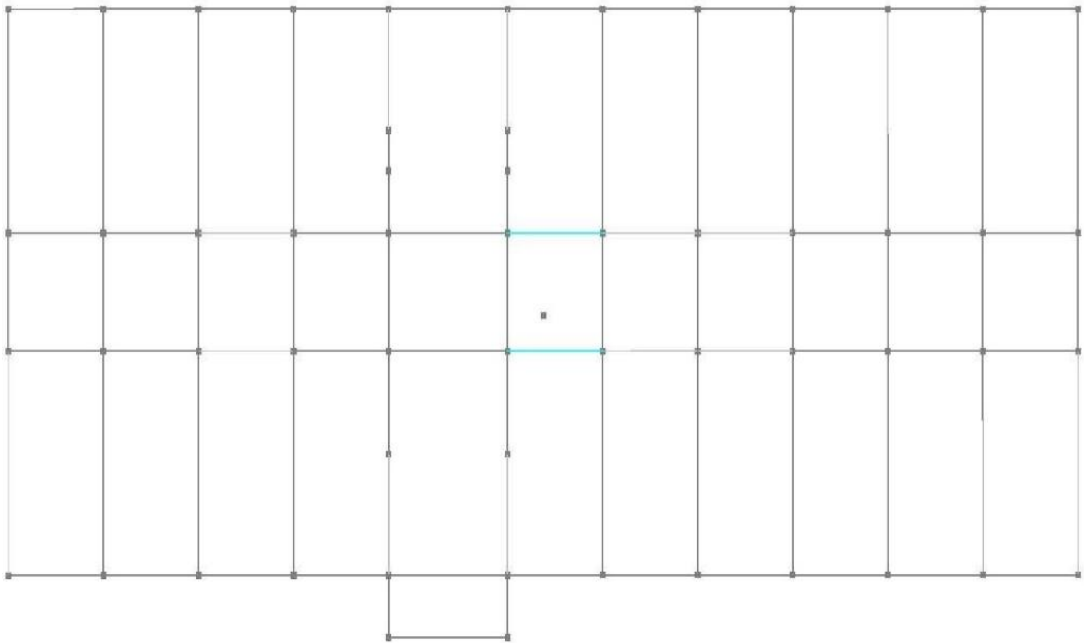
Can Güvenliği Performans Seviyesi İçin Sonuçlar;

Bu bölümde, 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan deprem için CG (Can Güvenliği) performans seviyesi limitleri kontrol edilmiştir. Şekil 4.112 de X yönü CG limitleri için eleman çalışma oranları genel görünüm olarak sunulmuştur. Bu performans seviyesi için belirlenmiş limit değerleri aşan elemanlar kırmızı olarak görülecektir.

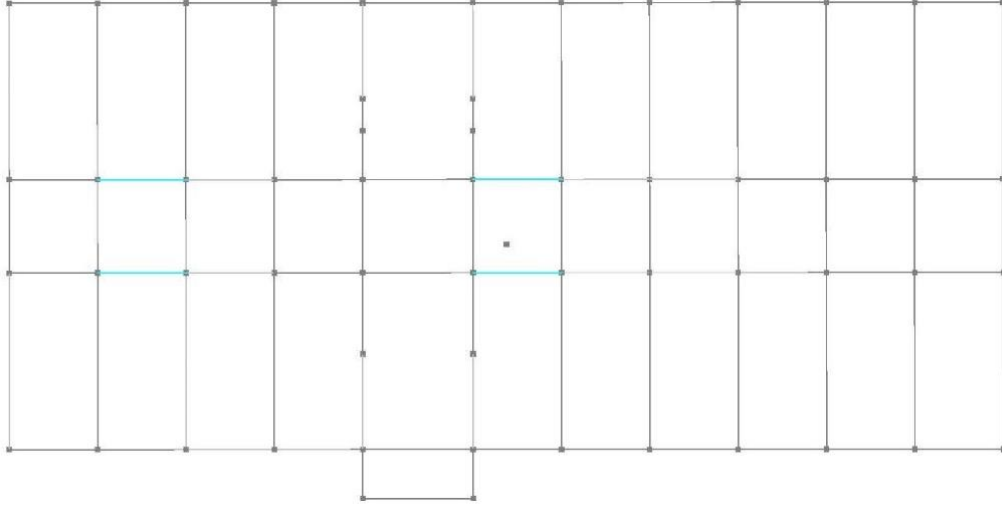


Şekil 4.112 : X Yönü CG Limitleri için Eleman Çalışma Oranları Genel Görünüm.

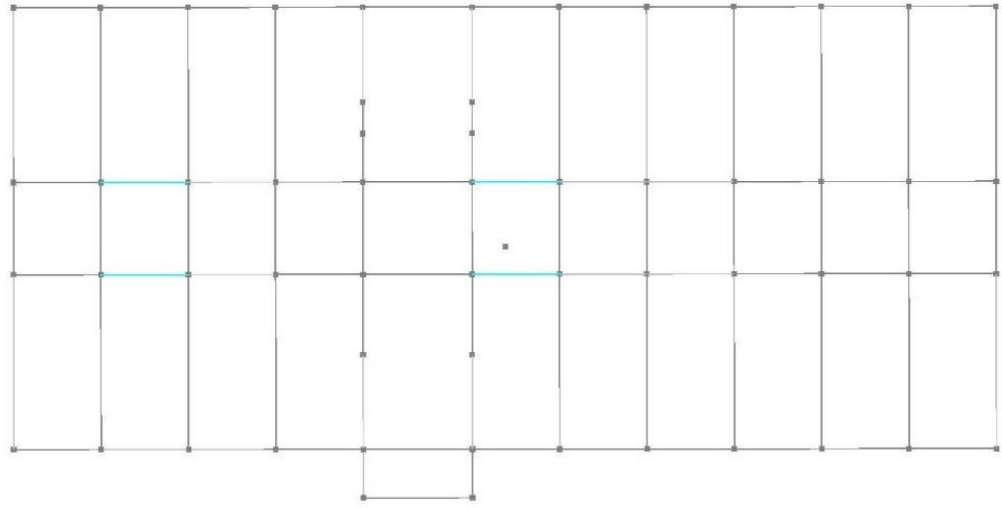
Hemen kullanım performans seviyesi için X yönü kiriş sonuçları kat bazında ayrıntılı olarak Şekil 4.113, Şekil 4.114, Şekil 4.115 ve Şekil 4.116’da gösterilmiştir.



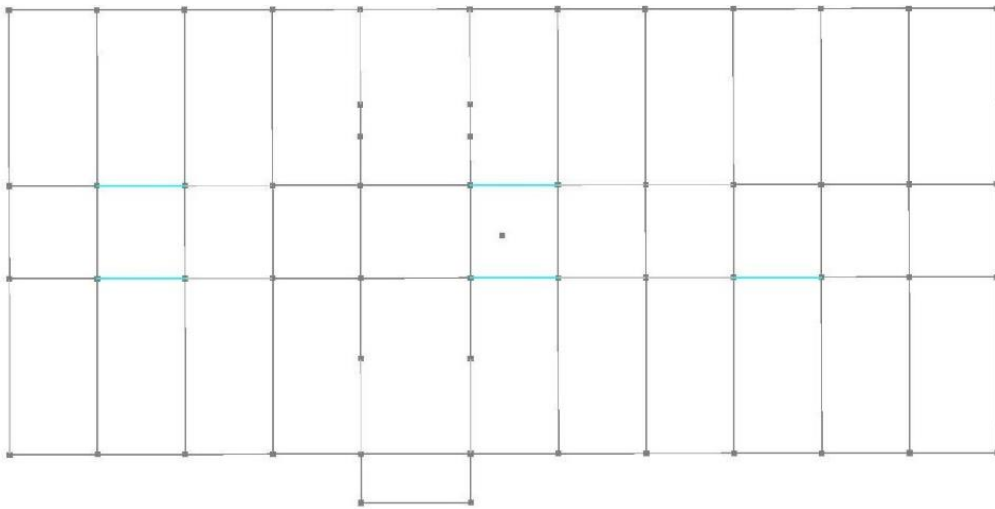
Şekil 4.113 : 1.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.



Şekil 4.114 : 2.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

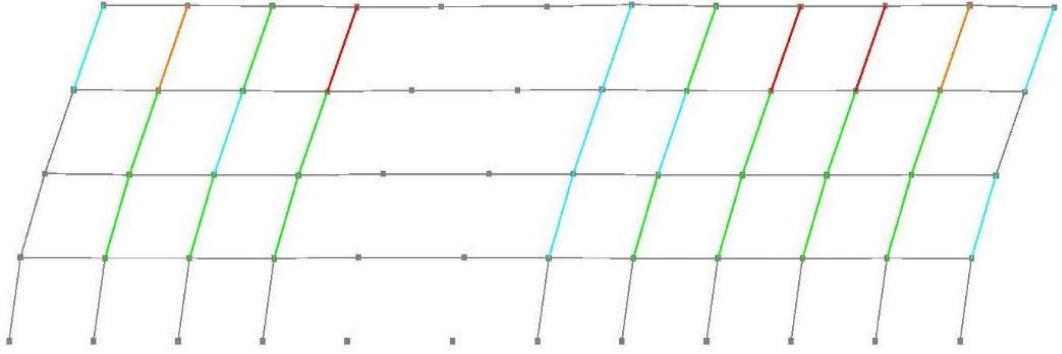


Şekil 4.115 : 3.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

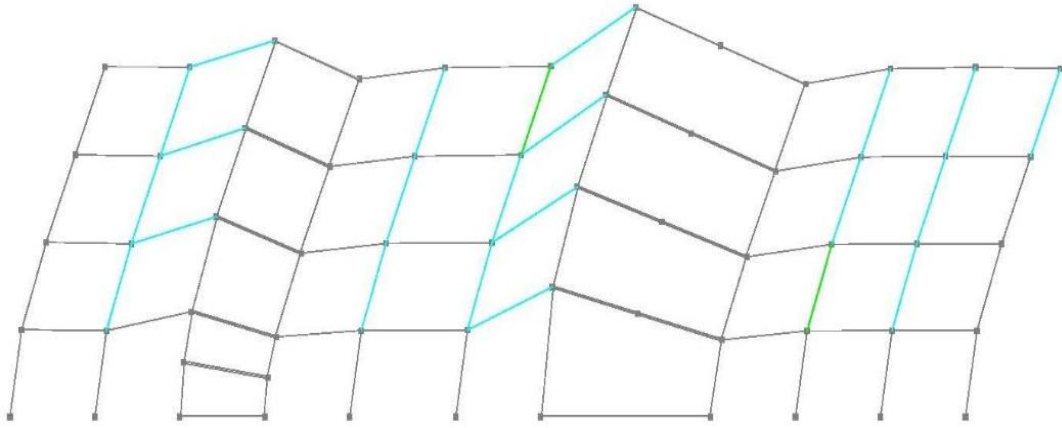


Şekil 4.116 : 4.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

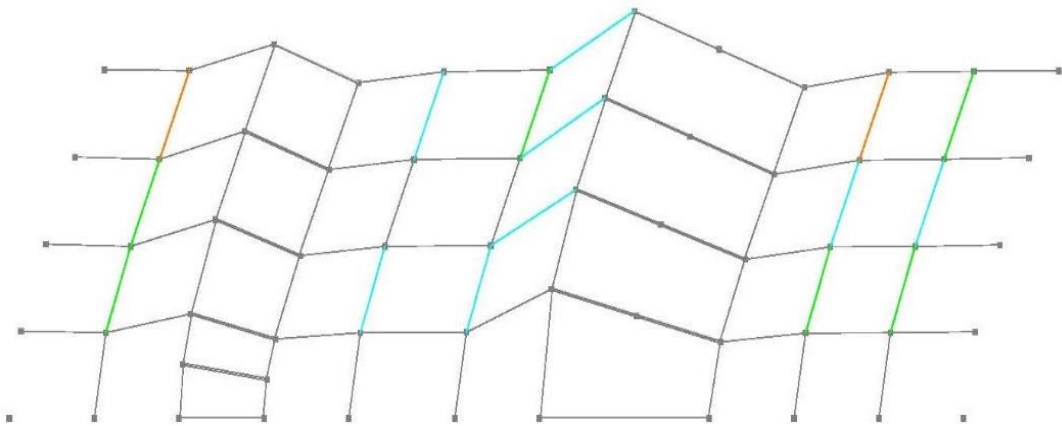
X yönü kolon ve kiriş performans sonuçlarının beraber değerlendirilebilmesi için A ve B aksı analiz sonuçları Şekil 4.117 ve Şekil 4.118’de örnek olarak gösterilmiştir. Kolonların performans limitlerinin göçme bölgesini de geçmediğini gösterebilmek adına için Şekil 4.119’de B aksı göçme bölgesi analiz sonuçları sunulmuştur.



Şekil 4.117 : A Aksı CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.



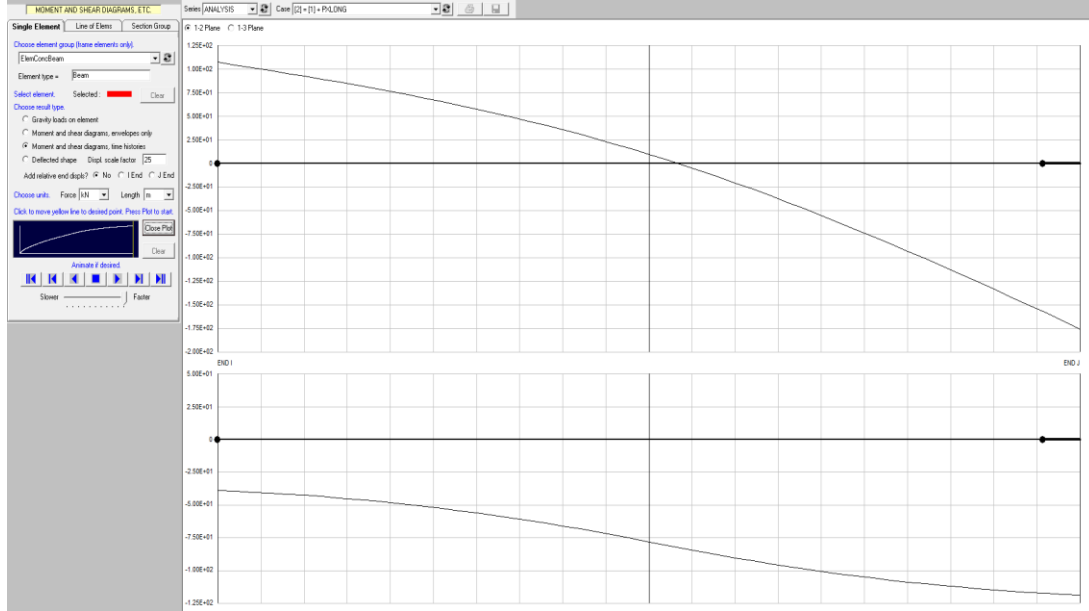
Şekil 4.118 : B Aksı CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.



Şekil 4.119 : B Aksı GÖ Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

4.6.4 Kirişte Kesme Kuvveti Kapasite Kontrolü

Güçlendirilmiş yapıda X yönünde kirişte oluşan maksimum kesme kuvveti Şekil 4.120’de gösterilmiştir.



Şekil 4.120 : Kiriş Maksimum Kesme Kuvveti Grafiği

Maksimum kesme kuvveti istemi:

$$V=125 \text{ kN}$$

Kesme kuvveti kapasitesi hesabında betonun ve çeliğin katkısı aşağıdaki hesapla dikkate alınmıştır.

Betonun katkısı:

$$f_{cm} = 0.35 * \sqrt{f_{cm}}$$

$$V_c = 0.8 * 0.65 * f_{cm} * b * d = 0.8 * 0.65 * 0.35 * \sqrt{12} * 300 * 700 = 132.40 \text{ kN}$$

Enine donatının katkısı:

Enine donatı 2φ8/10 cm

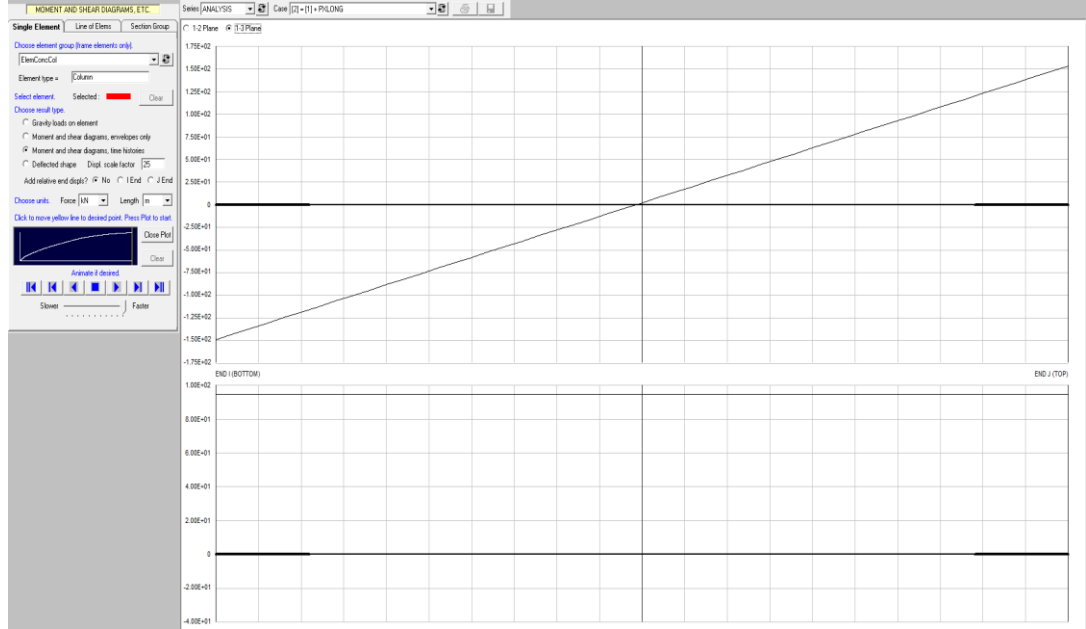
$$V_s = A_s * f_{ys} * \left(\frac{d}{s}\right) = 100 * 220 * \left(\frac{700 - 35}{100}\right) = 146.30 \text{ kN}$$

$$V_r = V_c + V_s = 132.40 + 146.30 = 278.70 \text{ kN} > 125 \text{ kN}$$

Kesit kesme kuvveti kapasitesi açısından yeterlidir.

4.6.5 Kolonda Kesme Kuvveti Kapasite Kontrolü

Güçlendirilmiş yapıda X yönünde kolonda oluşan maksimum kesme kuvveti Şekil 4.121’de gösterilmiştir.



Şekil 4.121 : Kolon Maksimum Kesme Kuvveti Grafiği

Maksimum kesme kuvveti istemi:

$$V=95 \text{ kN}$$

Kesme kuvveti kapasitesi hesabında betonun ve çeliğin katkısı aşağıdaki hesaplara dikkate alınmıştır.

Betonun katkısı:

$$\gamma = 0.07$$

$$N = 1100 \text{ kN}$$

$$V_c = 0.8 * 0.65 * f_{ctm} * b_w * d \left(1 + \gamma \frac{N}{A_c} \right)$$

$$= 0.8 * 0.65 * 0.35 * \sqrt{12} * 300 * 600 * \left(1 + 0.07 \frac{1100000}{180000} \right) = 162.03 \text{ kN}$$

Enine donatının katkısı:

Enine donatı 4φ8/10 cm

$$V_s = A_s f_{ys} \left(\frac{d}{s} \right) = 200 * 220 * \left(\frac{600 - 35}{100} \right) = 248.60 \text{ kN}$$

$$V_r = V_c + V_s = 162.03 + 248.60 = 410.63 \text{ kN} > 95 \text{ kN}$$

Kesit kesme kuvveti kapasitesi açısından yeterlidir.

4.6.6 Perdede Kesme Kuvveti Kapasite Kontrolü

Perde kesitlerinin kesme dayanımı V_r , TDY2007 Denk.(3.17) ile hesaplanacaktır.

$$V_r = A_{ch} (0.65 f_{ctd} + \rho_{sh} f_{ywd})$$

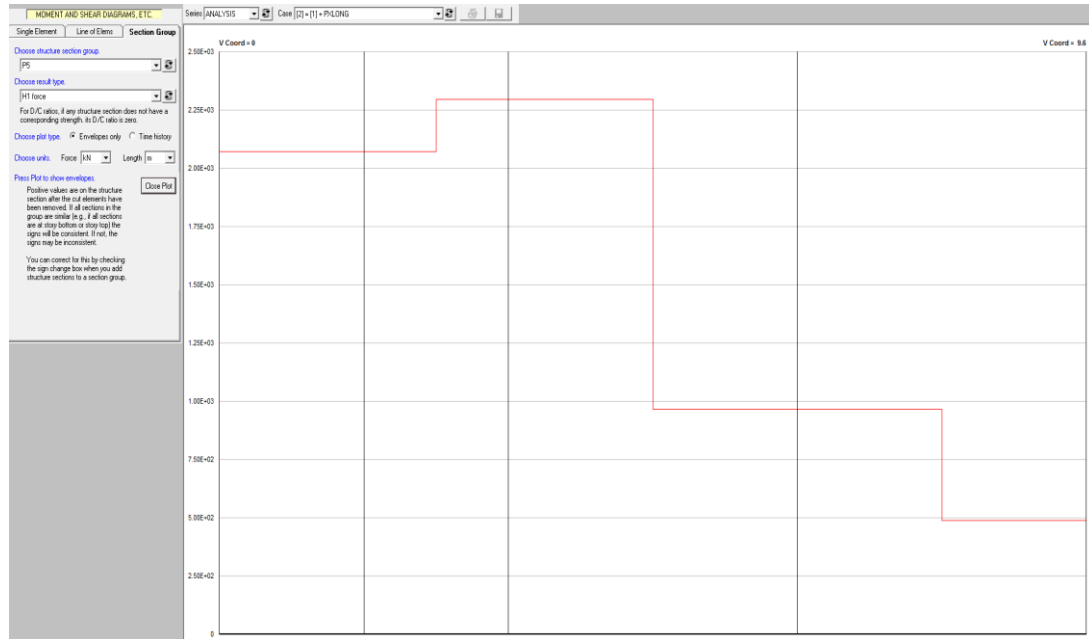
V_e tasarım kesme kuvveti aşağıdaki koşulları sağlayacaktır:

$$V_e \leq V_r$$

$$V_e \leq 0.22 A_{ch} f_{cd}$$

30x360 B /3-4 Aksı Perdesi:

Güçlendirilmiş yapıda X yönünde 30x360 tipindeki perdede oluşan maksimum kesme kuvveti Şekil 4.122’de gösterilmiştir.



Şekil 4.122 : 30x360 Perdesi Maksimum Kesme Kuvveti Grafiği

Maksimum perde kesme kuvveti $V_e = 2250 \text{ kN}$

Perde Boyutu: 30 x360 cm

Perde Gövde Boyu: 210 cm Seçilen perde yatay donatısı $\phi 12/15 \text{ cm}$,

$$\rho_{sh} = \frac{(210/15) * 1.13 * 2}{30 * 210} = 0.005$$

$$V_r = A_{ch} (0.65 f_{ctd} + \rho_{sh} f_{ywd}) = 0.3 * 0.6 (0.65 * 1280 + 0.005 * 365000) = 2869.60 \text{ kN}$$

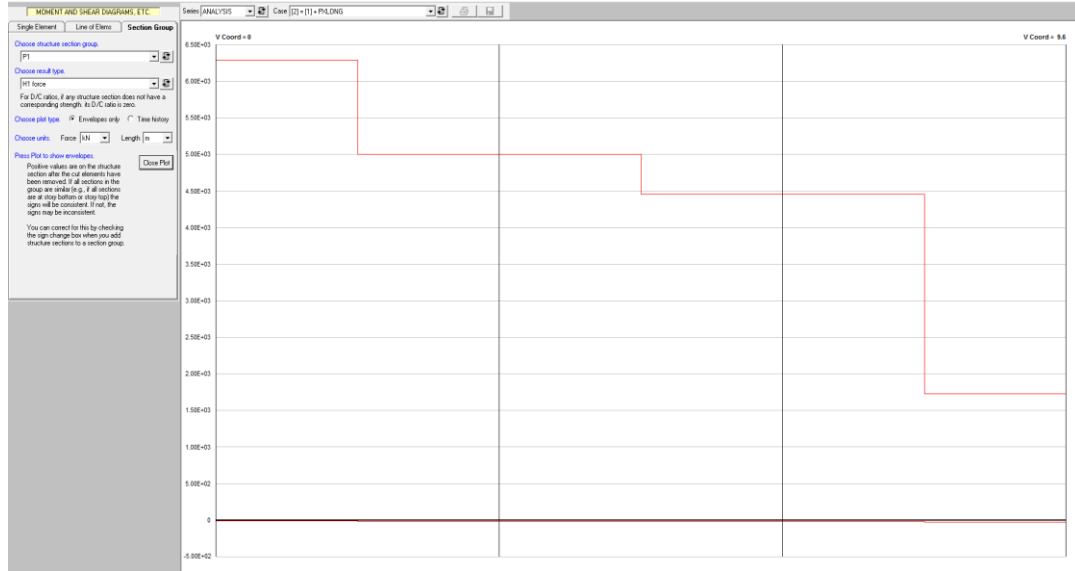
$$V_e = 2250 \text{ kN} \leq V_r = 2869.60 \text{ kN}$$

$$V_e = 2250 \text{ kN} \leq 0.22 * A_{ch} * f_{cd} = 0.22 * 0.3 * 3.6 * \frac{30000}{1.5} = 4752 \text{ kN}$$

30x360 perdesi kesme güvenliği sağlanmıştır.

30x720 B/7-9 Aksı Perdesi;

Güçlendirilmiş yapıda X yönünde 30x720 tipindeki perdede oluşan maksimum kesme kuvveti Şekil 4.123 'de gösterilmiştir.



Şekil 4.123 : 30x720 Perdesi Maksimum Kesme Kuvveti Grafiği

Maksimum perde kesme kuvveti $V_e = 6500 \text{ kN}$

Perde Boyutu: 30 x720 cm

Seçilen perde yatay donatısı $\phi 14/15 \text{ cm}$,

$$V_e = 6500 \text{ kN} \leq V_r = 7189 \text{ kN}$$

$$V_e = 6500 \text{ kN} \leq 0.22 * A_{ch} * f_{cd} = 9504 \text{ kN}$$

30x720 perdesi kesme güvenliği sağlanmıştır.

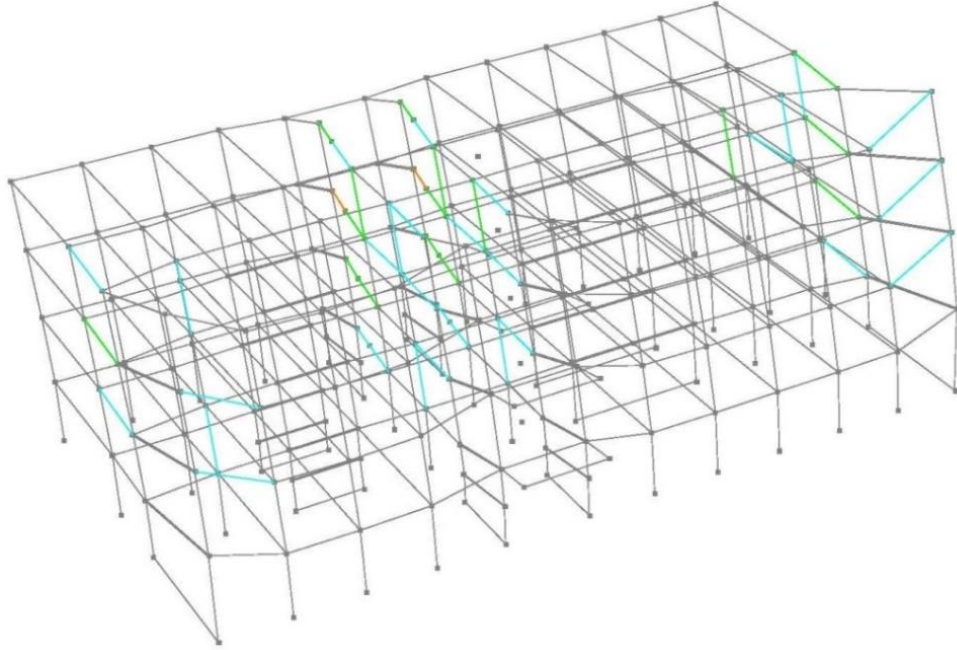
X Yönu İcin Performans Değerlendirmesi;

- Kolonlar ve perdeler için sonuçlar;
 - Yapıdaki kolonların ve perdelerin tümü aşıłma olasılığı %10 olan deprem için minimum hasar bölgesindedir.
 - 1.kat,2.kat ve 3.kattaki kolonların tümü aşıłma olasılığı %2 olan deprem için belirgin hasar bölgesindedir.
 - 4.kattaki kolonlardan sadece dört tanesi aşıłma olasılığı %2 olan deprem için ileri hasar bölgesindedir. Ancak bu kolonların taşıdığı kesme kuvvetlerinin tüm kat kesme kuvveti istemine oranı 0.14'dur.Bu oran TDY 2007 7.7.3 gereğince verilen üst sınır 0.4' ten küçüktür.
 - Yapıdaki perdelerin tümü aşıłma olasılığı %2 olan deprem için belirgin hasar bölgesindedir.
- Kirişler için sonuçlar;
 - 1. kattaki kirişlerin tümü aşıłma olasılığı %10 olan deprem için minimum hasar bölgesindedir.
 - 2. kat, 3.kat ve 4. kattaki kirişlerin sadece dört tanesi aşıłma olasılığı %10 olan deprem için belirgin hasar bölgesindedir. Bu kirişlerin tüm kat kirişlerine oranı 0.09' dur. Bu oran TDY 2007 7.7.2 gereğince verilen üst sınır 0.1' ten küçüktür.
 - Yapıdaki kirişlerin tümü aşıłma olasılığı %2 olan deprem için belirgin hasar bölgesindedir.
- Yapı analizi sonucunda perdelerin X yönu için 18440 kN olan toplam taban kesme kuvvetinin %91 ini karşıladığı görülmüştür.
- Sonuç olarak yapı X doğrultusunda aşıłma olasılığı %10 olan deprem için Hemen Kullanım, aşıłma olasılığı %2 olan deprem için ise Can Güvenlięi performans seviyelerini sağlamaktadır.

4.6.6.1 Y Doğrultusu Analiz Sonucu Performans Değerlendirmesi

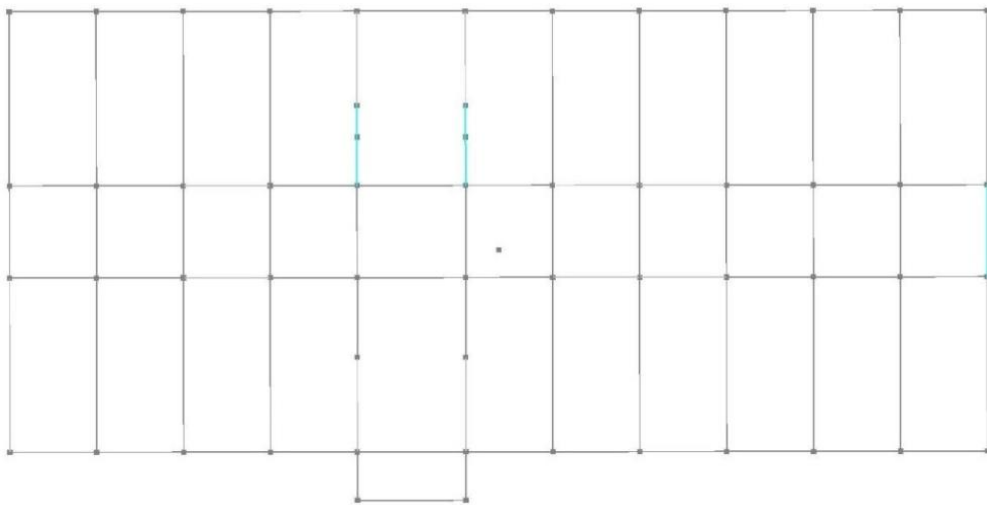
Hemen Kullanım Performans Seviyesi İçin Sonuçlar:

Bu bölümde, 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem için HK (Hemen Kullanım) performans seviyesi limitleri kontrol edilmiştir. Şekil 4.124’de Y yönü HK limitleri için eleman çalışma oranları genel görünüm olarak sunulmuştur. Bu performans seviyesi için belirlenmiş limit değerleri aşan elemanlar kırmızı olarak görülecektir.

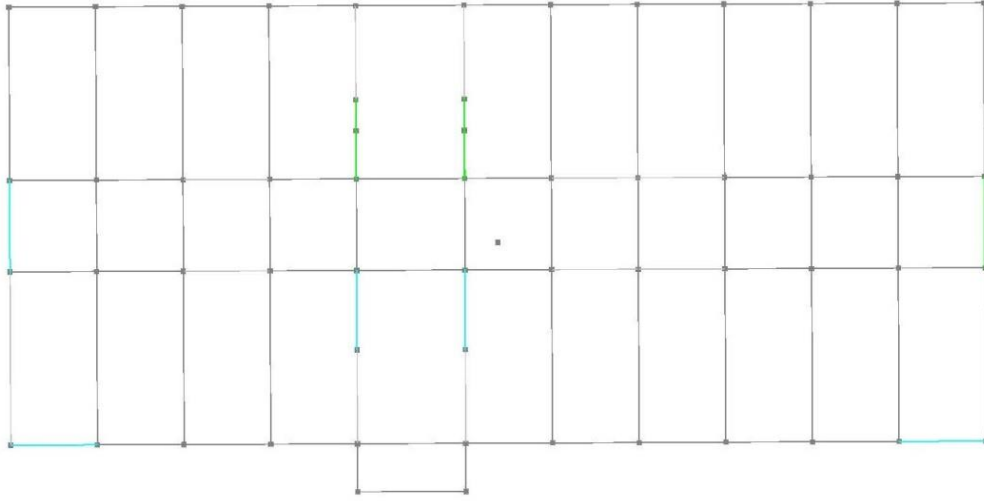


Şekil 4.124 : Y Yönü HK Limitleri için Eleman Çalışma Oranları Genel Görünüm.

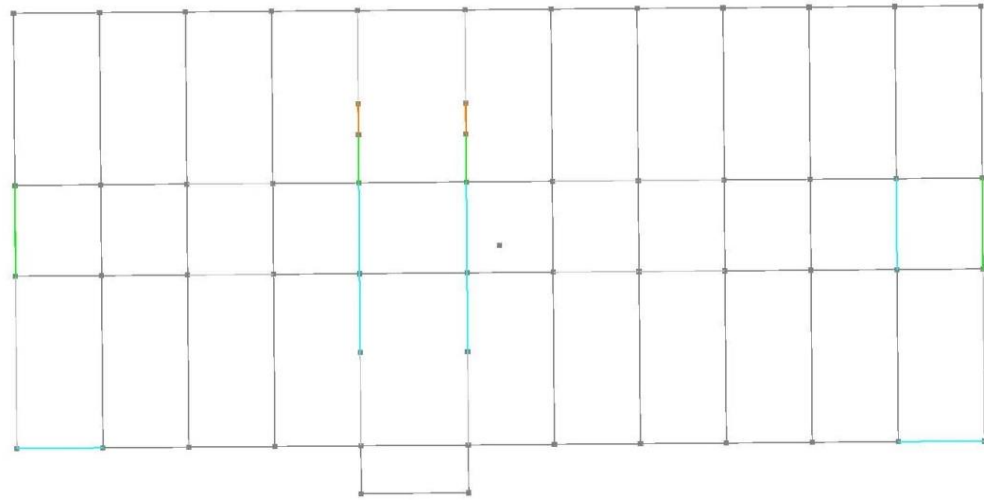
Hemen kullanım performans seviyesi için X yönü kiriş sonuçları kat bazında ayrıntılı olarak Şekil 4.125, Şekil 4.126, Şekil 4.127 ve Şekil 4.128’de gösterilmiştir.



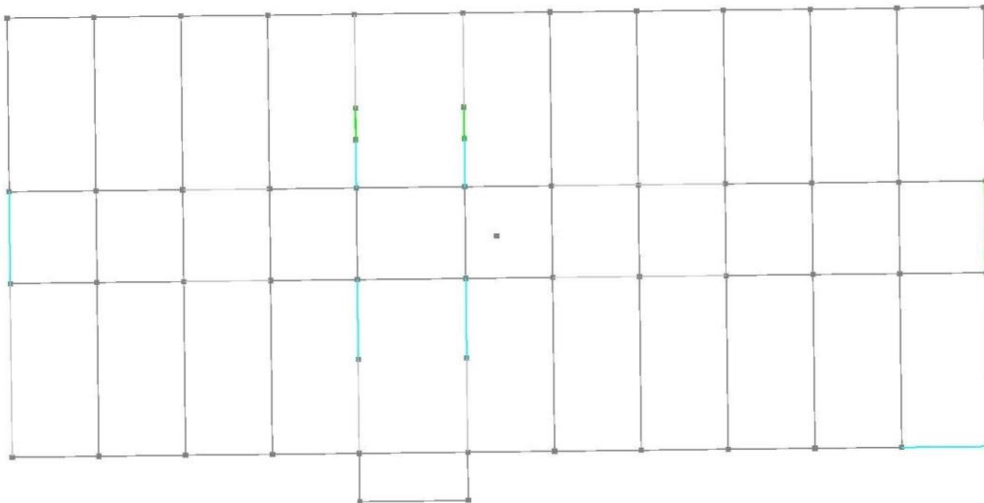
Şekil 4.125 : 1.Kat Kirişlerinin HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.



Şekil 4.126 : 2.Kat Kirişlerinin HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

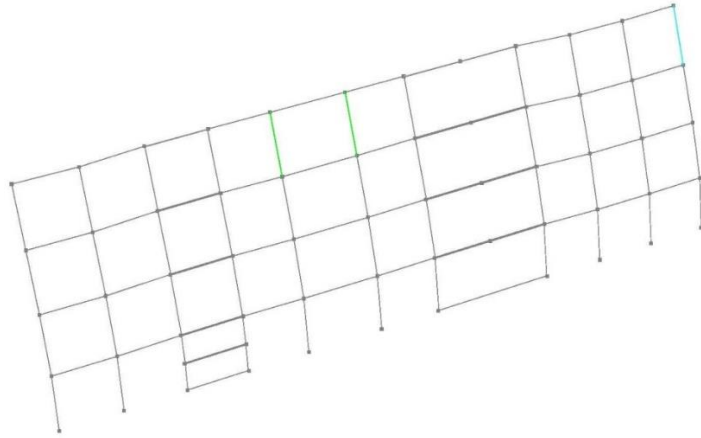


Şekil 4.127 : 3.Kat Kirişlerinin HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

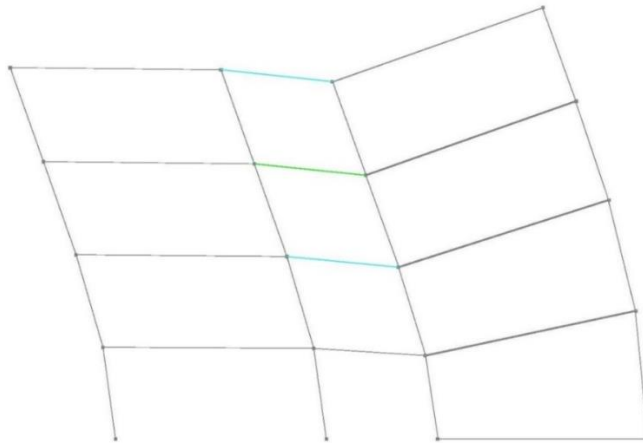


Şekil 4.128 : 1.Kat Kirişlerinin HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

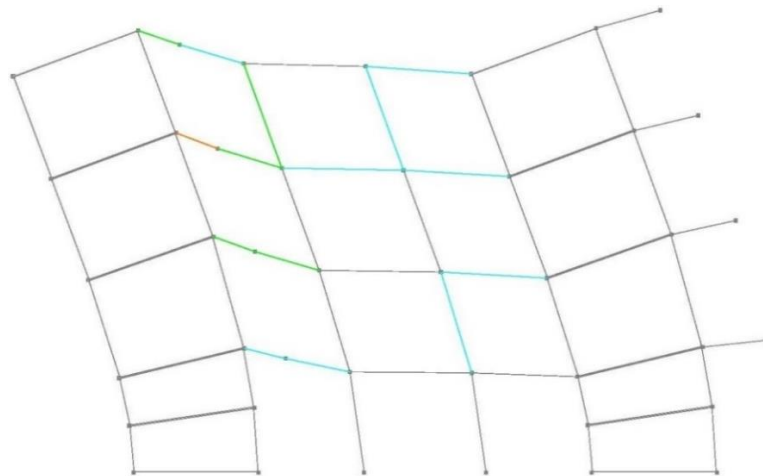
Y yönü kolon ve kiriş performans sonuçlarının beraber değerlendirilebilmesi için sırasıyla B, 1 ve 5 aksı analiz sonuçları Şekil 4.129, Şekil 4.130 ve Şekil 4.131’de örnek olarak gösterilmiştir.



Şekil 4.129 : B Aksı HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.



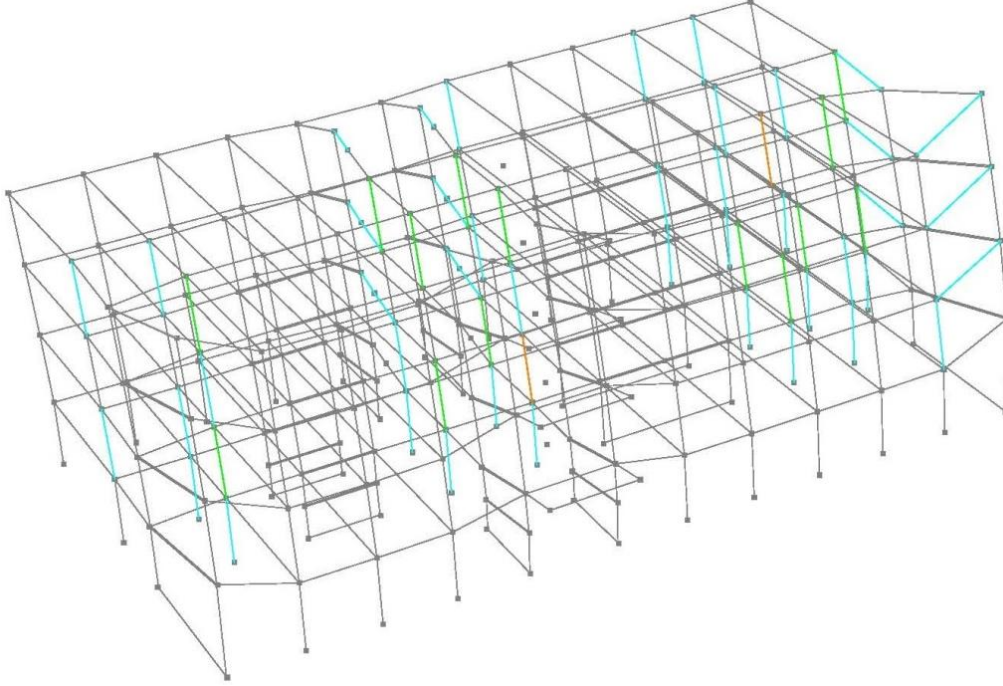
Şekil 4.130 : 1 Aksı HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.



Şekil 4.131 : 5 Aksı HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

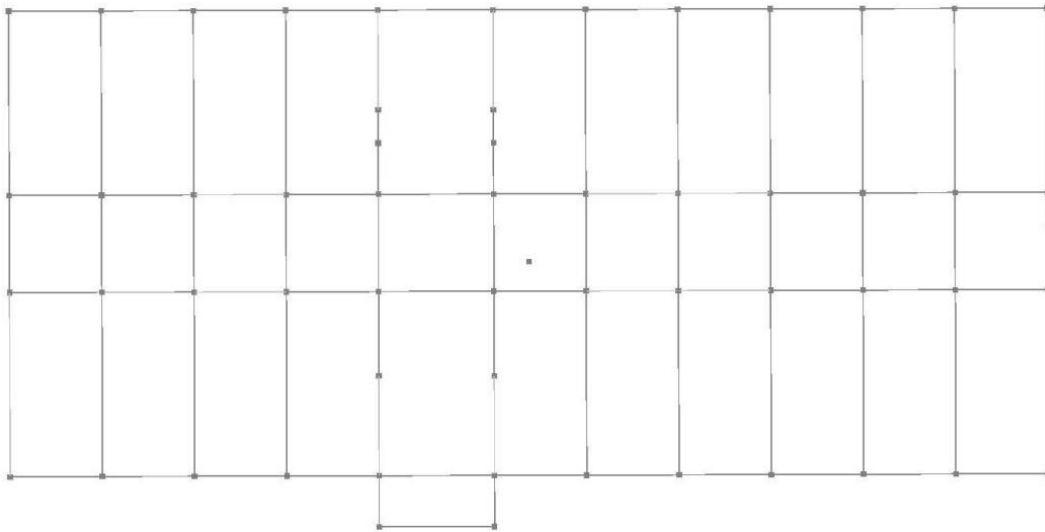
Can Güvenliği Performans Seviyesi İçin Sonuçlar;

Bu bölümde, 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan deprem için CG (Can Güvenliği) performans seviyesi limitleri kontrol edilmiştir. Şekil 4.132 de Y yönü CG limitleri için eleman çalışma oranları genel görünüm olarak sunulmuştur. Bu performans seviyesi için belirlenmiş limit değerleri aşan elemanlar kırmızı olarak görülecektir.

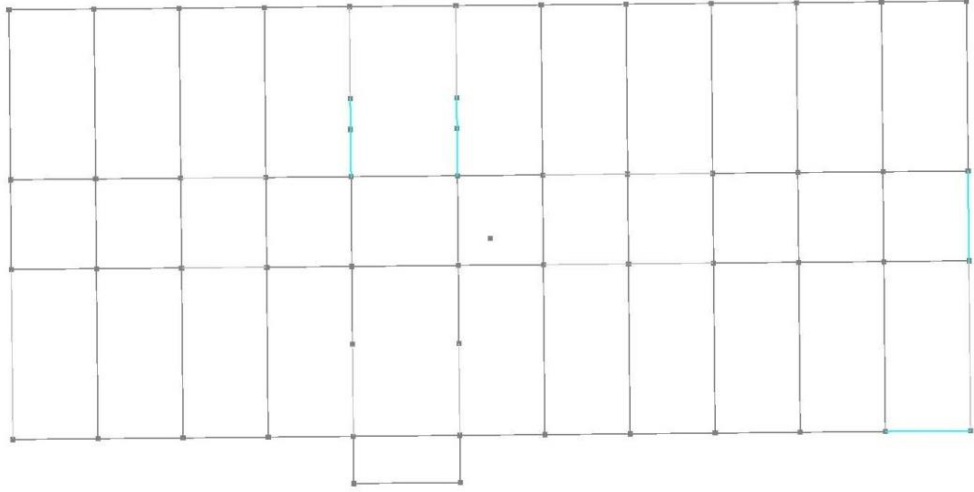


Şekil 4.132 : Y Yönü CG Limitleri için Eleman Çalışma Oranları Genel Görünüm.

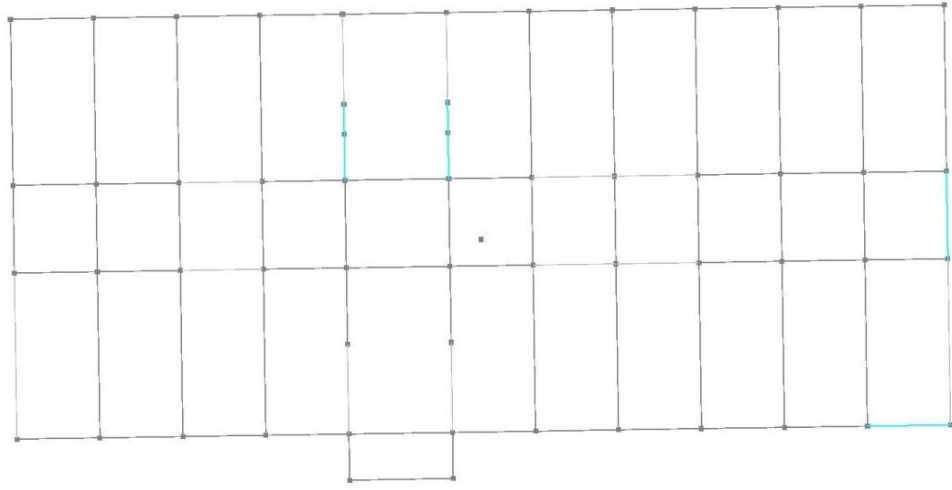
Hemen kullanım performans seviyesi için X yönü kiriş sonuçları kat bazında ayrıntılı olarak Şekil 4.133, Şekil 4.134, Şekil 4.135 ve Şekil 4.136’da gösterilmiştir.



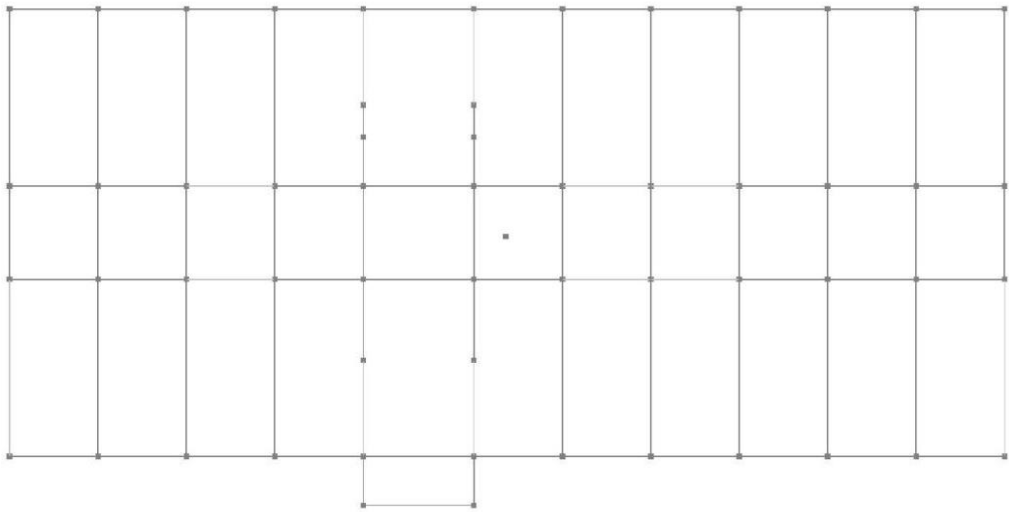
Şekil 4.133 : 1.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.



Şekil 4.134 : 2.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.



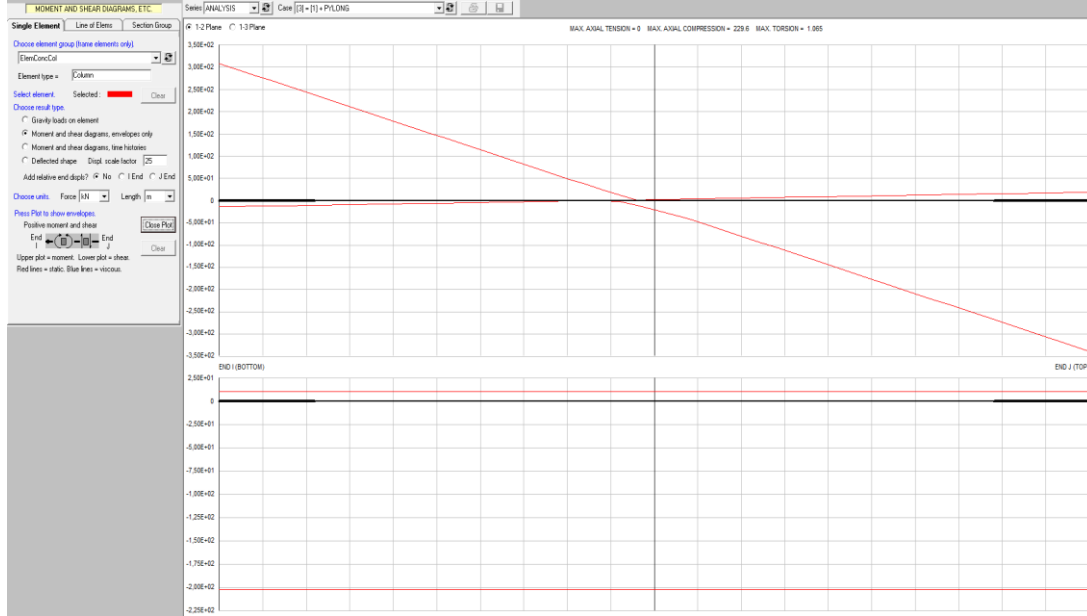
Şekil 4.135 : 3.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.



Şekil 4.136 : 4.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

4.6.7 Kirişte Kesme Kuvveti Kapasite Kontrolü

Güçlendirilmiş yapıda Y yönünde kirişte oluşan maksimum kesme kuvveti Şekil 4.137’de gösterilmiştir.



Şekil 4.137 : Kiriş Maksimum Kesme Kuvveti Grafiği

Maksimum kesme kuvveti istemi:

$$V=210 \text{ kN}$$

Kesme kuvveti kapasitesi hesabında betonun ve çeliğin katkısı aşağıdaki hesapla dikkate alınmıştır.

Betonun katkısı:

$$f_{cm} = 0.35 * \sqrt{f_{cm}}$$

$$V_c = 0.8 * 0.65 * f_{cm} * b * d = 0.8 * 0.65 * 0.35 * \sqrt{12} * 300 * 700 = 132.40 \text{ kN}$$

Enine donatının katkısı:8

Enine donatı 2φ8/10 cm

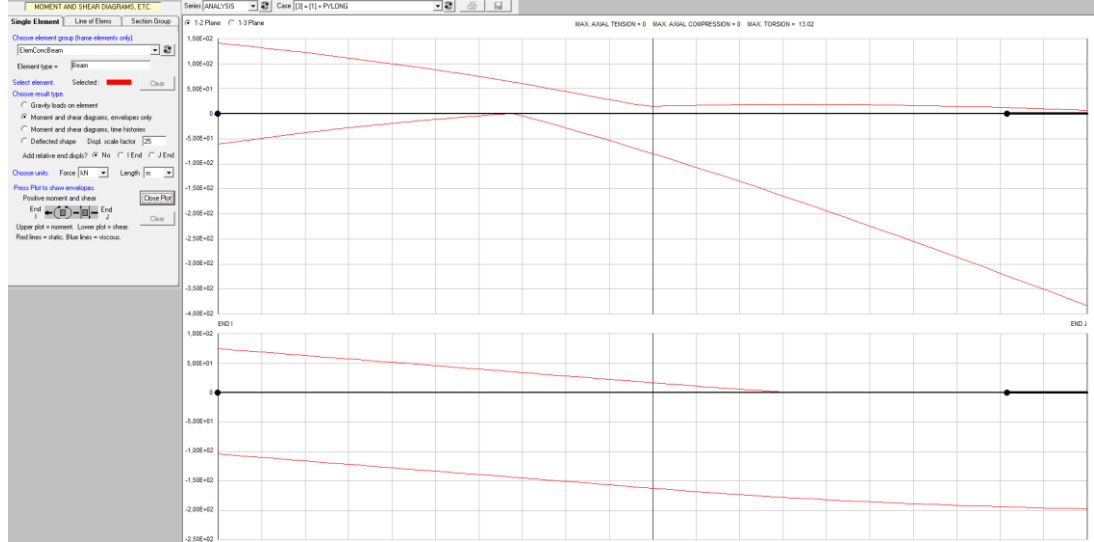
$$V_s = A_s * f_{ys} * \left(\frac{d}{s} \right) = 100 * 220 * \left(\frac{700 - 35}{100} \right) = 146.30 \text{ kN}$$

$$V_r = V_c + V_s = 132.40 + 146.30 = 278.70 \text{ kN} > 210 \text{ kN}$$

Kesit kesme kuvveti kapasitesi açısından yeterlidir.

4.6.8 Kolonda Kesme Kuvveti Kapasite Kontrolü

Güçlendirilmiş yapıda Y yönünde kolonda oluşan maksimum kesme kuvveti Şekil 4.138’de gösterilmiştir.



Şekil 4.138 : Kolon Maksimum Kesme Kuvveti Grafiği

Maksimum kesme kuvveti istemi:

$$V=200 \text{ kN}$$

Betonun katkısı:

$$\gamma = 0.07$$

$$N = 900 \text{ kN}$$

$$V_c = 0.8 * 0.65 * f_{ctm} * b_w * d \left(1 + \gamma \frac{N}{A_c} \right)$$

$$= 0.8 * 0.65 * 0.35 * \sqrt{12} * 300 * 600 * \left(1 + 0.07 \frac{900000}{180000} \right) = 153.20 \text{ kN}$$

Enine donatının katkısı:

Enine donatı 4φ8/10 cm

$$V_s = A_s f_{ys} \left(\frac{d}{s} \right) = 200 * 220 * \left(\frac{600 - 35}{100} \right) = 248.60 \text{ kN}$$

$$V_r = V_c + V_s = 153.20 + 248.60 = 401.80 \text{ kN} > 200 \text{ kN}$$

Kesit kesme kuvveti kapasitesi açısından yeterlidir.

4.6.9 Perdede Kesme Kuvveti Kapasite Kontrolü

Perde kesitlerinin kesme dayanımı V_r , TDY2007 Denk.(3.17) ile hesaplanacaktır.

$$V_r = A_{ch} (0.65 f_{ctd} + \rho_{sh} f_{ywd})$$

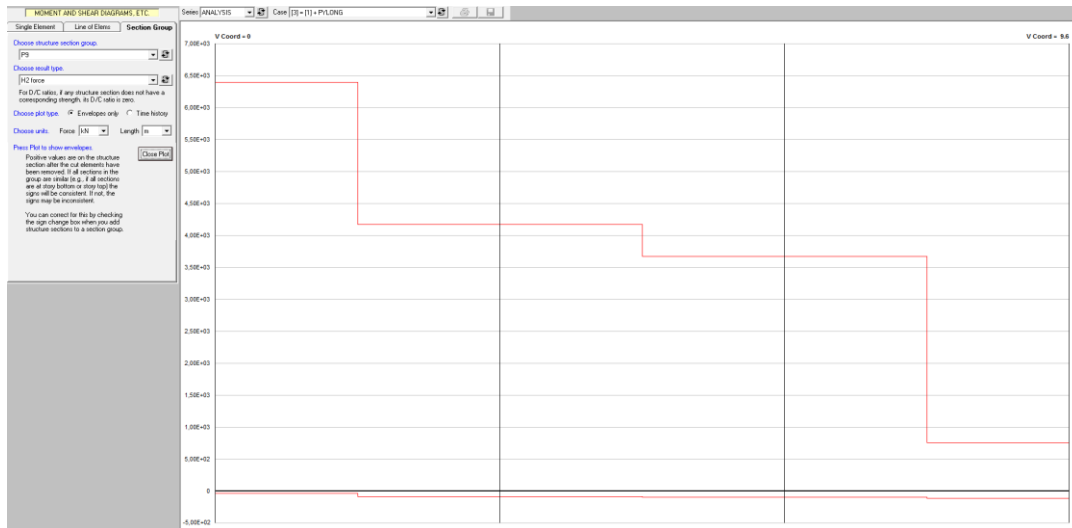
V_e tasarım kesme kuvveti aşağıdaki koşulları sağlayacaktır:

$$V_e \leq V_r$$

$$V_e \leq 0.22 A_{ch} f_{cd}$$

30x720 1 /C-D Aksı Perdesi;

Güçlendirilmiş yapıda Y yönünde 30x720 tipindeki perdede oluşan maksimum kesme kuvveti Şekil 4.139’da gösterilmiştir.



Şekil 4.139 : 30x720 Perdesi Maksimum Kesme Kuvveti Grafiği

Maksimum perde kesme kuvveti $V_e = 6500$ kN

Perde Boyutu: 30 x720 cm

Seçilen perde yatay donatısı $\phi 14/15$ cm,

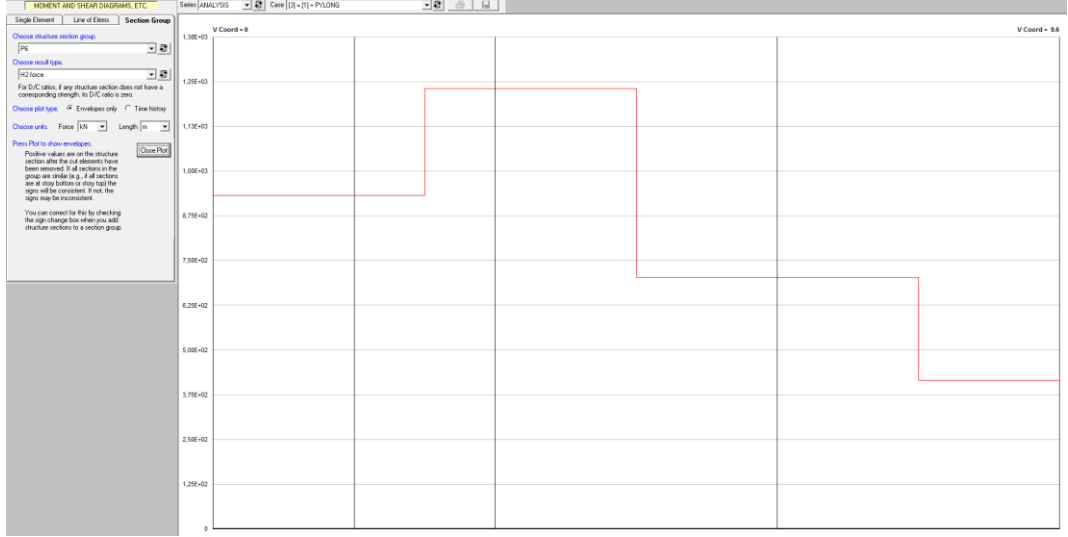
$$V_e = 6500 \text{ kN} \leq V_r = 7189 \text{ kN}$$

$$V_e = 6500 \text{ kN} \leq 0.22 * A_{ch} * f_{cd} = 9504 \text{ kN}$$

30x720 perdesi kesme güvenliği sağlanmıştır.

30x390 5 /C-D aksı perdesi;

Güçlendirilmiş yapıda Y yönünde 30x390 tipindeki perdelerde oluşan maksimum kesme kuvvetleri Şekil 4.140 ve Şekil 4.141’de gösterilmiştir.



Şekil 4.140 : 30x390 Perdesi Maksimum Kesme Kuvveti Grafiği

Maksimum perde kesme kuvveti $V_e = 1250 \text{ kN}$

Perde Boyutu: 30 x390 cm

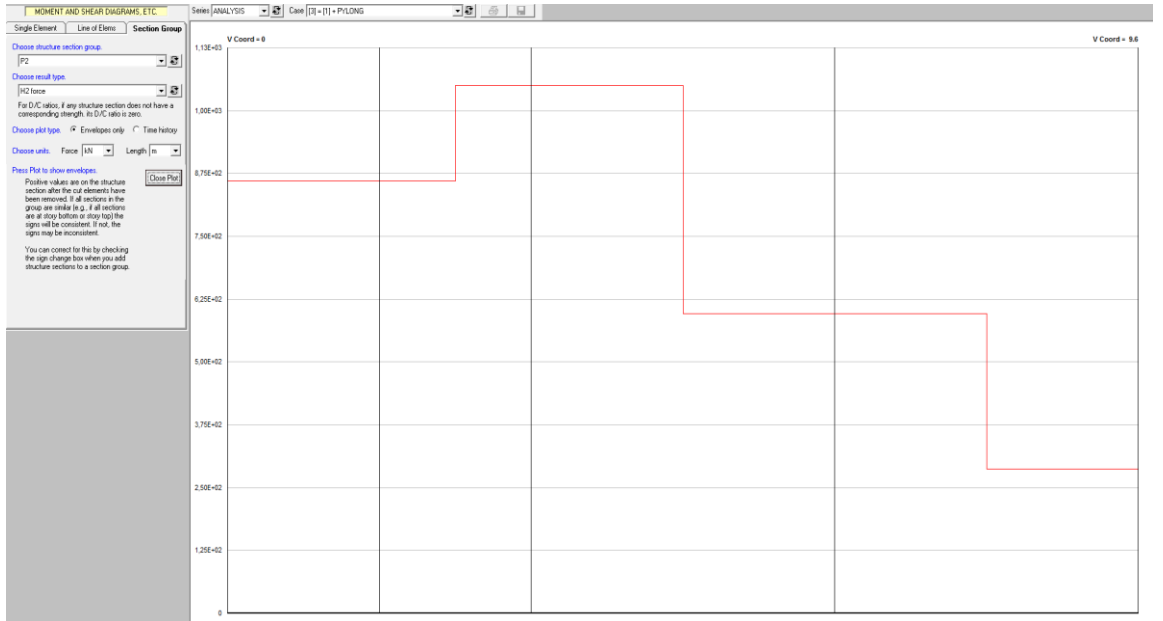
Seçilen perde yatay donatısı $\phi 12/15 \text{ cm}$,

$$V_e = 1250 \text{ kN} \leq V_r = 3120 \text{ kN}$$

$$V_e = 1250 \text{ kN} \leq 0.22 * A_{ch} * f_{cd} = 5148 \text{ kN}$$

30x390 perdesi kesme güvenliği sağlanmıştır.

30x390 5 /A-B Aksı Perdesi:



Şekil 4.141 : 30x390 Perdesi Maksimum Kesme Kuvveti Grafiği

Maksimum perde kesme kuvveti $V_e = 1130$ kN

Perde Boyutu: 30 x390 cm

Mevcut perde yatay donatısı $\phi 10/20$ cm,

$$V_e = 1130 \text{ kN} \leq V_r = 1200 \text{ kN}$$

$$V_e = 1130 \text{ kN} \leq 0.22 * A_{ch} * f_{cd} = 2060 \text{ kN}$$

30x390 perdesi kesme güvenliği sağlanmıştır.

Y Yönü İçin Performans Değerlendirmesi;

- Kolonlar ve perdeler için sonuçlar;
 - Yapıdaki kolonların ve perdelerin tümü aşılma olasılığı %10 olan deprem için minimum hasar bölgesindedir.
 - Yapıdaki kolonların ve perdelerin tümü aşılma olasılığı %2 olan deprem için belirgin hasar bölgesindedir.
- Kirişler için sonuçlar;
 - Yapıdaki kirişlerin tümü aşılma olasılığı %10 olan deprem için minimum hasar bölgesindedir.
 - Yapıdaki kirişlerin tümü aşılma olasılığı %2 olan deprem için belirgin hasar bölgesindedir.
- Yapı analizi sonucunda perdelerin Y yönü için 18420 kN olan toplam taban kesme kuvvetinin %89 unu karşıladığı görülmüştür.
- Sonuç olarak yapı Y doğrultusunda aşılma olasılığı %10 olan deprem için Hemen Kullanım, aşılma olasılığı %2 olan deprem için ise Can Güvenliği performans seviyelerini sağlamaktadır.

5. MEVCUT YAPININ VE TEMEL BAĞLANTISI YARI RİJİT KABUL EDİLEN GÜÇLENDİRİLMİŞ YAPININ KIRILGANLIK EĞRİLERİNİN OLUŞTURULMASI

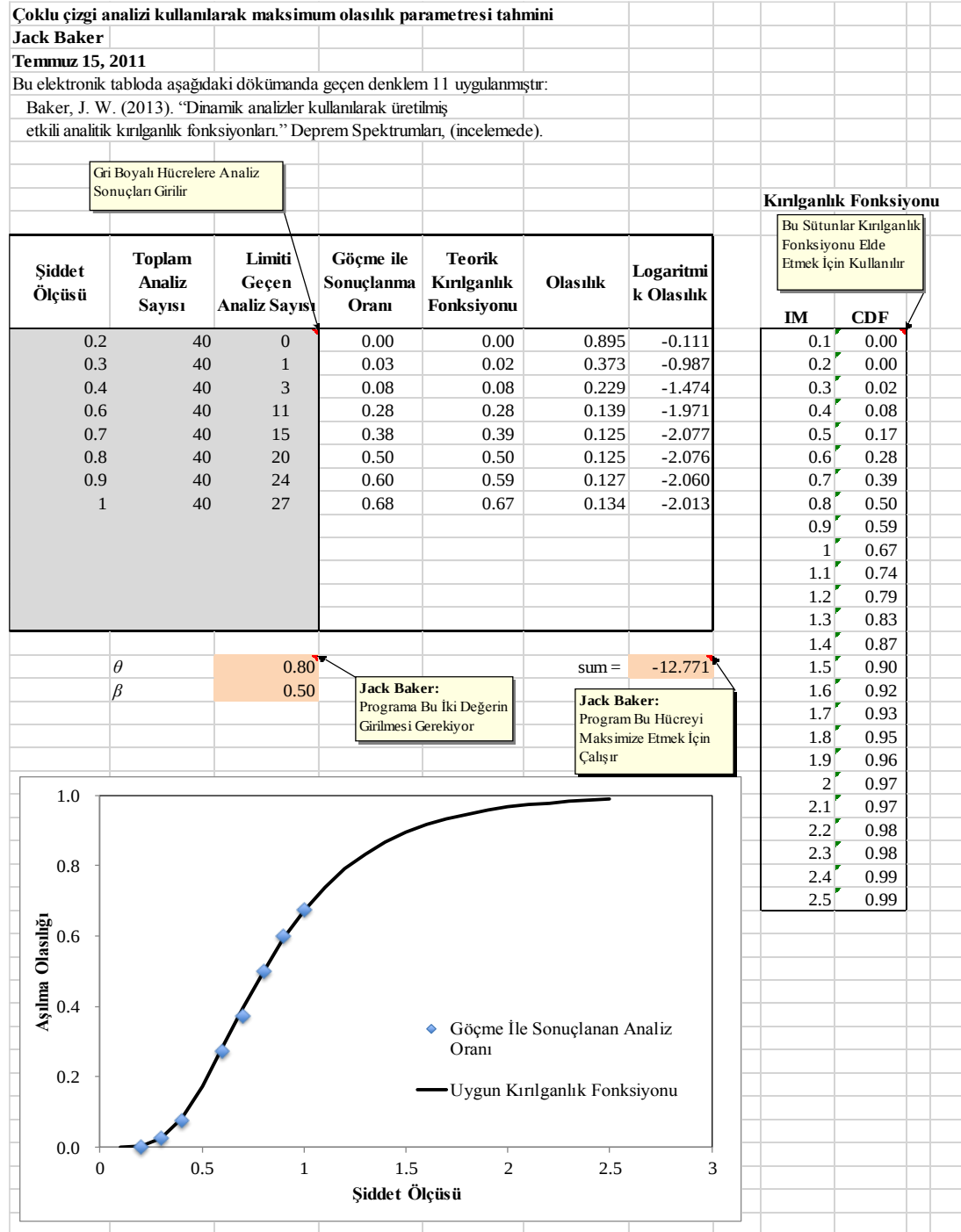
5.1 Giriş

Bu bölümün amacı, güçlendirme ihtiyacı bulunan mevcut yapı ile TDY2007 Bölüm 7'ye göre istenilen performans seviyesi sağlanmış olan yapının farklı zemin özellikleri altında kırılkanlık eğrilerini oluşturarak her bir hasar seviyesi için bu eğrileri karşılaştırmaktır. Zemin yayları için zayıf zemini ve güçlü bir zemini temsil eden iki ayrı durum için analiz sonuçları irdelenecektir. Güçlendirilmiş yapı modeli temel kirişleri ile birlikte modellenmiştir. Bu temel kirişleri için mevcut tipik projelerdeki kesitler kullanılmıştır. Bu çalışmada hasar olasılık eğrileri analitik yöntemle elde edilmiştir. Eğrilerin elde edilmesi için gerekli olan parametreler 'Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi' kullanılarak yapılan analizler ile oluşturulmuştur. Analizler için FEMA-695'te önerilen deprem kayıtları esas alınmıştır. Kırılkanlık eğrileri oluşturulurken deprem şiddet ölçüsü olarak maksimum zemin ivmesi (PGA) esas alınmıştır. Bu sınıflandırma seçilen deprem kayıtlarındaki maksimum ivme değerlerinin 0.2g ile 1.0g aralığındaki değerlere eşitlenecek şekilde lineer ölçeklendirilmesi ile oluşturulmuştur. Seçilen 22 adet deprem kaydının iki bileşeni yer değiştirilerek analiz edildiğinde 44 deprem, bu kayıtlar 9 farklı çarpan katsayısı ile çoğaltıldığında ise toplamda 396 adet farklı deprem kaydı oluşturulmuş. Hasar durumlarının sınıflandırılmasında görel kat öteleme oranları kullanılmıştır. Bu hasar durumlarını sınıflandırabilmek için Hazus (1997) çalışmasında Çizelge 5.1'de görülen maksimum görel kat ötelemesi eşik değerleri kullanılmıştır.

Çizelge 5.1 : Hasar Durumları İçin Görel Kat Ötelemesi Eşik Değerleri

Görel Kat Öteleme Oranı (%)			
Minimum Hasar	Orta Hasar	Belirgin Hasar	Göçme
0.465	0.845	1.372	1.955

Mevcut yapıda maksimum göreceli kat ötelemesi değerinin, iki yön için de en alt katta, güçlendirilmiş yapıda ise en üst katta olduğu gözlenmiş ve bu değerler esas alınarak kırılma eğrileri oluşturulmuştur. Kırılma eğrilerinin oluşturulabilmesi için Jack W. Baker'ın 3.Bölümde anlatılmış olan çoklu analiz tipi yöntemine göre hazırlanmış olduğu Şekil 5.1' de görülen excel programı kullanılmıştır. Baker bu programda kırılma eğrilerini oluşturabilmek için normal dağılım fonksiyonu olan birikimli dağılım fonksiyonlarını kullanmıştır.

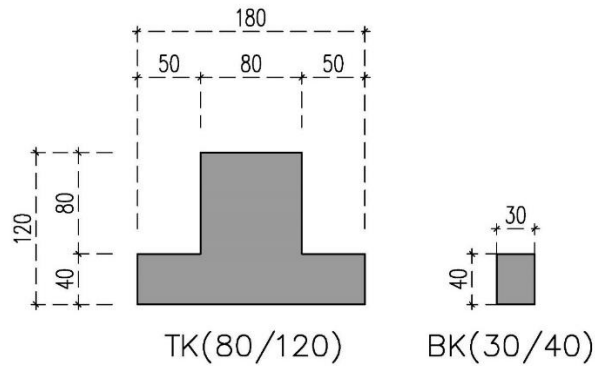


Şekil 5.1 : Çoklu Analizler Yöntemi İçin Kullanılan Excel Programı.

Bu excel tablosunda ‘Şiddet Ölçüsü’ olarak görülen sütunda deprem şiddeti olarak yerçekimi cinsinden maksimum yer ivmesi değerleri bulunacaktır. “Toplam Analiz Sayısı” yazan bölgeye her bir deprem şiddeti için yapılan toplam analiz sayısı girilecektir. “Limiti Geçen Analiz Sayısı” yazan sütuna yapılan analizleri içerisinde incelenen hasar durumu için Çizelge 5.1’de verilen eşik değerini geçen analiz sayısı yazılacaktır. Hasar ile sonuçlanan analiz oranlarını belirten mavi noktaları temsil eden bir eğri oluşturabilmek için kırılgenlik fonksiyonu tanımlanmıştır. Bu fonksiyonun içerisindeki “ θ ” ve “ β ” değerleri değiştirilerek en uygun eğri oluşturulacaktır. Buradaki “ θ ” birikimli dağılım fonksiyonunun medyan değerini, “ β ” ise bu fonksiyonun standart sapma değerini ifade etmektedir. Şekil 5.1 bu prensip ile oluşturulmuş örnek bir tanımlamayı içermektedir.

5.2 Kabul Edilen Temel ve Zemin Parametreleri

Mevcut tip projelerinde görülen yaygın uygulama perde akslarında ve dış akslarda sürekli temel kirişleri şeklindedir. Yapının mevcut projelerinde temelin donatıları ayrıntılı olarak bulunmaktadır fakat yapı analiz sürelerini kısa tutmak adına temel kirişlerinin deprem sırasında doğrusal davrandığı kabul edildiği için bu bilgiler kullanılmamıştır. Analizlerde temel kirişleri çubuk eleman olarak modellenmiş ve rijitlikleri için yönetmelikte tanımlanan kiriş çatlamış kesit rijitlikleri kullanılmıştır. Yapının güçlendirmesi için eklenmiş olan yeni perdeler, mevcut yapı altında bulunan temellerin boyutu perde donatılarının ankrajlanması için yeterli olduğundan herhangi bir temel güçlendirme çalışmasına ihtiyaç duyulmamıştır. Temel dönmelerini incelemek için yapı altına modellenen temel kirişleri için kabul edilen temel kalıp planı ve kesitleri Şekil 5.2 ve Şekil 5.3 ’de sunulmuştur.



Şekil 5.2 : Temel Kirişi ve Bağ Kirişi Kesitleri

Yapılacak ‘‘Zaman Tanım Alanında’’ analizlerde temel altında temsil edilecek zemin parametreleri aşağıda görölen iki farklı zemin yataklanması için yapılarak zemin özelliğinin kırılğanlık eğrileri üzerindeki etkisi irdelenecektir. Zemin ‘‘Winkler Yay Modeli’’ kullanılarak aralarında etkileşim olmayan çekme ve basınç alabilen seri elastik yaylarla modellenmiştir. Bu iki zeminden biri için diğerrinin yaklaşık olarak üçte biri kadar bir yataklanma katsayısı kabul edilmiş ve bu zeminin yarı rijit mesnetlenmeyi temsil ettiğı düşünölmüştür.

Kabul edilen zemin parametreleri;

Zemin-1 İçin;

$$K_s=100000 \text{ kN/m}^3$$

Zemin-2 İçin;

$$K_s=30000 \text{ kN/m}^3 \text{ kabul edilmiştir.}$$

5.3 Seçilen Deprem Kayıtları ve Özellikleri

Bu başlık altında zaman tanım alanında dinamik analizler için kullanılmış olan deprem kayıtları tanıtılmıştır. Depremlerin isimleri ve kayıt edildikleri istasyonlar için Çizelge 5.2, kayıt edilen depremlerin bileşenleri ve büyüklüklerini anlatabilecek karakteristik özellikleri Çizelge 5.3, kayıt alınan bölgenin depremin gerçekleştiğı bölgeye uzaklığı ile ilgili bilgiler Çizelge 5.4 içerisinde sunulmuştur. Şekil 5.4 ile Şekil 5.6’da bu 22 adet deprem kaydının iki bileşeninin zamana bağı spektral ivme grafikleri, TDY2007’de tanımlanmış olan tasarım ve maksimum deprem spektrumları ile birlikte sunulmuştur. Deprem kayıtlarını tasarım depremi ve maksimum deprem ile daha iyi karşılaştırmak için Şekil 5.5 ile Şekil 5.7’de bu deprem kayıtlarının iki bileşeni için bir ortalama grafiğı çizilerek sunulmuştur. Sunulan bilgilerden de göröleceğı üzere seçilen deprem kayıtlarının birinci bileşeninin ortalaması tasarım depremine oldukça yakındır. Depremin ikinci bileşenleri birinci bileşenlerine göre daha zayıf bir ortalamaya sahiptir fakat analizlerde bu kayıtlar maksimum yer ivme değrrleri cinsinden sınıflandırılarak ölçeklendirildiğı için bunun bir önemi yoktur. Çizelge 5.2 den göröldüğü üzere FEMA-695’de bulunan depremler arasında ölkemizde yaşadığımız büyük ve sonuçları oldukça üzücü depremlerden 3 tanesi bulunmaktadır. Çizelge 5.3’de ‘Düzce Depremi’nin maksimum yer ivmesi değrrı bakımından seçilen kayıtlar arasında maksimum değrrı taşıdığı göze çarpmaktadır.

Çizelge 5.2 : Deprem Kayıt Tarihleri ve Yerleri

No.	Deprem			Kayıt İstasyonu	
	M	Yıl	İsim	İsim	Kayıt Sahibi
1	6.7	1994	Northridge	Beverly Hills - Mulhol	USC
2	6.7	1994	Northridge	Canyon Country-WLC	USC
3	7.1	1999	Duzce, Turkey	Bolu	ERD
4	7.1	1999	Hector Mine	Hector	SCSN
5	6.5	1979	Imperial Valley	Delta	UNAMUCSD
6	6.5	1979	Imperial Valley	El Centro Array #11	USGS
7	6.9	1995	Kobe, Japan	Nishi-Akashi	CUE
8	6.9	1995	Kobe, Japan	Shin-Osaka	CUE
9	7.5	1999	Kocaeli, Turkey	Duzce	ERD
10	7.5	1999	Kocaeli, Turkey	Arcelik	KOERI
11	7.3	1992	Landers	Yermo Fire Station	CDMG
12	7.3	1992	Landers	Coolwater	SCE
13	6.9	1989	Loma Prieta	Capitola	CDMG
14	6.9	1989	Loma Prieta	Gilroy Array #3	CDMG
15	7.4	1990	Manjil, Iran	Abbar	BHRC
16	6.5	1987	Superstition Hills	El Centro Imp. Co.	CDMG
17	6.5	1987	Superstition Hills	Poe Road (temp)	USGS
18	7.0	1992	Cape Mendocino	Rio Dell Overpass	CDMG
19	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan	CHY101	CWB
20	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan	TCU045	CWB
21	6.6	1971	San Fernando	LA - Hollywood Stor	CDMG
22	6.5	1976	Friuli, Italy	Tolmezzo	--

Çizelge 5.3 : Deprem Kayıtları ve Karakteristik Değerleri

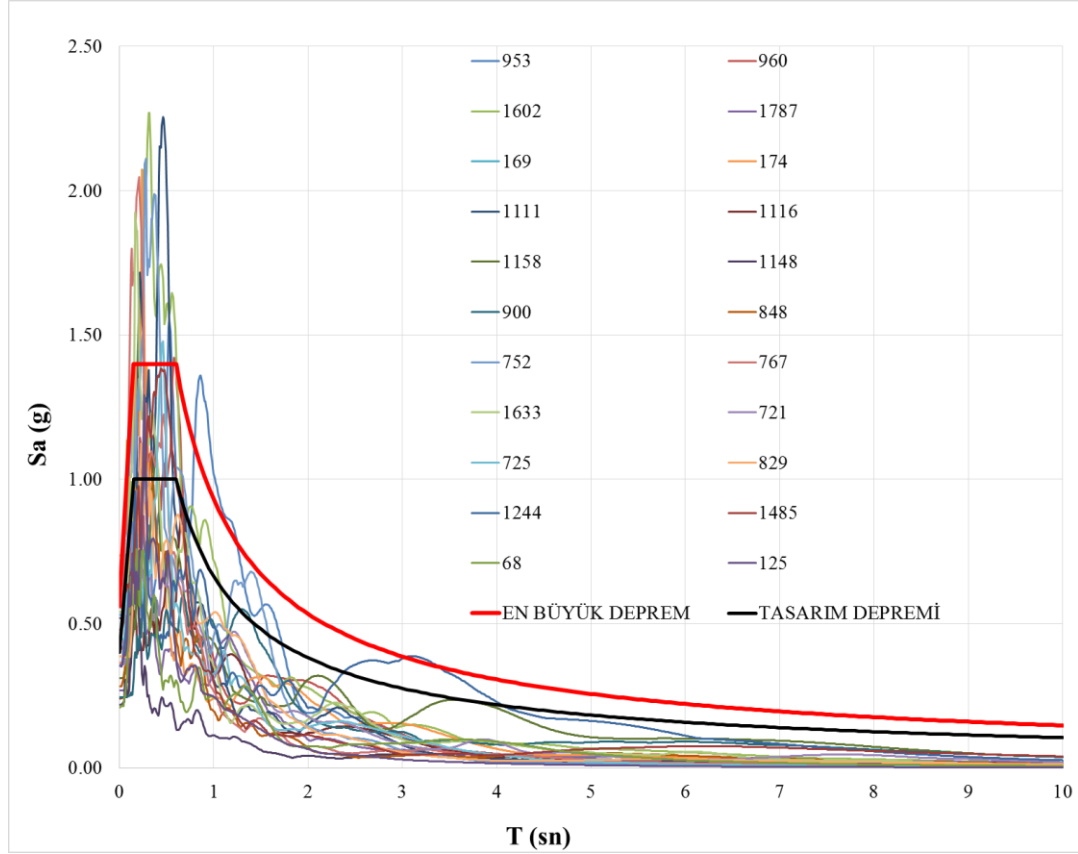
No.	PEER-NGA Kayıt Bilgileri				Kayıt Hareketleri	
	Kayıt Sıra. No.	En Düşük Frekans (Hz.)	Kayıt İsmi – Yatay Kayıtlar		PGA _{ma} ^x (g)	PGV _{ma} ^x (cm/s.)
			Bileşen 1	Bileşen 2		
1	953	0.25	NORTHR/MUL009	NORTHR/MUL279	0.52	63
2	960	0.13	NORTHR/LOS000	NORTHR/LOS270	0.48	45
3	1602	0.06	DUZCE/BOL000	DUZCE/BOL090	0.82	62
4	1787	0.04	HECTOR/HEC000	HECTOR/HEC090	0.34	42
5	169	0.06	IMPVALL/H-DLT262	IMPVALL/H-DLT352	0.35	33
6	174	0.25	IMPVALL/H-E11140	IMPVALL/H-E11230	0.38	42
7	1111	0.13	KOBE/NIS000	KOBE/NIS090	0.51	37
8	1116	0.13	KOBE/SHI000	KOBE/SHI090	0.24	38
9	1158	0.24	KOCAELI/DZC180	KOCAELI/DZC270	0.36	59
10	1148	0.09	KOCAELI/ARC000	KOCAELI/ARC090	0.22	40
11	900	0.07	LANDERS/YER270	LANDERS/YER360	0.24	52
12	848	0.13	LANDERS/CLW-LN	LANDERS/CLW-TR	0.42	42
13	752	0.13	LOMAP/CAP000	LOMAP/CAP090	0.53	35
14	767	0.13	LOMAP/G03000	LOMAP/G03090	0.56	45
15	1633	0.13	MANJIL/ABBAR--L	MANJIL/ABBAR--T	0.51	54
16	721	0.13	SUPERST/B-ICC000	SUPERST/B-ICC090	0.36	46
17	725	0.25	SUPERST/B-POE270	SUPERST/B-POE360	0.45	36
18	829	0.07	CAPEMEND/RIO270	CAPEMEND/RIO360	0.55	44
19	1244	0.05	CHICHI/CHY101-E	CHICHI/CHY101-N	0.44	115
20	1485	0.05	CHICHI/TCU045-E	CHICHI/TCU045-N	0.51	39
21	68	0.25	SFERN/PEL090	SFERN/PEL180	0.21	19
22	125	0.13	FRIULI/A-TMZ000	FRIULI/A-TMZ270	0.35	31

medyan	0.43	42.3
ortalama	0.43	46.3
minimum	0.21	19.0
maksimum	0.82	115.1

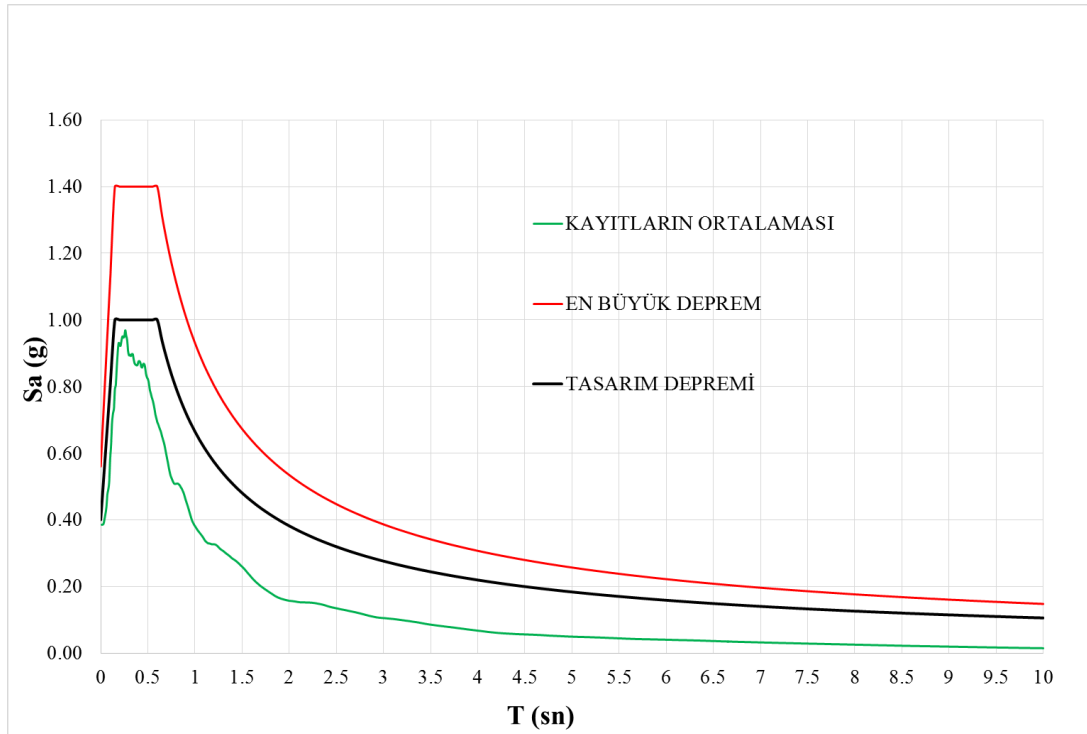
Çizelge 5.4 : Deprem Sınıflaması ve Kayıt Kaynak Uzaklıkları

No.	Bölge Verileri		Kaynak (Fay Tipi)	Bölge-Kaynak Uzaklığı (km)			
	NEHRP Sınıfı	Vs_30 (m/sec)		Episantr	Hiposantr	Campbell	Joyner- Boore
1	D	356	Thrust	13.3	17.2	17.2	9.4
2	D	309	Thrust	26.5	12.4	12.4	11.4
3	D	326	Strike-slip	41.3	12	12.4	12
4	C	685	Strike-slip	26.5	11.7	12	10.4
5	D	275	Strike-slip	33.7	22	22.5	22
6	D	196	Strike-slip	29.4	12.5	13.5	12.5
7	C	609	Strike-slip	8.7	7.1	25.2	7.1
8	D	256	Strike-slip	46	19.2	28.5	19.1
9	D	276	Strike-slip	98.2	15.4	15.4	13.6
10	C	523	Strike-slip	53.7	13.5	13.5	10.6
11	D	354	Strike-slip	86	23.6	23.8	23.6
12	D	271	Strike-slip	82.1	19.7	20	19.7
13	D	289	Strike-slip	9.8	15.2	35.5	8.7
14	D	350	Strike-slip	31.4	12.8	12.8	12.2
15	C	724	Strike-slip	40.4	12.6	13	12.6
16	D	192	Strike-slip	35.8	18.2	18.5	18.2
17	D	208	Strike-slip	11.2	11.2	11.7	11.2
18	D	312	Thrust	22.7	14.3	14.3	7.9
19	D	259	Thrust	32	10	15.5	10
20	C	705	Thrust	77.5	26	26.8	26
21	D	316	Thrust	39.5	22.8	25.9	22.8
22	C	425	Thrust	20.2	15.8	15.8	15

Deprem Kayıtlarının Birinci Bileşeni :

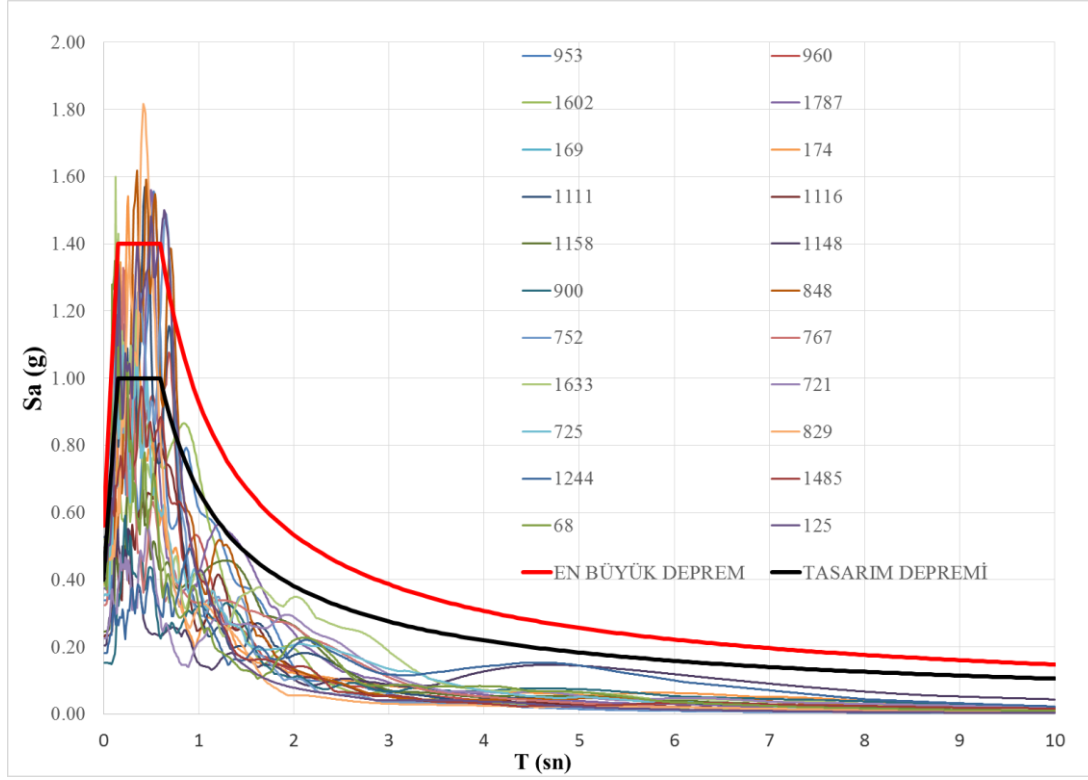


Şekil 5.4 : Hedef Spektrumları ve Deprem Kayıtlarının Spektral ivme-Zaman Grafiği.

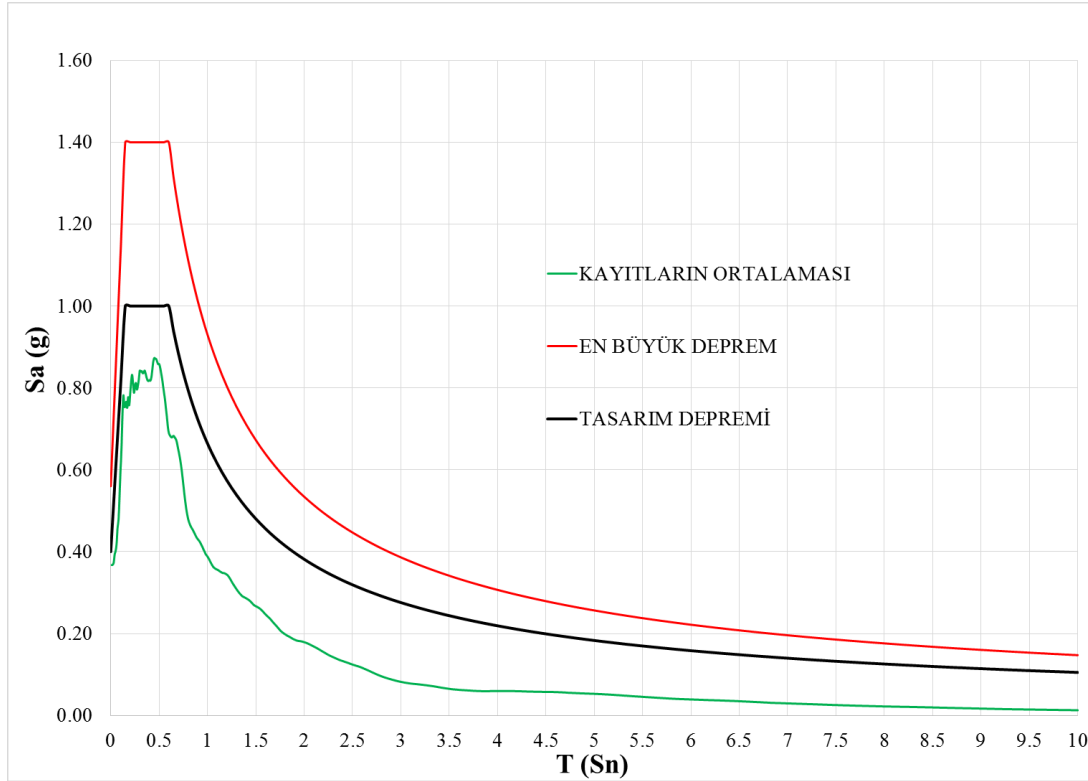


Şekil 5.5 : Hedef Spektrumların ve Deprem Kayıtlarının Ortalamasının Spektral ivme-Zaman Grafiği.

Deprem Kayıtlarının İkinci Bileşeni :



Şekil 5.6 : Hedef Spektrumların ve Deprem Kayıtlarının Spektrel ivme-Zaman Grafiği.



Şekil 5.7 : Hedef Spektrumların ve Deprem Kayıtlarının Ortalamasının Spektrel ivme-Zaman Grafiği.

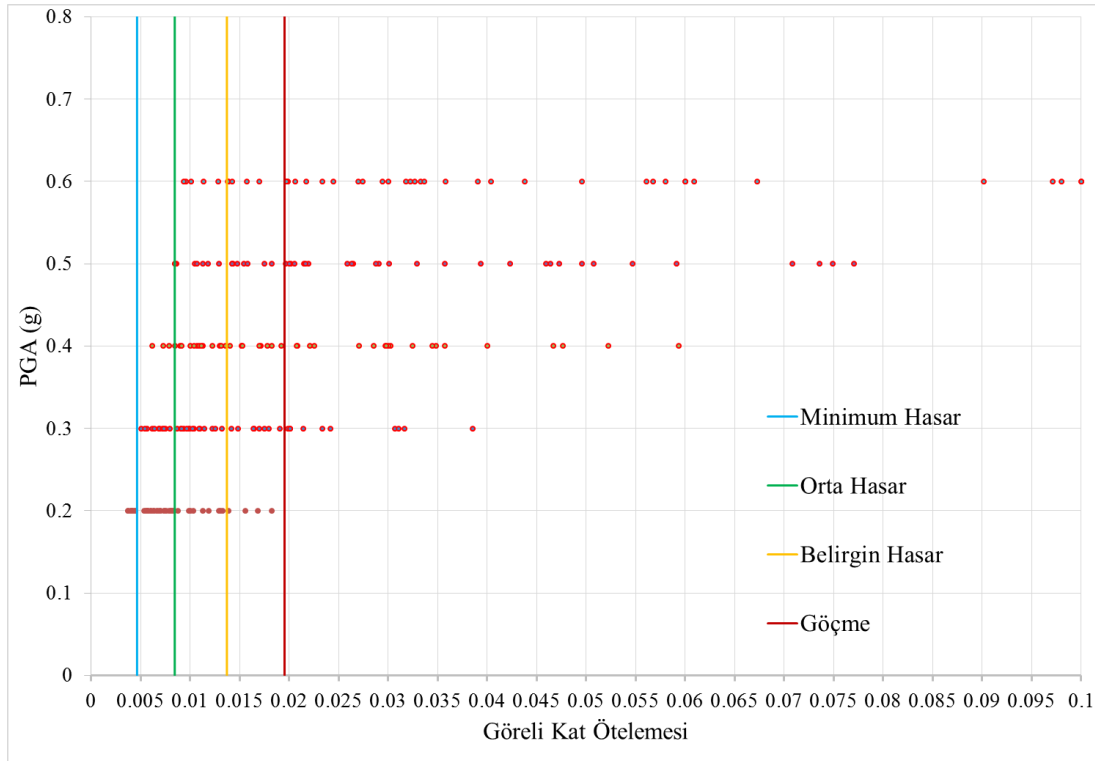
5.4 Mevcut Yapı Analiz Sonuçları ve Kırılgenlik Eğrileri

5.4.1 Analizler Sonucunda Oluşan Maksimum Görelî Kat Ötelemesi Değerleri

X yazan analizler depremin birinci bileşeninin yapı planında X yönüne uygulanması, Y yazan analizler birinci bileşeninin Y yönüne uygulanması ile elde edilmiştir. Bu analizler sonucunda bulunan maksimum görelî kat ötelemesi değerleri Çizelge 5.5’te sunulmuştur. Hasar dağılımları noktasal olarak Şekil 5.8’de sunulmuştur.

Çizelge 5.5 : Mevcut Yapıda Oluşan Maksimum Görelî Kat Ötelemeleri

DEPREM	DRIFT 0.2g	DRIFT 0.3g	DRIFT 0.4g	DRIFT 0.5g	DRIFT 0.6g
953-X	0.0156	0.0242	0.0349	0.0464	0.0568
953-Y	0.0139	0.0234	0.0325	0.0394	0.0438
960-X	0.0099	0.0142	0.0221	0.0290	0.0294
960-Y	0.0074	0.0114	0.0136	0.0154	0.0198
1602-X	0.0060	0.0099	0.0152	0.0197	0.0244
1602-Y	0.0084	0.0165	0.0192	0.0202	0.0206
1787-X	0.0068	0.0164	0.0183	0.0259	0.0323
1787-Y	0.0076	0.0215	0.0285	0.0329	0.0391
169-X	0.0081	0.0110	0.0140	0.0220	0.0404
169-Y	0.0083	0.0170	0.0303	0.0460	0.0580
174-X	0.0058	0.0087	0.0171	0.0264	0.0358
174-Y	0.0056	0.0098	0.0153	0.0175	0.0198
1111-X	0.0056	0.0068	0.0079	0.0086	0.0096
1111-Y	0.0045	0.0057	0.0090	0.0105	0.0101
1116-X	0.0119	0.0201	0.0358	0.0508	0.0673
1116-Y	0.0080	0.0122	0.0170	0.0206	0.0274
1158-X	0.0070	0.0176	0.0300	0.0423	0.0561
1158-Y	0.0129	0.0307	0.0477	0.0591	0.0609
1148-X	0.0041	0.0051	0.0062	0.0085	0.0114
1148-Y	0.0103	0.0148	0.0225	0.0547	0.0902
900-X	0.0131	0.0385	0.0593	0.0736	0.0980
900-Y	0.0168	0.0317	0.0523	0.0770	0.1000
848-X	0.0060	0.0094	0.0153	0.0200	0.0233
848-Y	0.0079	0.0126	0.0209	0.0264	0.0270
752-X	0.0057	0.0104	0.0130	0.0215	0.0300
752-Y	0.0054	0.0069	0.0091	0.0113	0.0139
767-X	0.0042	0.0054	0.0073	0.0085	0.0094
767-Y	0.0088	0.0199	0.0345	0.0473	0.0600
1633-X	0.0066	0.0091	0.0113	0.0143	0.0170
1633-Y	0.0082	0.0132	0.0178	0.0216	0.0318
721-X	0.0133	0.0201	0.0297	0.0301	0.0333
721-Y	0.0037	0.0062	0.0400	0.0496	0.0600
725-X	0.0037	0.0072	0.0100	0.0118	0.0129
725-Y	0.0063	0.0079	0.0122	0.0183	0.0327
829-X	0.0100	0.0190	0.0271	0.0288	0.0337
829-Y	0.0040	0.0075	0.0107	0.0142	0.0199
1244-X	0.0113	0.0180	0.0298	0.0708	0.0972
1244-Y	0.0183	0.0311	0.0467	0.0749	0.1000
1485-X	0.0044	0.0064	0.0085	0.0107	0.0138
1485-Y	0.0075	0.0103	0.0104	0.0129	0.0143
68-X	0.0070	0.0109	0.0208	0.0357	0.0496
68-Y	0.0042	0.0091	0.0109	0.0158	0.0217
125-X	0.0055	0.0074	0.0111	0.0148	0.0197
125-Y	0.0063	0.0097	0.0131	0.0143	0.0157



Şekil 5.8 : Deprem Büyüklüklerine Göre Mevcut Yapıda Oluşan Maksimum Görelî Kat Öteleme Değerleri.

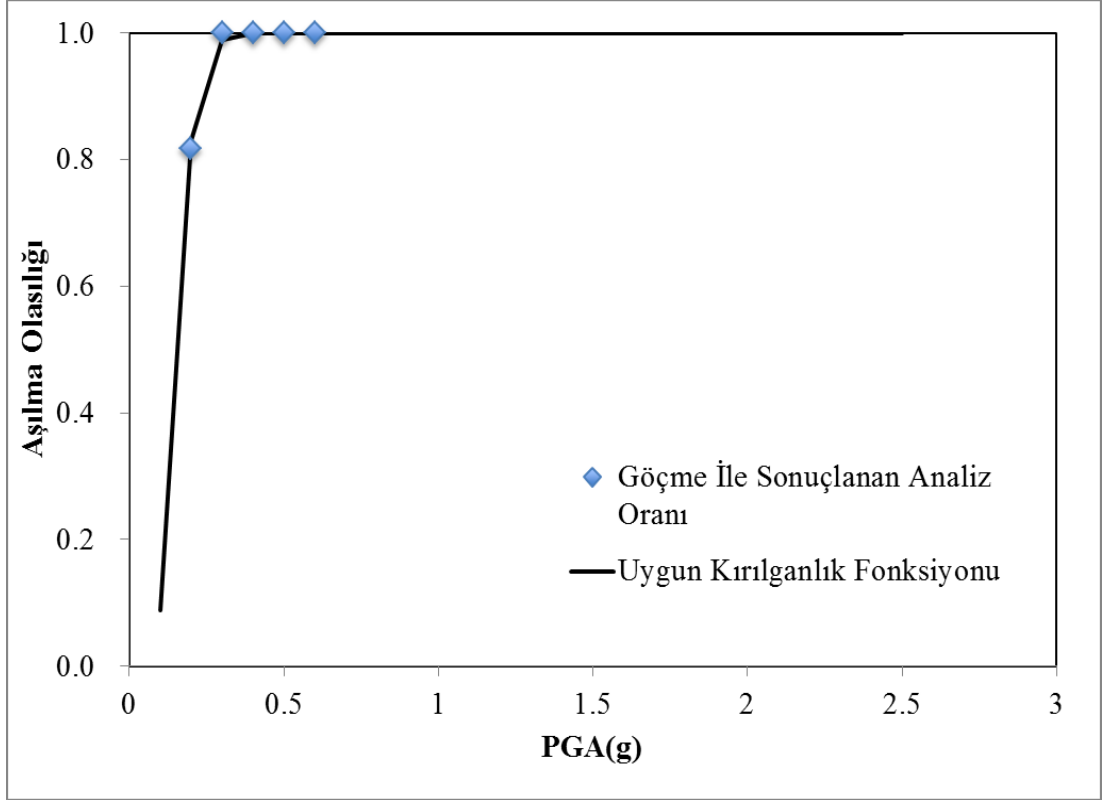
5.4.2 Hasar Sınıflarına Göre Oluşturulmuş Kırılgenlik Eğrileri

5.4.2.1 Minimum Hasar Kırılgenlik Eğrisi

Minimum hasar sınıfı limit drift değeri 0.465%'dir. Şekil 5.9'da kırılgenlik eğrisi oluşturabilmek için kullanılan olasılık tablosu, Şekil 5.10'da ise bu tablodaki değerler ile oluşturulan kırılgenlik eğrisi sunulmuştur.

Şiddet Ölçüsü	Toplam Analiz Sayısı	Limiti Geçen Analiz Sayısı	Göçme ile Sonuçlanma Oranı	Teorik Kırılgenlik Fonksiyonu	Olasılık	Logaritmik Olasılık
0.2	44	36	0.82	0.83	0.150	-1.895
0.3	44	44	1.00	0.99	0.630	-0.461
0.4	44	44	1.00	1.00	0.977	-0.024
0.5	44	44	1.00	1.00	0.999	-0.001
0.6	44	44	1.00	1.00	1.000	0.000
θ		0.15	Toplam=			
β		0.30	-2.382			

Şekil 5.9 : MH Kırılgenlik Eğrisi Oluşturmak İçin Olasılık Tablosu.



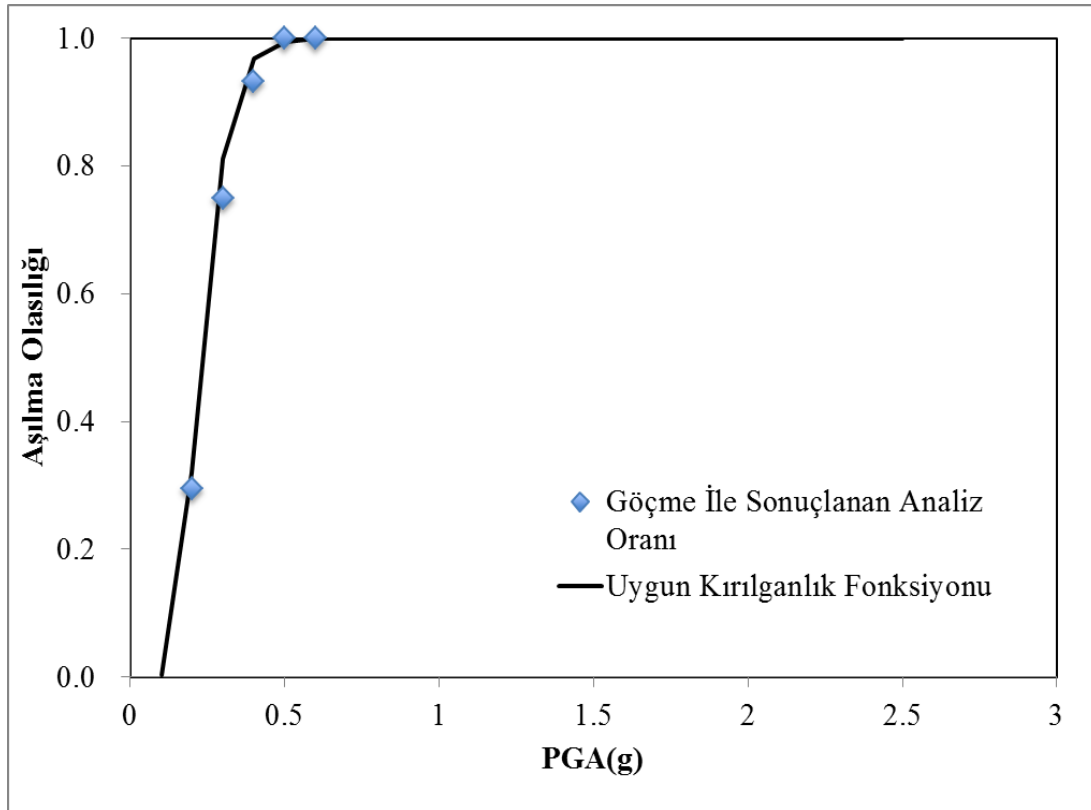
Şekil 5.10 : MH İçin Kırılmalık Eğrisi.

5.4.2.2 Orta Hasar Kırılmalık Eğrisi

Orta hasar sınıfı limit drift değeri 0.845%'dir. Şekil 5.11'de kırılmalık eğrisi oluşturabilmek için kullanılan olasılık tablosu, Şekil 5.12'de ise bu tablodaki değerler ile oluşturulan kırılmalık eğrisi sunulmuştur.

Şiddet Ölçüsü	Toplam Analiz Sayısı	Limiti Geçen Analiz Sayısı	Göçme ile Sonuçlanma Oranı	Teorik Kırılğanlık Fonksiyonu	Olasılık	Logaritmik Olasılık	
0.2	44	13	0.30	0.32	0.123	-2.099	
0.3	44	33	0.75	0.81	0.082	-2.498	
0.4	44	41	0.93	0.97	0.118	-2.141	
0.5	44	44	1.00	1.00	0.808	-0.213	
0.6	44	44	1.00	1.00	0.970	-0.031	
θ		0.23	Toplam=				-6.981
β		0.30					

Şekil 5.11 : OH Kırılmalık Eğrisi Oluşturmak İçin Olasılık Tablosu.



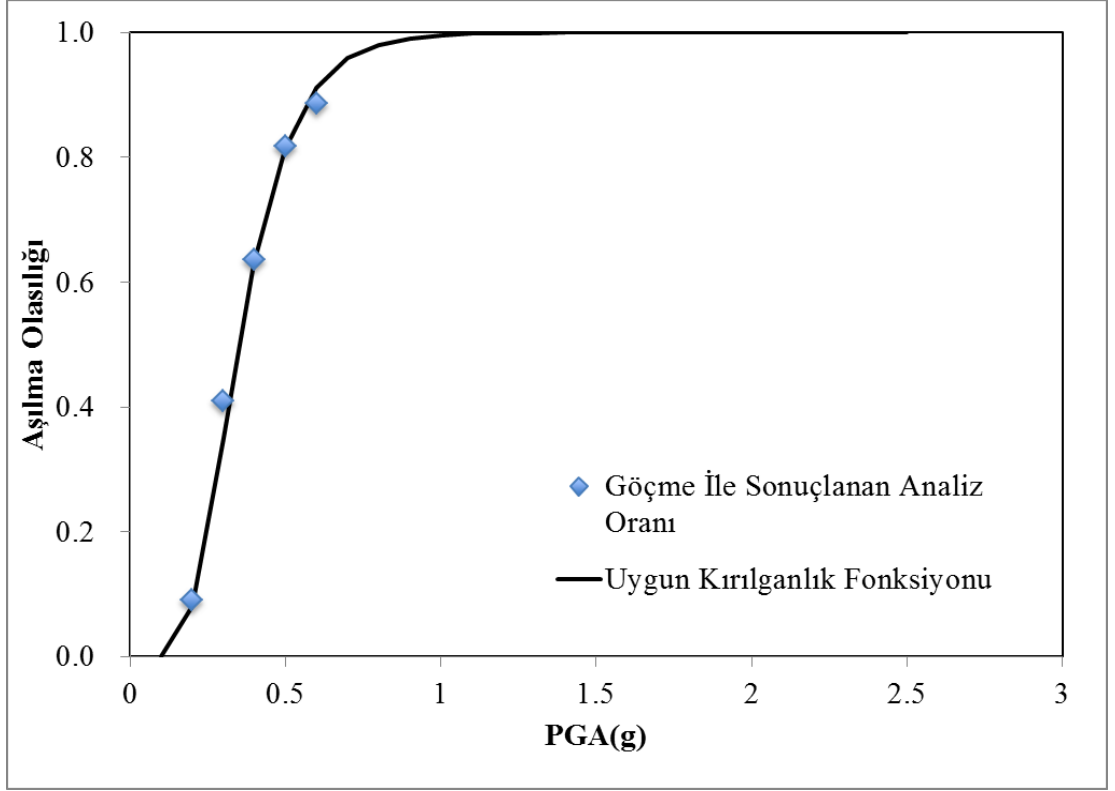
Şekil 5.12 : OH İçin Kırılmalık Eğrisi.

5.4.2.3 Belirgin Hasar Kırılmalık Eğrisi

Belirgin hasar sınıfı limit drift değeri 1.372%'dir. Şekil 5.13'de kırılmalık eğrisi oluşturabilmek için kullanılan olasılık tablosu, Şekil 5.14'de ise bu tablodaki değerler ile oluşturulan kırılmalık eğrisi sunulmuştur.

Şiddet Ölçüsü	Toplam Analiz Sayısı	Limiti Geçen Analiz Sayısı	Göçme ile Sonuçlanma Oranı	Teorik Kırılmalık Fonksiyonu	Olasılık	Logaritmik Olasılık
0.2	44	4	0.09	0.08	0.199	-1.614
0.3	44	18	0.41	0.35	0.087	-2.437
0.4	44	28	0.64	0.63	0.124	-2.089
0.5	44	36	0.82	0.81	0.154	-1.872
0.6	44	39	0.89	0.91	0.160	-1.834
θ		0.35	Toplam=			-9.846
β		0.40				

Şekil 5.13 : BH Kırılmalık Eğrisi Oluşturmak İçin Olasılık Tablosu.



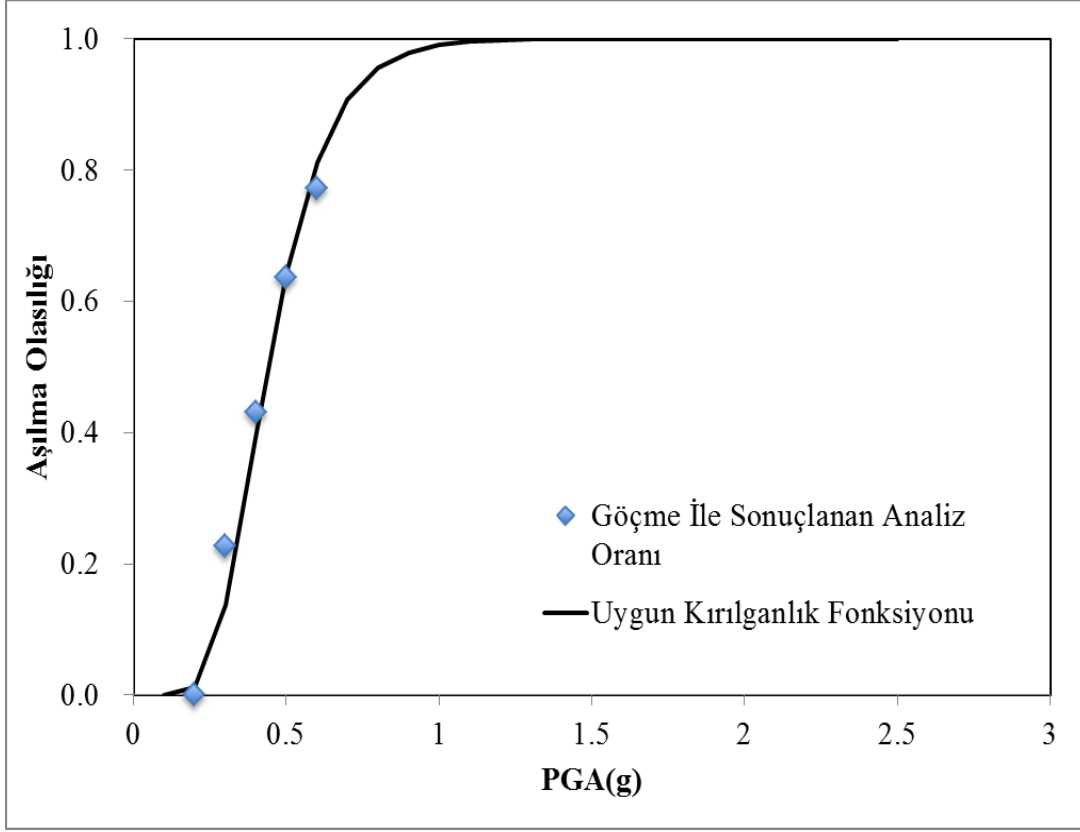
Şekil 5.14 : BH İçin Kırılmalık Eğrisi.

5.4.2.4 Göçme Kırılmalık Eğrisi

Göçme durumu için limit drift değeri 1.955%'dir. Şekil 5.15'de kırılmalık eğrisi oluşturabilmek için kullanılan olasılık tablosu, Şekil 5.16'da ise bu tablodaki değerler ile oluşturulan kırılmalık eğrisi sunulmuştur.

Şiddet Ölçüsü	Toplam Analiz Sayısı	Limiti Geçen Analiz Sayısı	Göçme ile Sonuçlanma Oranı	Teorik Kırılmalık Fonksiyonu	Olasılık	Logaritmik Olasılık
0.2	44	0	0.00	0.01	0.584	-0.537
0.3	44	10	0.23	0.14	0.038	-3.258
0.4	44	19	0.43	0.39	0.105	-2.254
0.5	44	28	0.64	0.64	0.124	-2.089
0.6	44	34	0.77	0.81	0.115	-2.164
θ		0.44			Toplam=	-10.303
β		0.35				

Şekil 5.15 : GH Kırılmalık Eğrisi Oluşturmak İçin Olasılık Tablosu.



Şekil 5.16 : Göçme Durumu İçin Kırılğanlık Eğrisi.

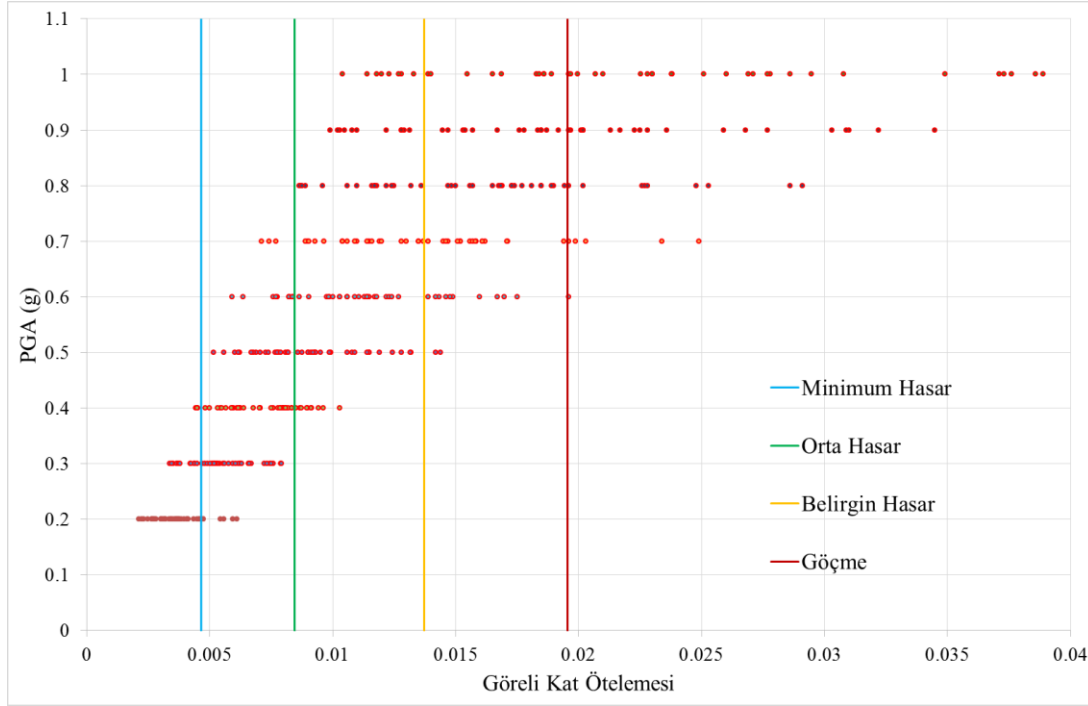
5.5 Zemin 1 Üzerinde Kabul Edilen Güçlendirilmiş Yapı İçin Analiz Sonuçları ve Kırılğanlık Eğrileri

5.5.1 Analizler Sonucunda Oluşan Maksimum Göreli Kat Ötelemesi Değerleri

Analizler iki yöndeki kayıtların aynı anda yapıya uygulanması ile gerçekleştirilmiştir. X olarak belirtilmiş olan analizler depremin birinci bileşeni planda X yönünde aynı anda ikinci bileşeni Y yönünde, Y olarak belirtilmiş olan analizlerde depremin birinci bileşeni Y yönünde aynı zamanda ikinci bileşeni X yönünde uygulanmıştır. Bu şekilde tek bir deprem kaydından iki farklı deprem karakteristiği elde edilmiştir. Mevcut modeldeki gibi düşük g değerlerinde limiti aşan analiz sayıları çok az olduğu için bu bölümde deprem maksimum yer ivmesi 1.0g değerlerine kadar büyütülmüş böylelikle kırılğanlık eğrisi oluşturabilmek için daha anlamlı sonuçlar elde edilmiştir. Sonuçlardan elde edilen göreli kat öteleme değerleri Çizelge 5.6'da ve bu değerler ile oluşturulmuş hasar dağılımları Şekil 5.17'de sunulmuştur.

Çizelge 5.6 : Zemin1 Üzerinde Bulunan Yapıda Oluşan Maksimum Görelî Kat Ötelemeleri

DEPREM	DRIFT 0.2	DRIFT 0.3	DRIFT 0.4	DRIFT 0.5	DRIFT 0.6	DRIFT 0.7	DRIFT 0.8	DRIFT 0.9	DRIFT 1.0
953-X	0.0032	0.0076	0.0094	0.0115	0.0149	0.0196	0.0248	0.0310	0.0373
953-Y	0.0037	0.0075	0.0103	0.0132	0.0167	0.0203	0.0253	0.0309	0.0371
960-X	0.0038	0.0051	0.0079	0.0093	0.0117	0.0145	0.0177	0.0213	0.0251
960-Y	0.0036	0.0054	0.0085	0.0090	0.0109	0.0139	0.0185	0.0202	0.0278
1602-X	0.0025	0.0042	0.0060	0.0073	0.0087	0.0097	0.0122	0.0153	0.0186
1602-Y	0.0023	0.0044	0.0062	0.0077	0.0099	0.0115	0.0125	0.0154	0.0186
1787-X	0.0046	0.0066	0.0091	0.0099	0.0106	0.0119	0.0132	0.0147	0.0165
1787-Y	0.0046	0.0063	0.0080	0.0086	0.0103	0.0120	0.0136	0.0157	0.0183
169-X	0.0031	0.0053	0.0071	0.0115	0.0148	0.0171	0.0194	0.0223	0.0260
169-Y	0.0039	0.0053	0.0068	0.0108	0.0139	0.0162	0.0181	0.0201	0.0228
174-X	0.0032	0.0044	0.0061	0.0081	0.0098	0.0114	0.0124	0.0129	0.0133
174-Y	0.0037	0.0052	0.0063	0.0074	0.0091	0.0106	0.0118	0.0122	0.0128
1111-X	0.0061	0.0072	0.0083	0.0093	0.0103	0.0110	0.0116	0.0128	0.0139
1111-Y	0.0059	0.0079	0.0091	0.0095	0.0100	0.0109	0.0117	0.0128	0.0140
1116-X	0.0043	0.0079	0.0087	0.0144	0.0196	0.0249	0.0286	0.0322	0.0349
1116-Y	0.0041	0.0062	0.0087	0.0142	0.0175	0.0234	0.0291	0.0345	0.0389
1158-X	0.0041	0.0055	0.0078	0.0090	0.0122	0.0147	0.0169	0.0197	0.0230
1158-Y	0.0045	0.0059	0.0080	0.0093	0.0113	0.0128	0.0156	0.0196	0.0238
1148-X	0.0026	0.0037	0.0048	0.0056	0.0064	0.0074	0.0087	0.0103	0.0120
1148-Y	0.0021	0.0034	0.0045	0.0052	0.0059	0.0071	0.0087	0.0105	0.0123
900-X	0.0040	0.0052	0.0081	0.0114	0.0146	0.0171	0.0226	0.0303	0.0386
900-Y	0.0034	0.0051	0.0082	0.0106	0.0127	0.0156	0.0202	0.0277	0.0376
848-X	0.0035	0.0058	0.0080	0.0128	0.0170	0.0199	0.0227	0.0259	0.0295
848-Y	0.0038	0.0062	0.0081	0.0132	0.0160	0.0194	0.0228	0.0268	0.0308
752-X	0.0036	0.0045	0.0059	0.0077	0.0115	0.0152	0.0173	0.0185	0.0196
752-Y	0.0037	0.0047	0.0054	0.0078	0.0123	0.0157	0.0174	0.0185	0.0197
767-X	0.0022	0.0042	0.0055	0.0060	0.0082	0.0104	0.0106	0.0108	0.0118
767-Y	0.0030	0.0048	0.0062	0.0069	0.0082	0.0093	0.0096	0.0110	0.0127
1633-X	0.0028	0.0035	0.0045	0.0062	0.0077	0.0090	0.0089	0.0099	0.0114
1633-Y	0.0027	0.0037	0.0045	0.0062	0.0076	0.0077	0.0088	0.0102	0.0104
721-X	0.0034	0.0052	0.0076	0.0091	0.0118	0.0146	0.0173	0.0202	0.0230
721-Y	0.0031	0.0037	0.0064	0.0088	0.0111	0.0130	0.0148	0.0176	0.0200
725-X	0.0047	0.0066	0.0071	0.0082	0.0084	0.0104	0.0150	0.0184	0.0207
725-Y	0.0048	0.0063	0.0070	0.0078	0.0082	0.0116	0.0147	0.0167	0.0184
829-X	0.0056	0.0073	0.0090	0.0109	0.0124	0.0161	0.0196	0.0236	0.0277
829-Y	0.0054	0.0075	0.0083	0.0099	0.0114	0.0152	0.0190	0.0228	0.0269
1244-X	0.0027	0.0038	0.0050	0.0068	0.0098	0.0137	0.0185	0.0225	0.0271
1244-Y	0.0027	0.0035	0.0053	0.0082	0.0114	0.0151	0.0189	0.0217	0.0286
1485-X	0.0032	0.0056	0.0079	0.0092	0.0114	0.0135	0.0157	0.0178	0.0189
1485-Y	0.0034	0.0061	0.0075	0.0079	0.0106	0.0135	0.0165	0.0187	0.0210
68-X	0.0030	0.0049	0.0057	0.0067	0.0084	0.0089	0.0110	0.0131	0.0155
68-Y	0.0037	0.0050	0.0059	0.0071	0.0077	0.0091	0.0117	0.0145	0.0169
125-X	0.0041	0.0067	0.0096	0.0125	0.0143	0.0159	0.0168	0.0202	0.0238
125-Y	0.0028	0.0066	0.0090	0.0119	0.0142	0.0158	0.0169	0.0192	0.0225



Şekil 5.17 : Deprem Büyüklüklerine Göre Zemin1 Üzerindeki Güçlendirilmiş Yapıda Oluşan Maksimum Görelî Kat Öteleme Değerleri.

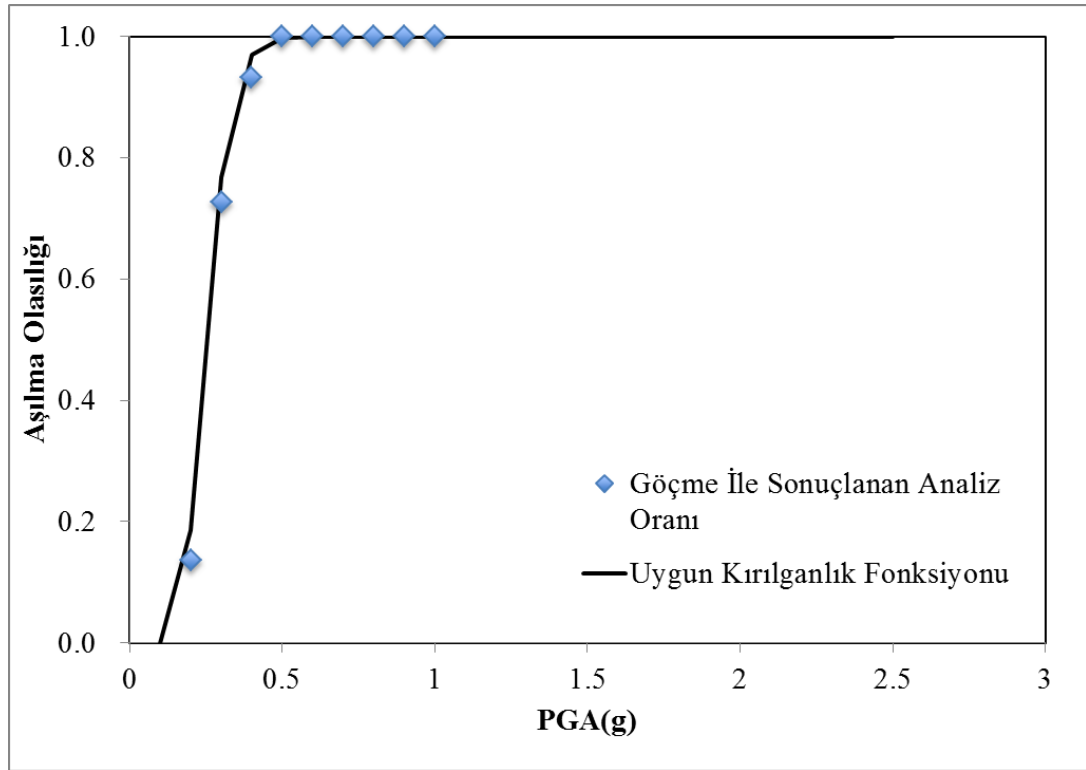
5.5.2 Hasar Sınıflarına Göre Oluşturulmuş Kırılgenlik Eğrileri

5.5.2.1 Minimum Hasar Kırılgenlik Eğrisi

Minimum hasar sınıfı limit drift değeri 0.465%'dir. Şekil 5.18'da kırılgenlik eğrisi oluşturabilmek için kullanılan olasılık tablosu, Şekil 5.19'da ise bu tablodaki değerler ile oluşturulan kırılgenlik eğrisi sunulmuştur.

Şiddet Ölçüsü	Toplam Analiz Sayısı	Limiti Geçen Analiz Sayısı	Göçme ile Sonuçlanma Oranı	Teorik Kırılgenlik Fonksiyonu	Olasılık	Logaritmik Olasılık
0.2	44	6	0.14	0.19	0.117	-2.143
0.3	44	32	0.73	0.77	0.111	-2.198
0.4	44	41	0.93	0.97	0.103	-2.274
0.5	44	44	1.00	1.00	0.885	-0.123
0.6	44	44	1.00	1.00	0.990	-0.010
0.7	44	44	1.00	1.00	0.999	-0.001
0.8	44	44	1.00	1.00	1.000	0.000
0.9	44	44	1.00	1.00	1.000	0.000
1	44	44	1.00	1.00	1.000	0.000
θ		0.25	Toplam=			-6.749
β		0.25				

Şekil 5.18 : MH Kırılgenlik Eğrisi Oluşturmak İçin Olasılık Tablosu.



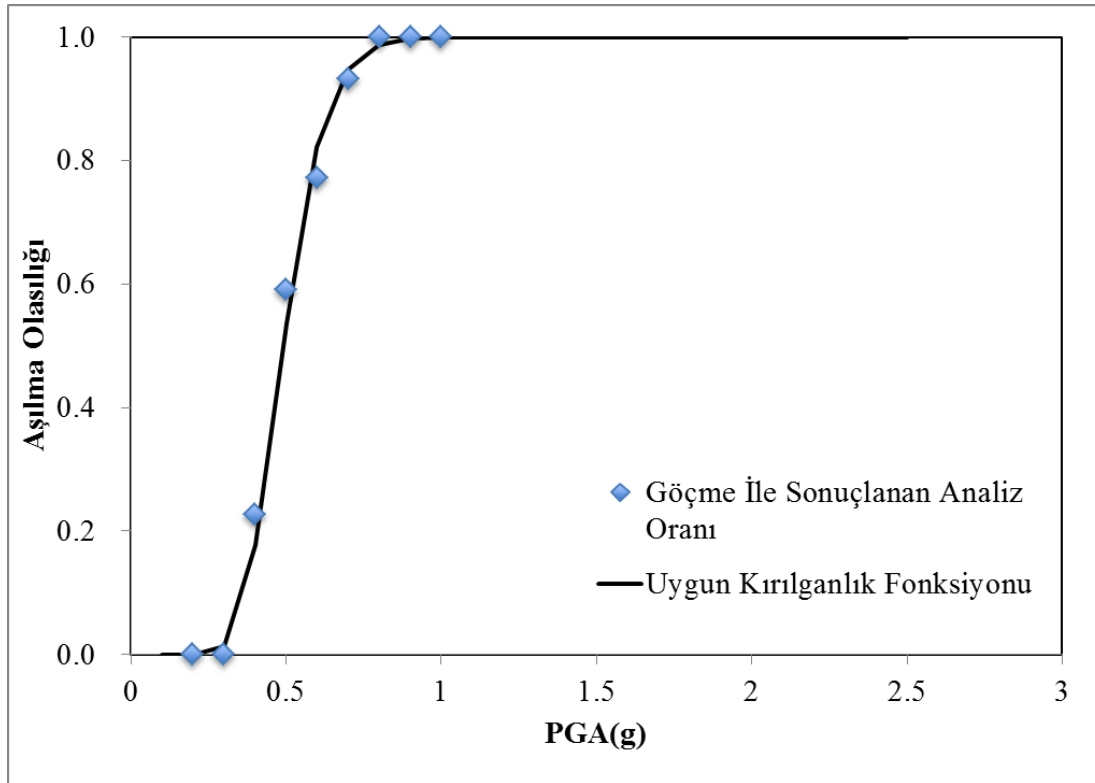
Şekil 5.19 : MH İçin Kırılmalık Eğrisi.

5.5.2.2 Orta Hasar Kırılmalık Eğrisi

Orta hasar sınıfı limit drift değeri 0.845%'dir. Şekil 5.20'de kırılmalık eğrisi oluşturabilmek için kullanılan olasılık tablosu, Şekil 5.21'de ise bu tablodaki değerler ile oluşturulan kırılmalık eğrisi sunulmuştur.

Şiddet Ölçüsü	Toplam Analiz Sayısı	Limiti Geçen Analiz Sayısı	Göçme ile Sonuçlanma Oranı	Teorik Kırılmalık Fonksiyonu	Olasılık	Logaritmik Olasılık
0.2	44	0	0.00	0.00	0.999	-0.001
0.3	44	0	0.00	0.01	0.566	-0.570
0.4	44	10	0.23	0.18	0.101	-2.290
0.5	44	26	0.59	0.54	0.093	-2.370
0.6	44	34	0.77	0.82	0.102	-2.283
0.7	44	41	0.93	0.95	0.210	-1.561
0.8	44	44	1.00	0.99	0.564	-0.573
0.9	44	44	1.00	1.00	0.882	-0.126
1	44	44	1.00	1.00	0.974	-0.026
θ		0.49			Toplam=	-9.800
β		0.22				

Şekil 5.20 : OH Kırılmalık Eğrisi Oluşturmak İçin Olasılık Tablosu.



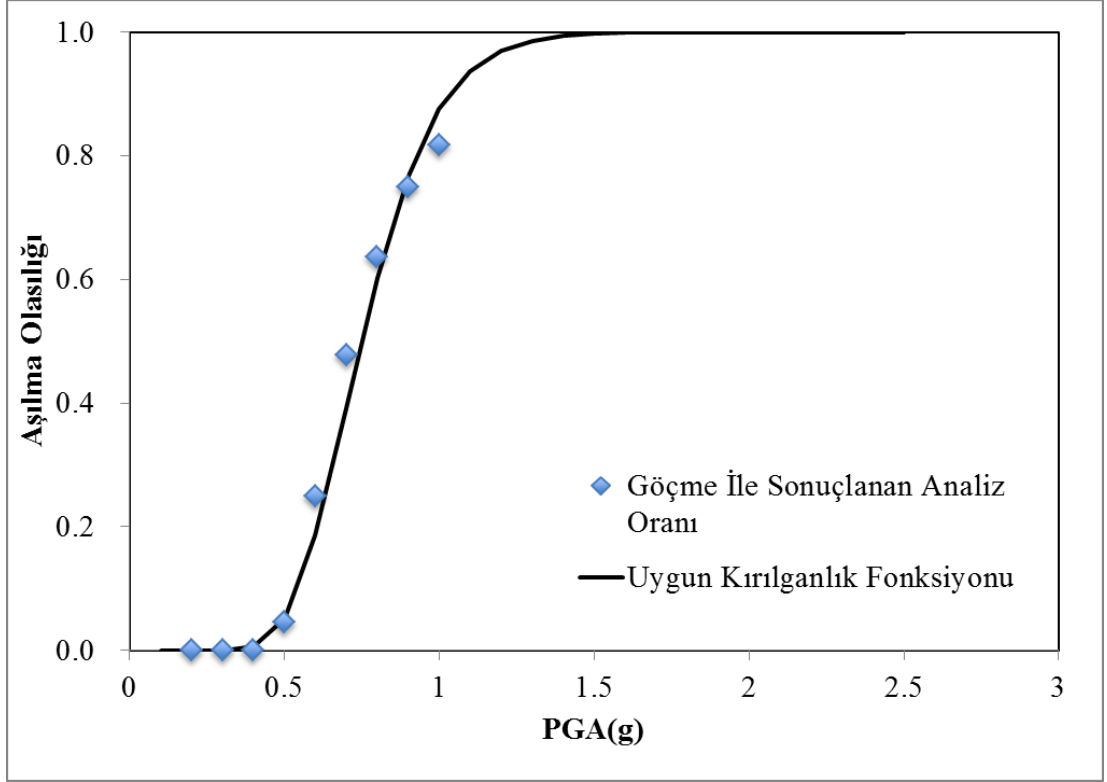
Şekil 5.21 : OH İçin Kırılmalık Eğrisi.

5.5.2.3 Belirgin Hasar Kırılmalık Eğrisi

Belirgin hasar sınıfı limit drift değeri 1.372%'dir. Şekil 5.22'de kırılmalık eğrisi oluşturabilmek için kullanılan olasılık tablosu, Şekil 5.23'de ise bu tablodaki değerler ile oluşturulan kırılmalık eğrisi sunulmuştur.

Şiddet Ölçüsü	Toplam Analiz Sayısı	Limiti Geçen Analiz Sayısı	Göçme ile Sonuçlanma Oranı	Teorik Kırılmalık Fonksiyonu	Olasılık	Logaritmik Olasılık
0.2	44	0	0.00	0.00	1.000	0.000
0.3	44	0	0.00	0.00	0.995	-0.005
0.4	44	0	0.00	0.01	0.769	-0.263
0.5	44	2	0.05	0.05	0.271	-1.306
0.6	44	11	0.25	0.19	0.079	-2.532
0.7	44	21	0.48	0.39	0.061	-2.792
0.8	44	28	0.64	0.60	0.111	-2.196
0.9	44	33	0.75	0.77	0.133	-2.018
1	44	36	0.82	0.88	0.086	-2.451
θ		0.75			Toplam=	-13.563
β		0.25				

Şekil 5.22 : BH Kırılmalık Eğrisi Oluşturmak İçin Olasılık Tablosu.



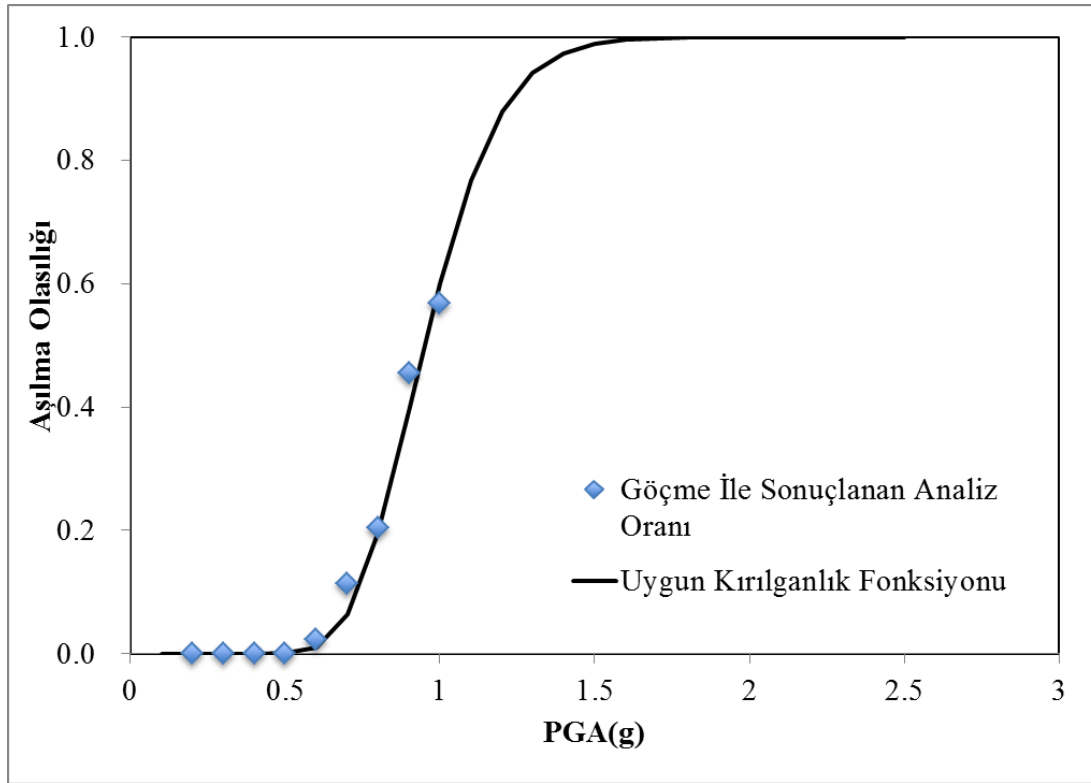
Şekil 5.23 : BH İçin Kırılmalık Eğrisi

5.5.2.4 Göçme Kırılmalık Eğrisi

Göçme durumu için limit drift değeri 1.955%'dir. Şekil 5.24'de kırılmalık eğrisi oluşturabilmek için kullanılan olasılık tablosu, Şekil 5.25'de ise bu tablodaki değerler ile oluşturulan kırılmalık eğrisi sunulmuştur.

Şiddet Ölçüsü	Toplam Analiz Sayısı	Limiti Geçen Analiz Sayısı	Göçme ile Sonuçlanma Oranı	Teorik Kırılmalık Fonksiyonu	Olasılık	Logaritmik Olasılık
0.2	44	0	0.00	0.00	1.000	0.000
0.3	44	0	0.00	0.00	1.000	0.000
0.4	44	0	0.00	0.00	1.000	0.000
0.5	44	0	0.00	0.00	0.971	-0.029
0.6	44	1	0.02	0.01	0.298	-1.211
0.7	44	5	0.11	0.06	0.086	-2.448
0.8	44	9	0.20	0.20	0.146	-1.925
0.9	44	20	0.45	0.39	0.086	-2.458
1	44	25	0.57	0.60	0.109	-2.214
θ		0.95			Toplam=	-10.286
β		0.20				

Şekil 5.24 : GH Kırılmalık Eğrisi Oluşturmak İçin Olasılık Tablosu.



Şekil 5.25 : GH İçin Kırılğanlık Eğrisi

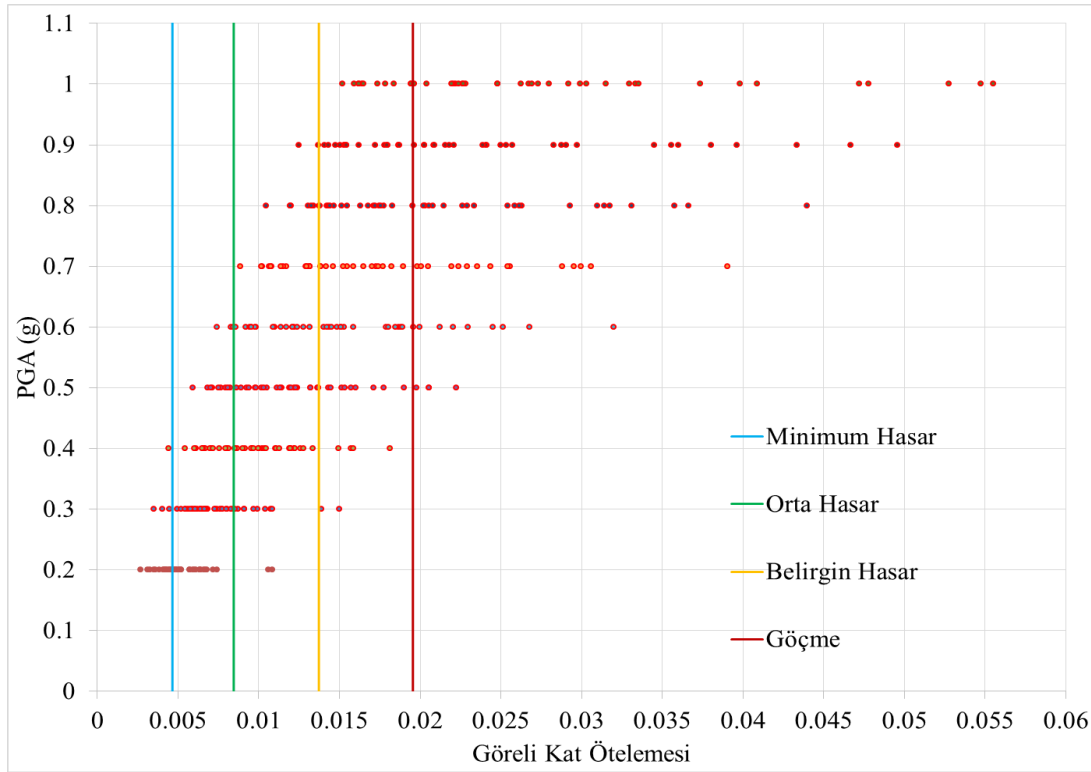
5.6 Zemin 2 Üzerinde Kabul Edilen Güçlendirilmiş Yapı İçin Analiz Sonuçları ve Kırılğanlık Eğrileri

5.6.1 Analizler Sonucunda Oluşan Maksimum Göreli Kat Ötelemesi Değerleri

Analizler iki yöndeki kayıtların aynı anda yapıya uygulanması ile gerçekleştirilmiştir. X olarak belirtilmiş olan analizler depremin birinci bileşeni planda X yönünde aynı anda ikinci bileşeni Y yönünde, Y olarak belirtilmiş olan analizlerde depremin birinci bileşeni Y yönünde aynı zamanda ikinci bileşeni X yönünde uygulanmıştır. Bu şekilde tek bir deprem kaydından iki farklı deprem karakteristiği elde edilmiştir. Mevcut modeldeki gibi düşük g değerlerinde limiti aşan analiz sayıları çok az olduğu için bu bölümde deprem maksimum yer ivmesi 1.0g değerlerine kadar büyütülmüş böylelikle kırılğanlık eğrisi oluşturabilmek için daha anlamlı sonuçlar elde edilmiştir. Sonuçlardan elde edilen göreli kat öteleme değerleri Çizelge 5.7’de ve bu değerler ile oluşturulmuş hasar dağılımları Şekil 5.26’da sunulmuştur.

Çizelge 5.7 : Zemin2 Üzerinde Bulunan Yapıda Oluşan Maksimum Göreli Kat Ötelemeleri

DEPREM	DRIFT 0.2	DRIFT 0.3	DRIFT 0.4	DRIFT 0.5	DRIFT 0.6	DRIFT 0.7	DRIFT 0.8	DRIFT 0.9	DRIFT 1.0
953-X	0.0060	0.0069	0.0102	0.0136	0.0230	0.0306	0.0366	0.0467	0.0555
953-Y	0.0061	0.0084	0.0119	0.0205	0.0320	0.0390	0.0440	0.0496	0.0547
960-X	0.0066	0.0099	0.0126	0.0151	0.0179	0.0205	0.0229	0.0257	0.0280
960-Y	0.0063	0.0077	0.0100	0.0132	0.0159	0.0189	0.0226	0.0241	0.0333
1602-X	0.0049	0.0074	0.0096	0.0119	0.0144	0.0173	0.0203	0.0221	0.0228
1602-Y	0.0052	0.0059	0.0081	0.0105	0.0132	0.0155	0.0178	0.0196	0.0204
1787-X	0.0051	0.0068	0.0082	0.0092	0.0110	0.0132	0.0155	0.0187	0.0227
1787-Y	0.0038	0.0055	0.0071	0.0089	0.0109	0.0129	0.0151	0.0180	0.0222
169-X	0.0059	0.0080	0.0110	0.0137	0.0181	0.0198	0.0208	0.0216	0.0262
169-Y	0.0047	0.0076	0.0134	0.0178	0.0187	0.0201	0.0233	0.0253	0.0267
174-X	0.0051	0.0064	0.0067	0.0079	0.0092	0.0102	0.0119	0.0141	0.0162
174-Y	0.0035	0.0050	0.0070	0.0086	0.0098	0.0107	0.0131	0.0153	0.0174
1111-X	0.0049	0.0064	0.0092	0.0111	0.0140	0.0159	0.0171	0.0178	0.0184
1111-Y	0.0052	0.0059	0.0085	0.0102	0.0122	0.0138	0.0172	0.0187	0.0194
1116-X	0.0109	0.0139	0.0157	0.0198	0.0245	0.0288	0.0314	0.0345	0.0373
1116-Y	0.0106	0.0150	0.0181	0.0222	0.0268	0.0295	0.0331	0.0360	0.0398
1158-X	0.0046	0.0068	0.0090	0.0115	0.0142	0.0170	0.0202	0.0241	0.0303
1158-Y	0.0068	0.0078	0.0096	0.0122	0.0153	0.0182	0.0215	0.0250	0.0292
1148-X	0.0027	0.0040	0.0054	0.0068	0.0083	0.0108	0.0134	0.0154	0.0195
1148-Y	0.0031	0.0035	0.0044	0.0059	0.0074	0.0089	0.0105	0.0125	0.0152
900-X	0.0045	0.0073	0.0122	0.0171	0.0213	0.0256	0.0310	0.0380	0.0472
900-Y	0.0058	0.0108	0.0159	0.0205	0.0251	0.0300	0.0358	0.0433	0.0528
848-X	0.0042	0.0091	0.0150	0.0190	0.0221	0.0244	0.0263	0.0283	0.0299
848-Y	0.0045	0.0067	0.0104	0.0160	0.0200	0.0229	0.0258	0.0288	0.0315
752-X	0.0072	0.0109	0.0122	0.0124	0.0128	0.0132	0.0137	0.0151	0.0164
752-Y	0.0064	0.0087	0.0120	0.0143	0.0149	0.0153	0.0163	0.0180	0.0196
767-X	0.0052	0.0062	0.0072	0.0082	0.0095	0.0108	0.0120	0.0153	0.1966
767-Y	0.0041	0.0056	0.0067	0.0071	0.0084	0.0102	0.0120	0.0137	0.1528
1633-X	0.0036	0.0045	0.0065	0.0081	0.0096	0.0117	0.0133	0.0148	0.0162
1633-Y	0.0033	0.0058	0.0076	0.0094	0.0114	0.0130	0.0146	0.0162	0.0179
721-X	0.0041	0.0061	0.0079	0.0098	0.0121	0.0142	0.0168	0.0203	0.0248
721-Y	0.0048	0.0060	0.0065	0.0077	0.0098	0.0138	0.0174	0.0218	0.0269
725-X	0.0057	0.0083	0.0100	0.0113	0.0124	0.0132	0.0138	0.0143	0.0159
725-Y	0.0043	0.0065	0.0087	0.0103	0.0117	0.0130	0.0142	0.0154	0.0165
829-X	0.0049	0.0085	0.0119	0.0154	0.0188	0.0224	0.0261	0.0297	0.0336
829-Y	0.0067	0.0097	0.0128	0.0157	0.0189	0.0220	0.0254	0.0291	0.0330
1244-X	0.0042	0.0064	0.0105	0.0145	0.0196	0.0254	0.0317	0.0396	0.0478
1244-Y	0.0064	0.0091	0.0111	0.0120	0.0185	0.0236	0.0293	0.0356	0.0409
1485-X	0.0045	0.0073	0.0097	0.0123	0.0151	0.0177	0.0196	0.0208	0.0221
1485-Y	0.0049	0.0067	0.0085	0.0098	0.0121	0.0146	0.0176	0.0203	0.0227
68-X	0.0043	0.0052	0.0061	0.0070	0.0086	0.0115	0.0143	0.0172	0.0224
68-Y	0.0045	0.0055	0.0060	0.0075	0.0095	0.0114	0.0144	0.0187	0.0248
125-X	0.0074	0.0104	0.0120	0.0132	0.0145	0.0165	0.0183	0.0209	0.0220
125-Y	0.0051	0.0080	0.0113	0.0137	0.0151	0.0174	0.0206	0.0239	0.0273



Şekil 5.26 : Deprem Büyüklüklerine Göre Zemin2 Üzerindeki Güçlendirilmiş Yapıda Oluşan Maksimum Görelî Kat Öteleme Değerleri.

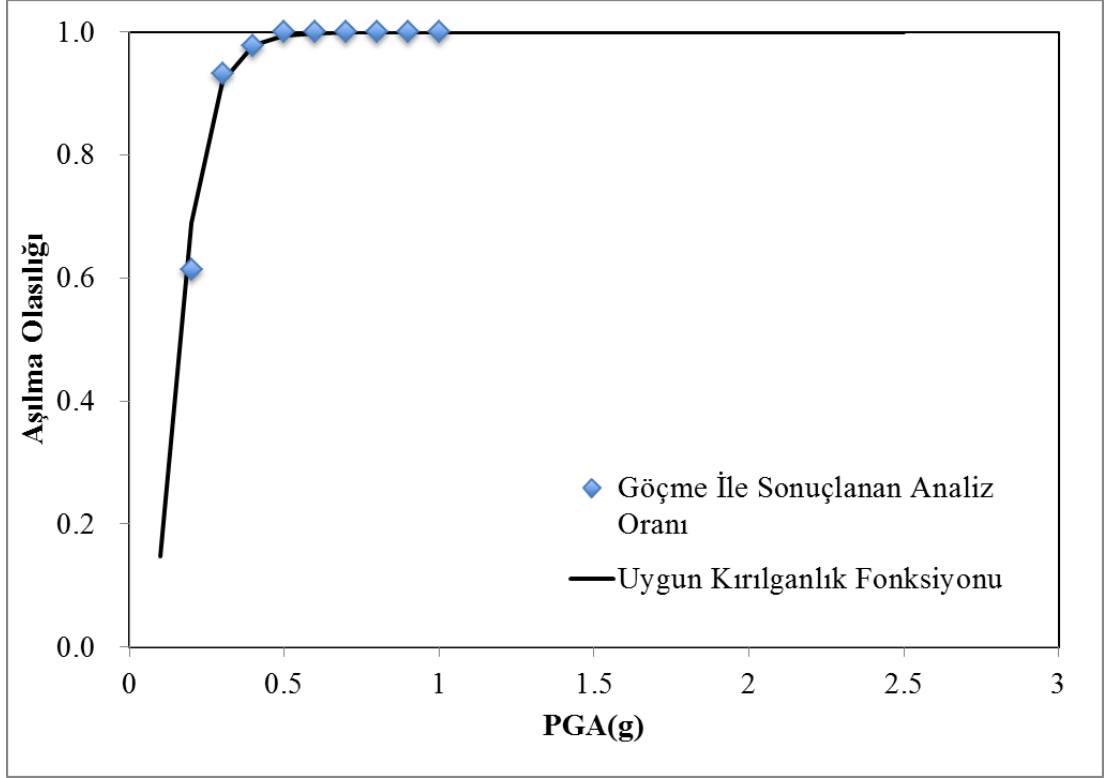
5.6.2 Hasar Sınıflarına Göre Oluşturulmuş Kırılgenlik Eğrileri

5.6.2.1 Minimum Hasar Kırılgenlik Eğrisi

Minimum hasar sınıfı limit drift değeri 0.465%'dir. Şekil 5.27'de kırılgenlik eğrisi oluşturabilmek için kullanılan olasılık tablosu, Şekil 5.28'de ise bu tablodaki değerler ile oluşturulan kırılgenlik eğrisi sunulmuştur.

Şiddet Ölçüsü	Toplam Analiz Sayısı	Limiti Geçen Analiz Sayısı	Göçme ile Sonuçlanma Oranı	Teorik Kırılgenlik Fonksiyonu	Olasılık	Logaritmik Olasılık
0.2	44	27	0.61	0.69	0.069	-2.674
0.3	44	41	0.93	0.92	0.220	-1.514
0.4	44	43	0.98	0.98	0.371	-0.992
0.5	44	44	1.00	0.99	0.779	-0.250
0.6	44	44	1.00	1.00	0.930	-0.073
0.7	44	44	1.00	1.00	0.977	-0.023
0.8	44	44	1.00	1.00	0.992	-0.008
0.9	44	44	1.00	1.00	0.997	-0.003
1	44	44	1.00	1.00	0.999	-0.001
θ		0.16	Toplam=			-5.537
β		0.45				

Şekil 5.27 : MH Kırılgenlik Eğrisi Oluşturmak İçin Olasılık Tablosu.



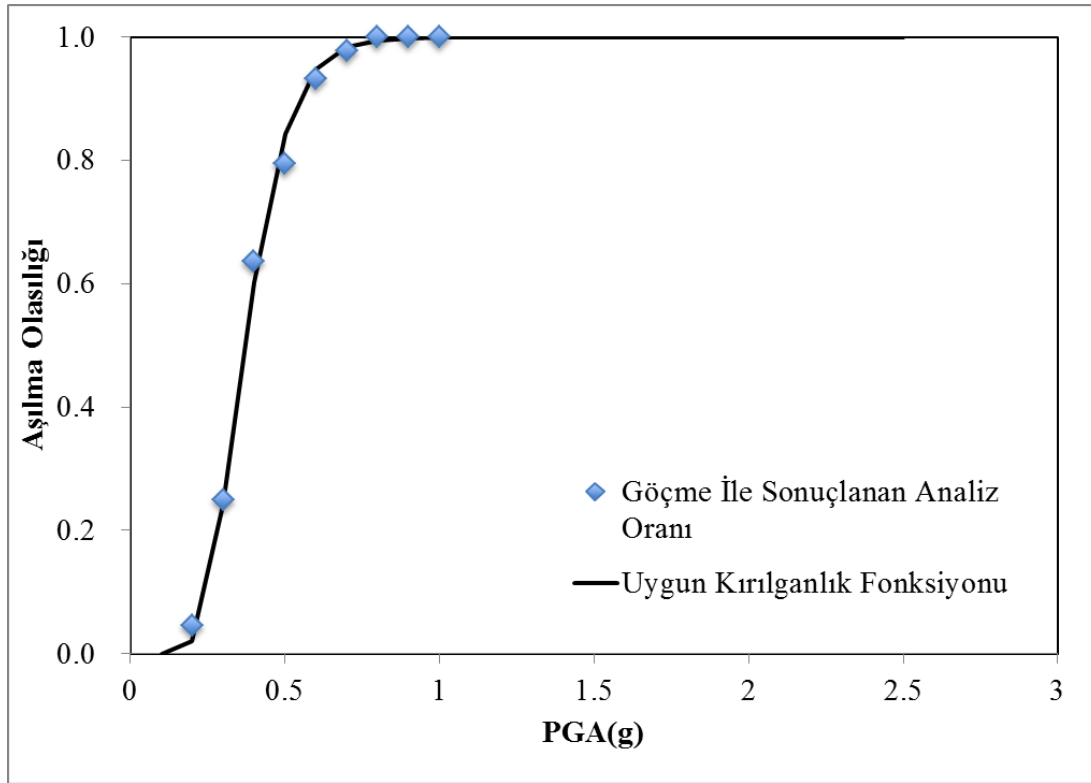
Şekil 5.28 : MH İzin Kırılabilirlik Eğrisi.

5.6.2.2 Orta Hasar Kırılabilirlik Eğrisi

Orta hasar sınıfı limit drift değeri 0.845%'dir. Şekil 5.29'da kırılabilirlik eğrisi oluşturabilmek için kullanılan olasılık tablosu, Şekil 5.30'da ise bu tablodaki değerler ile oluşturulan kırılabilirlik eğrisi sunulmuştur.

Şiddet Ölçüsü	Toplam Analiz Sayısı	Limiti Geçen Analiz Sayısı	Göçme ile Sonuçlanma Oranı	Teorik Kırılabilirlik Fonksiyonu	Olasılık	Logaritmik Olasılık	
0.2	44	2	0.05	0.02	0.163	-1.812	
0.3	44	11	0.25	0.24	0.137	-1.989	
0.4	44	28	0.64	0.60	0.112	-2.192	
0.5	44	35	0.80	0.84	0.105	-2.250	
0.6	44	41	0.93	0.95	0.213	-1.547	
0.7	44	43	0.98	0.98	0.357	-1.031	
0.8	44	44	1.00	0.99	0.799	-0.224	
0.9	44	44	1.00	1.00	0.935	-0.067	
1	44	44	1.00	1.00	0.980	-0.020	
θ		0.37	Toplam=				-11.132
β		0.30					

Şekil 5.29 : OH Kırılabilirlik Eğrisi Oluşturmak İçin Olasılık Tablosu.



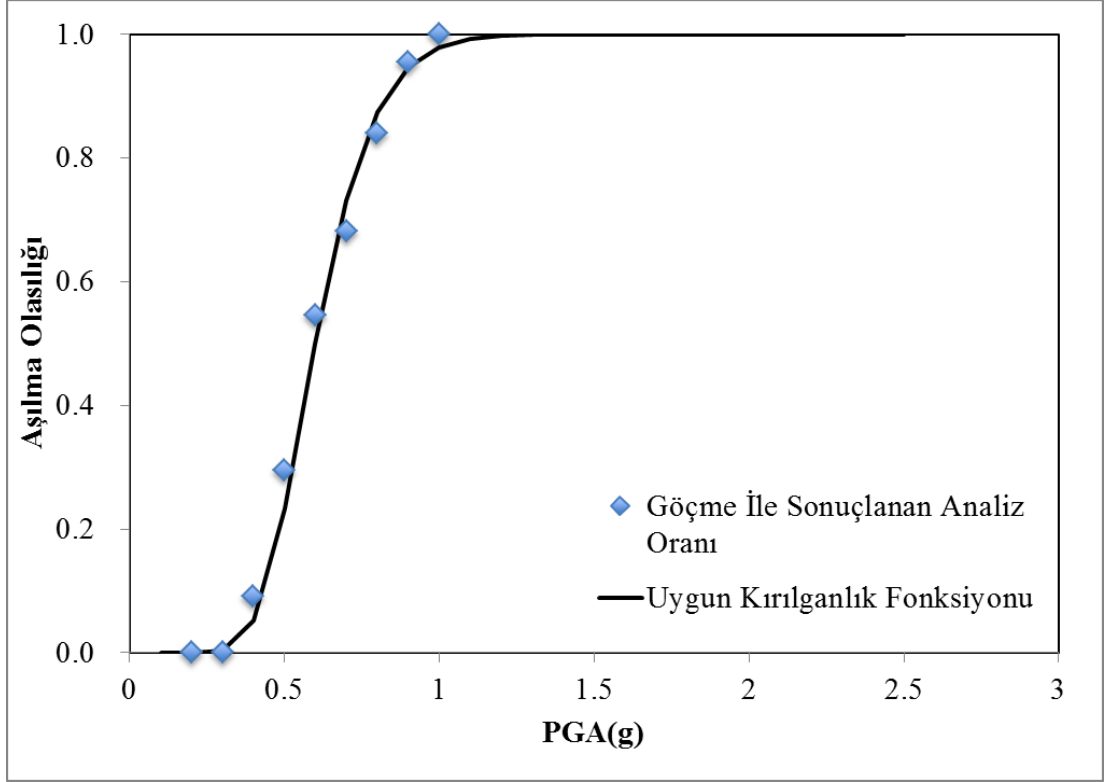
Şekil 5.30 : OH İçin Kırılmalık Eğrisi.

5.6.2.3 Belirgin Hasar Kırılmalık Eğrisi

Belirgin hasar sınıfı limit drift değeri 1.372%'dir. Şekil 5.31'da kırılmalık eğrisi oluşturabilmek için kullanılan olasılık tablosu, Şekil 5.32'de ise bu tablodaki değerler ile oluşturulan kırılmalık eğrisi sunulmuştur.

Şiddet Ölçüsü	Toplam Analiz Sayısı	Limiti Geçen Analiz Sayısı	Göçme ile Sonuçlanma Oranı	Teorik Kırılmalık Fonksiyonu	Olasılık	Logaritmik Olasılık
0.2	44	0	0.00	0.00	1.000	0.000
0.3	44	0	0.00	0.00	0.885	-0.123
0.4	44	4	0.09	0.05	0.119	-2.129
0.5	44	13	0.30	0.23	0.083	-2.489
0.6	44	24	0.55	0.50	0.100	-2.302
0.7	44	30	0.68	0.73	0.098	-2.318
0.8	44	37	0.84	0.88	0.131	-2.036
0.9	44	42	0.95	0.95	0.271	-1.306
1	44	44	1.00	0.98	0.402	-0.912
θ		0.60			Toplam=	-13.615
β		0.25				

Şekil 5.31 : BH Kırılmalık Eğrisi Oluşturmak İçin Olasılık Tablosu.



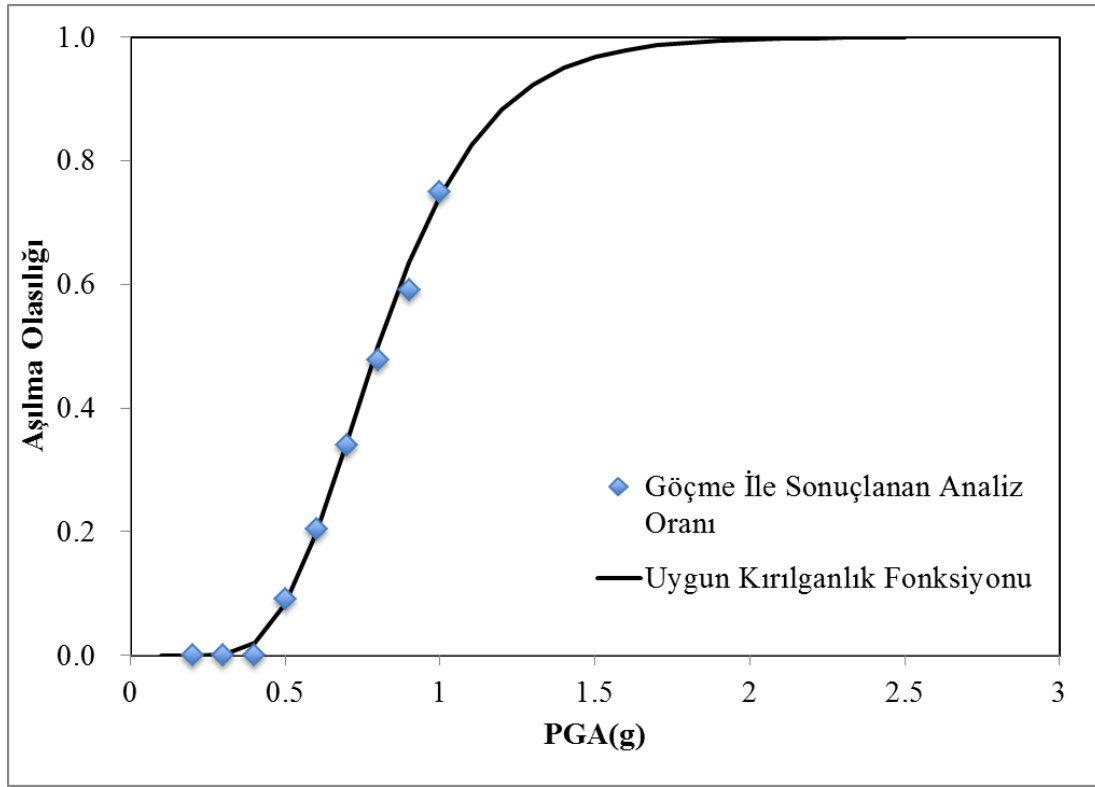
Şekil 5.32 : BH İçin Kırılmalık Eğrisi

5.6.2.4 Göçme Kırılmalık Eğrisi

Göçme durumu için limit drift değeri 1.955%'dir. Şekil 5.33'de kırılmalık eğrisi oluşturabilmek için kullanılan olasılık tablosu, Şekil 5.34'de ise bu tablodaki değerler ile oluşturulan kırılmalık eğrisi sunulmuştur.

Şiddet Ölçüsü	Toplam Analiz Sayısı	Limiti Geçen Analiz Sayısı	Göçme ile Sonuçlanma Oranı	Teorik Kırılmalık Fonksiyonu	Olasılık	Logaritmik Olasılık
0.2	44	0	0.00	0.00	0.999	-0.001
0.3	44	0	0.00	0.00	0.917	-0.086
0.4	44	0	0.00	0.02	0.398	-0.922
0.5	44	4	0.09	0.08	0.202	-1.601
0.6	44	9	0.20	0.20	0.147	-1.917
0.7	44	15	0.34	0.35	0.126	-2.075
0.8	44	21	0.48	0.50	0.114	-2.168
0.9	44	26	0.59	0.64	0.101	-2.293
1	44	33	0.75	0.74	0.137	-1.986
θ		0.80			Toplam=	-13.050
β		0.34				

Şekil 5.33 : GH Kırılmalık Eğrisi Oluşturmak İçin Olasılık Tablosu.

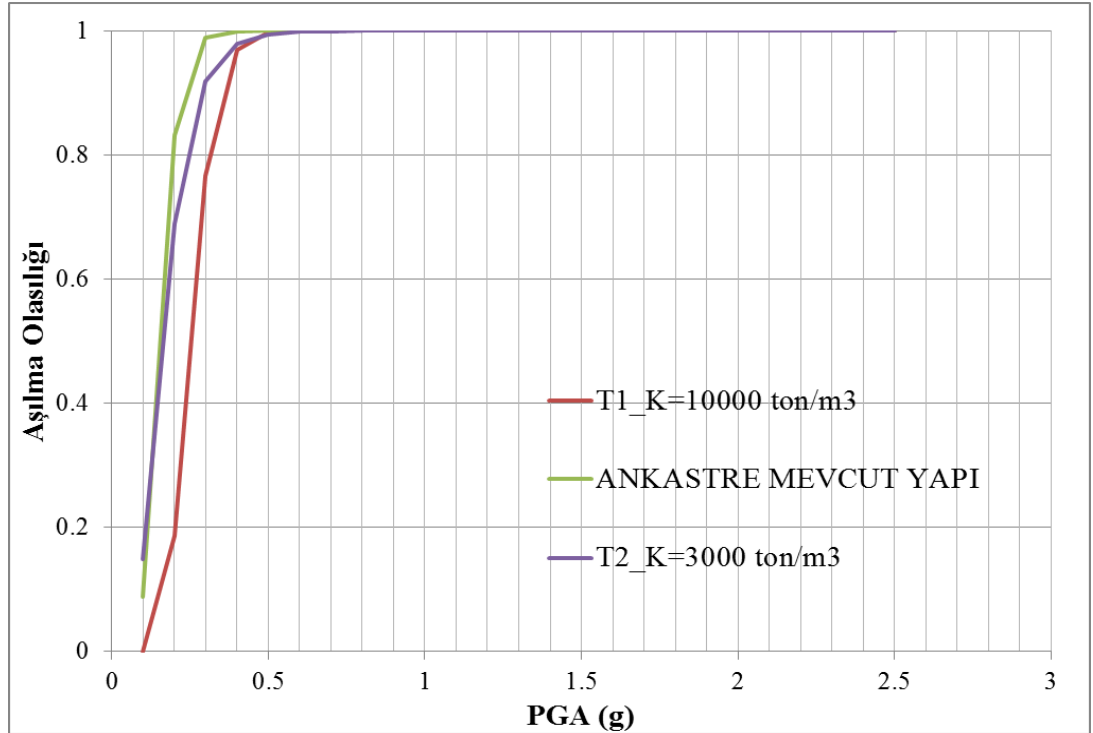


Şekil 5.34 : GH İçin Kırılmalılık Eğrisi

6. SONUÇ VE ÖNERİLER

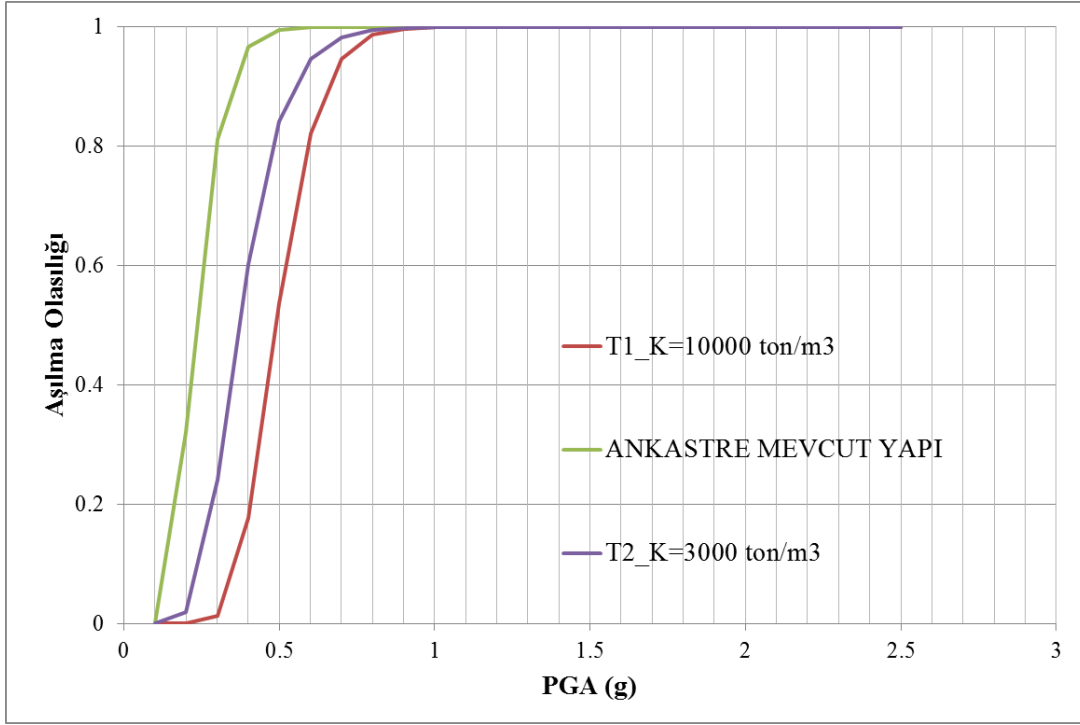
Bu tez çalışmasında güçlendirme öncesi ve sonrasındaki yapıların performans değerlendirmesi yapılmış, ek olarak kırılmalık eğrileri oluşturup olasılıksal olarak hasar durumları incelenmiş ve ayrıca güçlendirilmiş yapının farklı türde zeminler üzerinde olma durumları gözönünde bulundurularak yapı mesnetlenmesindeki rijitlik kabullerinin performans çalışmaları üzerindeki etkisi kırılmalık eğrileri üzerinde irdelenmiştir. Güçlendirilmiş olan yapının farklı iki zemin türü üzerinde bulunması incelendiği için farklı iki analiz sonucu sunulmaktadır. Aşağıda sonuçların daha iyi yorumlanabilmesi amacıyla Şekil 6.1, Şekil 6.2, Şekil 6.3 ve Şekil 6.4'te her bir hasar seviyesi için mevcut yapı ile iki ayrı zemin türü üzerindeki güçlendirilmiş yapının kırılmalık eğrileri aynı grafikte gösterilmiştir. Deprem yönetmeliğine göre bu grafikleri yorumlayabilmek için hazırlanmış olan grafikler ise Şekil 6.5, Şekil 6.6 ile Şekil 6.7 olarak sunulmuştur.

Minimum Hasar Durumu İçin Kırılmalık Eğrileri;



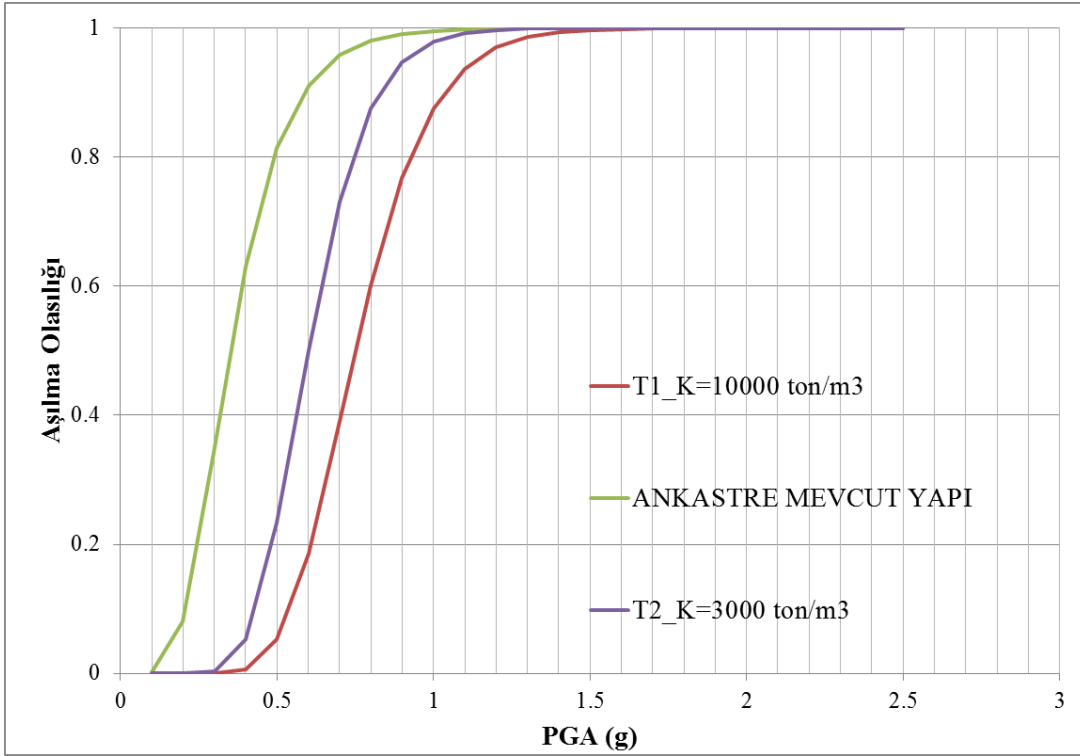
Şekil 6.1 : MH Durumu İçin Kırılmalık Eğrileri Karşılaştırması.

Orta Hasar Durumu İçin Kırılabilirlik Eğrileri;



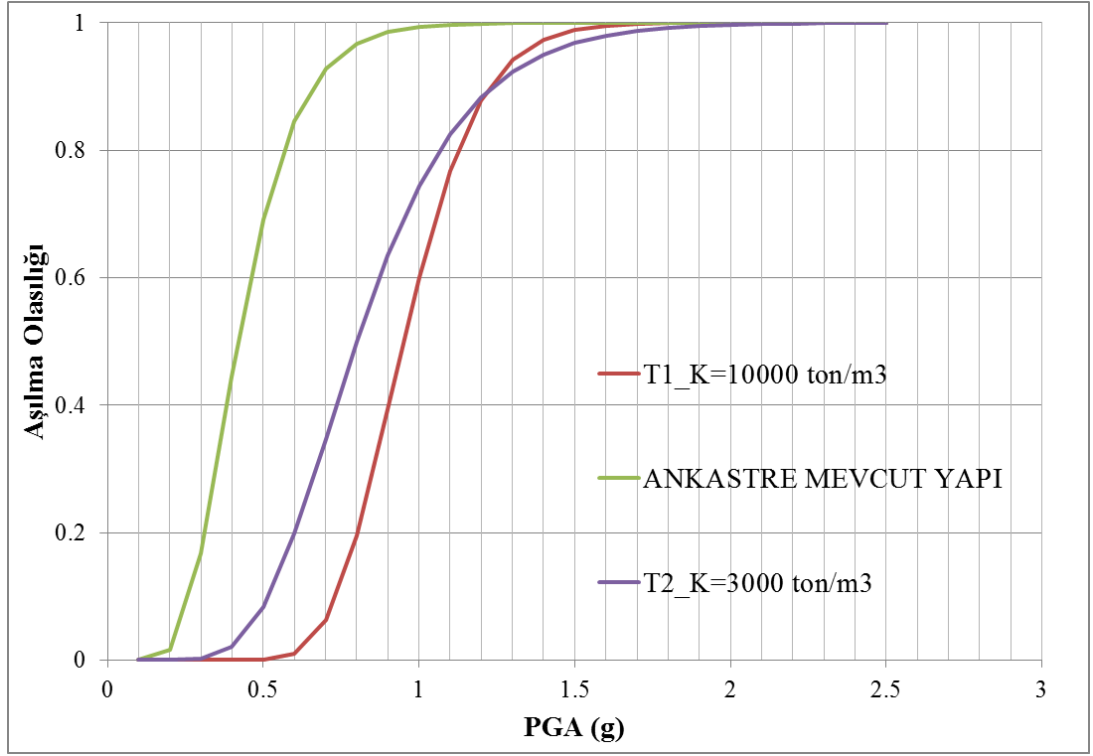
Şekil 6.2 : OH Durumu İçin Kırılabilirlik Eğrileri Karşılaştırması.

Belirgin Hasar Durumu İçin Kırılabilirlik Eğrileri;

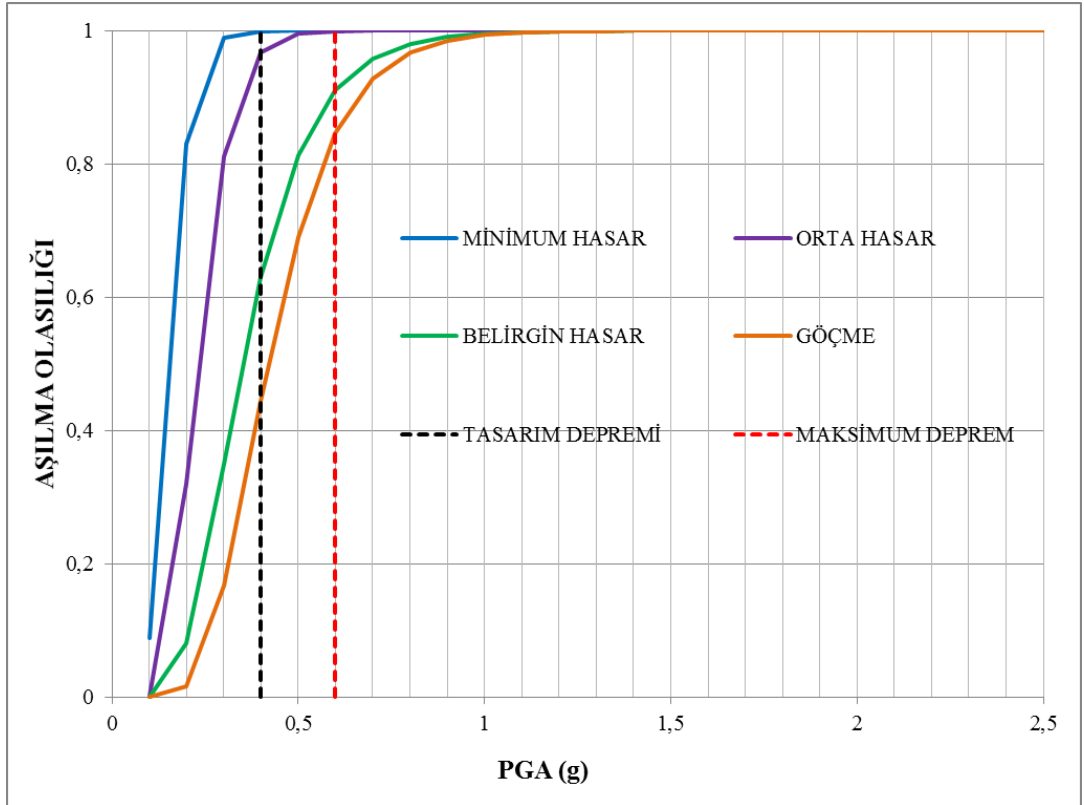


Şekil 6.3 : BH Durumu İçin Kırılabilirlik Eğrileri Karşılaştırması.

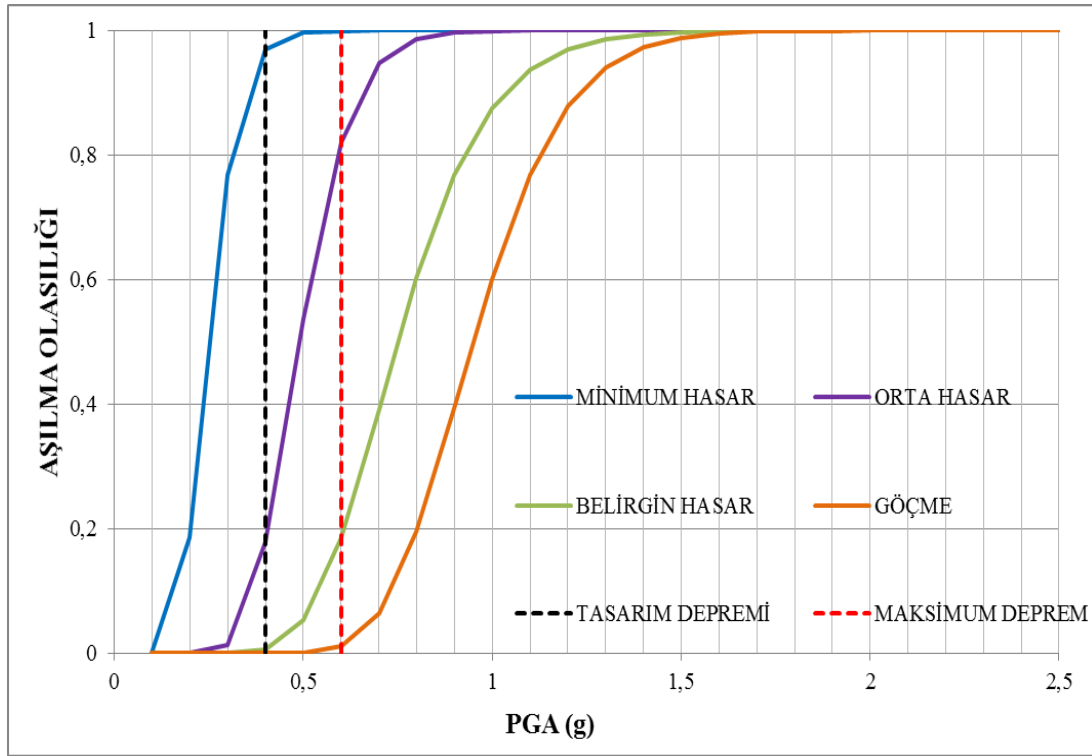
Göçme Durumu İçin Kırılganlık Eğrileri;



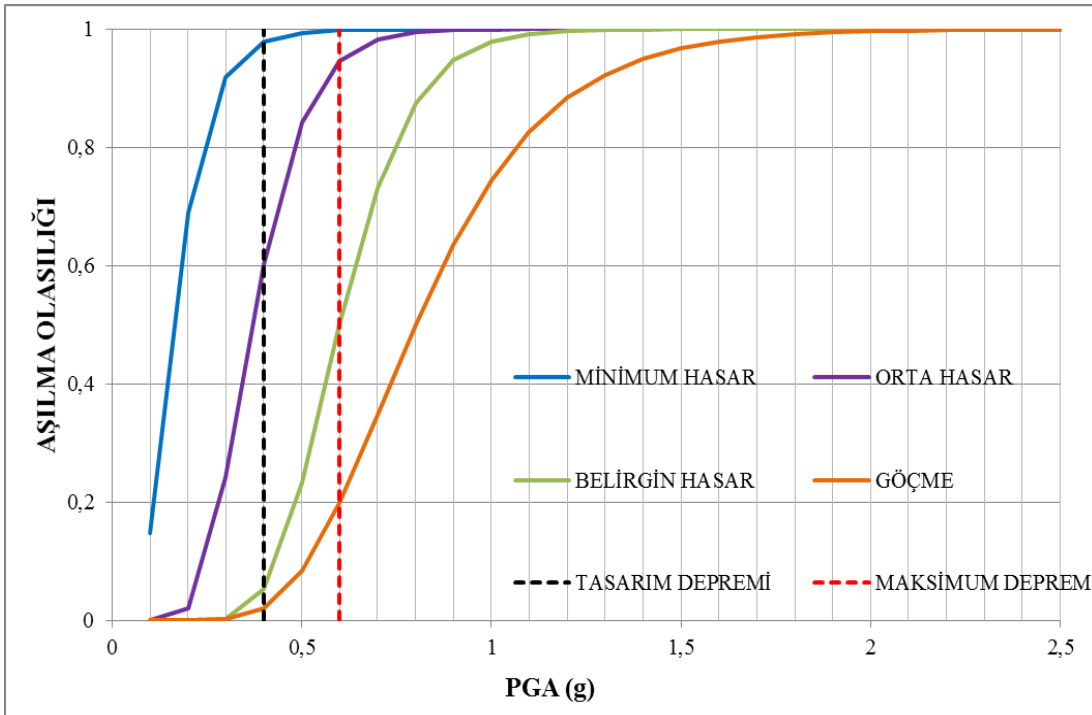
Şekil 6.4 : GH Durumu İçin Kırılganlık Eğrileri Karşılaştırması.



Şekil 6.5 : Mevcut Yapı, Bütün Hasar Durumları İçin Kırılganlık Eğrileri Karşılaştırması.



Şekil 6.6 : Zemin1 Güçlendirilmiş Yapı, Bütün Hasar Durumları İçin Kırılma Olasılığı Eğrileri Karşılaştırması.



Şekil 6.7 : Zemin2 Güçlendirilmiş Yapı, Bütün Hasar Durumları İçin Kırılma Olasılığı Eğrileri Karşılaştırması.

Aşılma olasılığı 50 yılda %10 olan depremde maksimum zemin ivme değerinin yaklaşık 0.4g değerine karşılık geldiği düşünülebilir. TDY2007 yönetmeliği gereğince bu deprem düzeyinde okul türü yapılarda hemen kullanım performans düzeyi istenmektedir. Bu kullanım seviyesi için orta hasar durumu kırılmalık eğrileri incelendiğinde mevcut yapıda hasarlılık riski %95 mertebelerinde iken güçlendirilmiş yapıda bu oran zayıf zeminde yaklaşık %60, güçlü zeminde ise %18 değerlerine düşmektedir.

Aşılma olasılığı 50 yılda %2 olan depremde maksimum zemin ivme değerinin yaklaşık 0.6g değerine karşılık geldiği düşünülebilir. TDY2007 yönetmeliği gereğince bu deprem düzeyinde okul türü yapılarda can güvenliği performans düzeyi istenmektedir. Bu kullanım seviyesi için belirgin hasar durumu kırılmalık eğrileri incelendiğinde mevcut yapıda hasarlılık riski %92 mertebelerinde iken güçlendirilmiş yapıda bu oran zayıf zeminde yaklaşık %50, güçlü zeminde ise %19 değerlerine düşmektedir.

Sonuç olarak bu çalışmada performans değerlendirmesine olasılıklı ifadeler dâhil edilerek güçlendirilmiş olan yapının performans seviyesinin ne kadar iyileştirildiği olasılıksal olarak da ifade edilmiştir. Aynı zamanda kırılmalık eğrileri tasarım depremlerinden daha büyük depremler oluşması durumunda da yapıda oluşabilecek hasar durumunu ve performans seviyesini tahmin edilebilme imkânı sağladığından, kırılmalık eğrilerin performans değerlendirme çalışmalarına ilave edilmesi önerilmektedir. Sunulan sonuçlar yalnızca incelenen tipteki okul yapıları için analizlerin gerçekleştirildiği deprem kayıtları, parametreleri ve zemin kabulleri esas alındığı durumlar için geçerlidir. Farklı yapılarda ve bulundukları farklı koşullarda sonuçlar değişkenlik gösterecektir. Kırılmalık eğrilerinde görüldüğü üzere zemin kalitesinin düşürülmesi ile risk değerleri oldukça artmaktadır. Daha gerçekçi sonuçlar elde etmek için bu çalışmayı bir sonraki aşamaya taşıyacak konular temel kırışmalarının zamana bağlı doğrusal olmayan davranışlarını ve zemini daha gerçekçi temsil edebilmek için yayların inelastik davranışını sonuçlara yansıtmak olabilir.

KAYNAKLAR

- [1] Url-1 <<http://www.deprem.gov.tr>>, 13.04.2014.
- [2] **Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik**, 2007.
Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Maya Basın, Ankara.
- [3] **Celep, Z. ve Kumbasar, N.**, 2004. Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı, Beta Dağıtım, İstanbul.
- [4] **Aydınoğlu, M. N., Celep, Z., Özer, E., Sucuoğlu, H.**, 2008. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik için Eğitim Kitabı
- [5] **ETABS**, Integrated Analysis, Design and Drafting of Buildings Systems Program, 2009. Computers and Structures Inc., Berkeley, California.
- [6] **SAP2000**, Integrated Software for Structural Analysis and Design Program, 2010. Computers and Structures Inc., Berkeley, California.
- [7] **HAZUS**,(1997). Earthquake loss estimation methodology-Technical Manual, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [8] **FEMA-P695**, Quantification of Building Seismic Performance Factors, FEMA P695/June2009
- [9] **Jack W. Baker**, Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis.
- [10] **Yuchuan Tang, Jian Zhang**, Probabilistic seismic demand analysis of a slender RC shear wall considering soil–structure interaction effects.
- [11] **Orakdöğen E., Girgin K., Boduroğlu M. H., Büyüksişli B., Gökçe T.**, Performance Evaluation of a Strengthened Building Considering the Soil-Structure Interaction.
- [12] **Papailia A.-Fardis M.N.**, (2011). Seismic fragility curves for reinforced concrete buildings
- [13] **SYNER-G.**, (2011). Systematic Seismic Vulnerability and Risk Analysis for Buildings, Lifeline Networks and Infrastructures Safety Gain – D.3.1 Fragility functions for common RC building types in Europe, Project No 244061, Seventh Framework Programme, March 2011
- [14] **SYNER-G.**, (2011). Systematic Seismic Vulnerability and Risk Analysis for Buildings, Lifeline Networks and Infrastructures Safety Gain – D2.12- Efficient Intensity Measures for Components Within a Number of Infrastructures, Project No 244061, Seventh Framework Programme, April 2011

- [15] **E. Dumova-Jovanoska**, (2000). "Fragility curves for reinforced concrete structures in Scopje region" *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 19(6), 455-466, 2000
- [16] **T. Rossetto and A. Elnashai**, (2005). "A new analytical procedure for the derivation of displacement-based vulnerability curves for populations of RC structures" *Engineering Structures* 27(3), 397-409, 2005
- [17] **M. S. Kirçil and Z. Polat**, (2006). "Fragility Analysis of Mid-Rise R/C Frame Buildings", *Engineering Structures*, 2006, 28(9):1335-1345
- [18] **E. Erduran and A. Yakut**, (2007). "Vulnerability Assessment of Reinforced Concrete Moment Resisting Frame Buildings", *ASCE-Journal of Structural Engineering*, 133(4):576–586, April (2007)
- [19] **Jeong ve Elnashai**, (2007). "Probabilistic Fragility Analysis Parameterized by Fundamental Response Quantities", *Engineering Structures*, 6:1238-1251.
- [20] **Kırçıl, M. S.**, (2005). "Probabilistic Fragility Analysis Parameterized by Fundamental Response Quantities", *Engineering Structures*, 6:1238-1251.
- [21] **Shome, N.**, (1999). "Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures. Department of Civil and Environmental Engineering", Stanford University.
- [22] **Ibarra, L. F., and Krawinkler, H.**, (2005). "Global collapse of frame structures under seismic excitations. John A. Blume Earthquake Engineering Center", Stanford, CA, 324.
- [23] **Haselton, C. B., and Deierlein, G. G.**, (2007). Assessing seismic collapse safety of modern reinforced concrete moment frame buildings. Pacific Earthquake Engineering Research Center Technical Report 2007/08, Berkeley, CA.
- [24] **Liel, A. B., and Deierlein, G. G.**, (2008). Assessing the collapse risk of California's existing reinforced concrete frame structures: Metrics for seismic safety decisions. John A Blume Earthquake Engineering Center Report #166, Stanford University, Stanford, CA.
- [25] **Vamvatsikos, D., and Cornell, C. A.**, (2002). "Incremental dynamic analysis." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 491–514.
- [26] **Kennedy, R. P., and Ravindra, M. K.**, (1984). "Seismic Fragilities for Nuclear Power Plant Risk Studies." *Nuclear engineering and design: an international journal devoted to the thermal, mechanical and structural problems of nuclear energy*, 79, 47–68.
- [27] **Kim, S.-H., and Shinozuka, M.**, (2004). "Development of fragility curves of bridges retrofitted by column jacketing." *Probabilistic Engineering Mechanics*, 19(1–2), 105–112.
- [28] **Calvi, G. M., Pinho, R., Magenes, G., Bommer, J. J., Restrepo-Vélez, L. F., and Crowley, H.**, (2006). "Development of seismic vulnerability assessment methodologies over the past 30 years." *ISET journal of Earthquake Technology*, 43(3), 75–104.

- [29] **Villaverde, R.**, (2007). "Methods to Assess the Seismic Collapse Capacity of Building Structures: State of the Art." *Journal of Structural Engineering*, 133(1), 57–66.
- [30] **Porter, K., Kennedy, R., and Bachman, R.**, (2007). "Creating Fragility Functions for Performance-Based Earthquake Engineering." *Earthquake Spectra*, 23(2), 471–489.
- [31] **Shafei, B., Zareian, F., and Lignos, D. G.**, (2011). "A simplified method for collapse capacity assessment of moment-resisting frame and shear wall structural systems." *Engineering Structures*, 33(4), 1107–1116.
- [32] **Bradley, B. A., and Dhakal, R. P.**, (2008). "Error estimation of closed-form solution for annual rate of structural collapse." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 37(15), 1721–1737.
- [33] **Ghafory-Ashtiany, M., Mousavi, M., and Azarbakht, A.**, (2010). "Strong ground motion record selection for the reliable prediction of the mean seismic collapse capacity of a structure group." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, n/a–n/a.
- [34] **Eads, L., Miranda, E., Krawinkler, H., and Lignos, D. G.**, (2013). "An efficient method for estimating the collapse risk of structures in seismic regions." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 42(1), 25–41.
- [35] **Rice, J. A.**, (1995). *Mathematical statistics and data analysis*. Duxbury Press, Belmont, CA.
- [36] **Aslani, H., and Miranda, E.**, (2005). "Fragility assessment of slab-column connections in existing non-ductile reinforced concrete buildings." *Journal of Earthquake Engineering*, 9(6), 777–804.
- [37] **Baker, J. W., and Cornell, C. A.**, (2005a). "A vector-valued ground motion intensity measure consisting of spectral acceleration and epsilon." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 34(10), 1193–1217.
- [38] **Baker, J. W., and Cornell, C. A.**, (2005b). "Vector-valued ground motion intensity measures for probabilistic seismic demand analysis." Report No. 150, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford, CA, 321p.
- [39] **Klugman, S. A., Panjer, H. H., and Willmot, G. E.**, (2012). *Loss models: from data to decisions*. John Wiley & Sons.
- [40] **Bradley, B. A.**, (2010). "A generalized conditional intensity measure approach and holistic ground-motion selection." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 39(12), 1321–1342.
- [41] **Iervolino, I., Giorgio, M., Galasso, C., and Manfredi, G.**, (2010). "Conditional Hazard Maps for Secondary Intensity Measures." *Bulletin of the Seismological Society of America*, 100(6), 3312–3319.
- [42] **Lin, T., Haselton, C. B., and Baker, J. W.**, (2013). "Conditional spectrum-based ground motion selection. Part I: Hazard consistency for risk-based assessments." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 42(12), 1847–1865.

- [43] **Shinozuka, M., Feng, M. Q., Lee, J., and Naganuma, T.,** (2000). “Statistical analysis of fragility curves.” *Journal of Engineering Mechanics*, 126(12), 1224–1231.
- [44] **Agresti, A.,** (2012). *Categorical data analysis*. Wiley, New York.
- [45] **R Team.,** (2012). “The R project for statistical computing.” <<http://www.r-project.org/>>.
- [46] **The Mathworks.,** (2012). “Matlab 2012b Release, Statistics toolbox.”
- [47] **Basöz, N. I., and Kiremidjian, A. S.,** (1998). “Evaluation of bridge damage data from the Loma Prieta and Northridge, California earthquakes.” Technical Report MCEER, (98-0004).
- [48] **B. Özer AY and M. A. Erberik,** (2008). “Vulnerability of Turkish low-rise and mid-rise reinforced concrete frame structures” *Journal of Earthquake Engineering*, 12(S2):2-11,2008. doi: 10.1080/13632460802012687
- [49] **Börekçi M.,** (2008). “Betonarme Binalarda Yük-Yer Değiştirme ilişkisinin Hasar Olasılığı Üzerine Etkisi,” Yıldız Teknik Üniversitesi, İstanbul .
- [50] **Uğur Sümengen,** (2009). “Mevcut yapılarda kullanılan güçlendirme yöntemlerinin hasar olasılığına etkisi.” Yıldız Teknik Üniversitesi, İstanbul.
- [51] **A. Berna BÜYÜKŞİŞLİ,** (2013). “Güçlendirilmiş Yapi Sistemlerinde Yapi ve Zeminin Doğrusal Olmayan Davranışlarının Deprem Performansına Etkileri.” İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul.
- [52] **Veletsos, A.S., Wei, Y.T.** (1971). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*, FEMA, (ATC-55 Project), Washington, D.C. USA.
- [53] **FEMA-440,** (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*, FEMA, (ATC-55 Project), Washington, D.C. USA.
- [54] **FEMA-356,** (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*, ASCE, Reston, VA, USA.
- [55] **ATC-40,** (2000). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, ATC, California, USA.
- [56] **NEHRP,**(2000). *Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures*, Washington, D.C., USA.
- [57] **ASCE,** (2002). *Standart for Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.

ÖZGEÇMİŞ

Ad Soyad : Çağdaş TUNÇ
Doğum Yeri ve Tarihi : İSTANBUL / 1984
E-Posta : tunc.cagdas@gmail.com

ÖĞRENİM DURUMU:

- **Lisans** : 2008, Karadeniz Teknik Üniversitesi, İnşaat Müh.