

**T.C.
PAMUKKALE ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**TEK KATLI PREFABRİK YAPILARIN DEPREM
DAVRANIŞI VE TÜRK DEPREM
YÖNETMELİĞİNİN PREFABRİK YAPILAR
AÇISINDAN DEĞERLENDİRİLMESİ**

**Salih YILMAZ
İnşaat Mühendisi**

Yüksek Lisans Tezi

DENİZLİ – 2004

**TEK KATLI PREFABRİK YAPILARIN DEPREM
DAVRANIŞI VE TÜRK DEPREM
YÖNETMELİĞİNİN PREFABRİK YAPILAR
AÇISINDAN DEĞERLENDİRİLMESİ**

**Pamukkale Üniversitesi
Fen Bilimleri Enstitüsü
Tarafından Kabul Edilen
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı
Yüksek Lisans Tezi**

Salih YILMAZ

Tez Savunma Sınavı Tarihi : 13.07.2004

DENİZLİ - 2004

TEZ SINAV SONUÇ FORMU

Bu tez tarafımızdan okunmuş, kapsamı ve niteliği açısından Yüksek Lisans Tezi olarak kabul edilmiştir.

Prof. Dr. Adnan KUYUCULAR
(Yönetici)

Yrd. Doç. Dr. Mehmet İNEL
(Jüri Üyesi)

Yrd. Doç. Dr. Fuat DEMİR
(Jüri Üyesi)

Pamukkale Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulu'nun
..... tarih ve sayılı kararıyla onaylanmıştır.

Prof. Dr. M. Ali SARIGÖL

Müdür

Fen Bilimleri Enstitüsü

TEŞEKKÜR

Bu Yüksek Lisans tezimin danışmanlığını üstlenen, teşvik edici yönetimi ve olumlu eleştirileriyle bana yol gösteren hocam Prof. Dr. Adnan KUYUCULAR'a öncelikle teşekkür ederim.

Değerli hocalarım, Yrd. Doç. Dr. Şevket Murat ŞENEL ve Yrd. Doç. Dr. Mehmet İNEL'in bu çalışmaya çok büyük katkıları oldu; kendilerine cömert yardımları için minnettarım.

Gösterdikleri yakın alaka ve manevi destekleri dolayısıyla başta Prof. Dr. Hasan KAPLAN ve Yrd. Doç. Dr. Yavuz Selim TAMA olmak üzere İnşaat Mühendisliği Bölümünün tüm akademik personeline çok teşekkür ederim.

Değerli çalışma arkadaşım Arş. Gör. Ali Haydar KAYHAN'a gösterdiği yakın işbirliği ve yardımları için şükran borçluyum.

Arkadaşlık sabırlarını çok zorladığım, Gulmustafa ŞEN ve Hayri Baytan ÖZMEN'e teşekkürü borç bilirim.

Öğrenimim süresince, yıllarca ve şefkatle beni destekleyen aileme minnettarım. Ayrıca ve özellikle, bu tez çalışmam sırasında gösterdiği anlayış ve sabırdan dolayı sevgili eşime de çok teşekkür ederim. İyi ki varsın...

Salih YILMAZ

ÖZET

Ülkemizdeki sanayi bölgelerinin %98'i yüksek deprem riski taşıyan alanlarda konumlandırılmıştır. Bu sanayi bölgelerindeki fabrikaların hemen hepsi de, büyük açıklıkları kolonsuz olarak geçmek için ideal bir çözüm olan “tek katlı mafsal bağlantılı prefabrike yapılar” olarak inşa edilmişlerdir. Ancak bu yapıların deprem davranışı konusundaki bilgi düzeyimiz ve araştırmalar henüz yeterli seviyelerde değildir.

Bu çalışmada 1998 deprem yönetmeliğine göre tasarlanmış tek katlı prefabrik sanayi yapılarının deprem davranışı statik itme analizi (pushover) ve doğrusal ötesi zaman tanım alanında analiz (time-history) yöntemleri kullanılarak SAP2000 programıyla incelenmiş ve Deprem Yönetmeliğinin yeterliliği araştırılmıştır. Statik itme analizi sonucu bulunan kapasite eğrisiyle depremin talebi arasındaki ilişki ve yapının performans noktası Kapasite Spektrumu Yöntemi ile elde edilerek, sonuçlar doğrusal ötesi zaman tanım alanında analizden bulunan sonuçlar karşılaştırılmıştır.

Tüm bu çalışmalar sonucunda hem deprem yönetmeliği'ne bazı eleştiriler getirilmiş hem de Kapasite Spektrumu Yönteminin sonuçları sorgulanmıştır.

Anahtar Kelimeler: Prefabrik Yapı, Statik İtme Analizi, Doğrusal Ötesi Zaman Tanım Alanında Analiz, Kapasite Spektrumu Yöntemi, Deprem Yönetmeliği

Salih YILMAZ

ABSTRACT

In Turkey, %98 of the industrial regions, are located on high risk earthquake zones. Hinge connected precast concrete structures are ideal solutions to build factories, which need open spaces without columns and many buildings in these industrial regions are constructed using this type of construction. However, behavior of pin connected precast concrete structures under earthquake loading needs more research.

In this study, first, some type of one story precast concrete structures having pin connected beams are designed according to Turkish Earthquake Code (1998 version). These buildings, then, are analyzed by SAP200 using static pushover and nonlinear time-history analysis techniques and adequacy of Turkish Earthquake Code is investigated. By the way, results of the capacity spectrum method and nonlinear time history analysis are compared with each other.

As a result of this study, Turkish Earthquake Code and results of the capacity spectrum method are criticized.

Keywords: Precast building, static pushover analysis, nonlinear time history analysis, capacity spectrum method, earthquake code

Salih YILMAZ

İÇİNDEKİLER

| | Sayfa |
|-------------------------|-------|
| İçindekiler | VII |
| Şekiller Dizini | XI |
| Çizelgeler Dizini | XVI |
| Simgeler Dizini | XIX |

BİRİNCİ BÖLÜM GİRİŞ

| | |
|--|---|
| 1.1 Genel | 1 |
| 1.2 Çalışmanın Amacı | 2 |
| 1.3 Çalışmanın Kapsamı | 3 |
| 1.4 Prefabriğe Betonarme Binaların Deprem Dayanımları ile İlgili Mevcut Çalışmalar | 5 |

İKİNCİ BÖLÜM PREFABRİK YAPILAR

| | |
|---|----|
| 2.1. Prefabrik Yapı Sistemleri | 7 |
| 2.2. Avantajları | 7 |
| 2.3. Dezavantajları | 8 |
| 2.4. Deprem ve Prefabrik Yapılar | 8 |
| 2.5. Tek Katlı Mafsallı Prefabriğe Yapılardaki Hasar Tipleri ve Sebepleri | 9 |
| 2.6. Prefabrik Yapılar ve Yönetmeliklerimiz | 10 |
| 2.6.1. 1975 Deprem Yönetmeliği | 11 |

| | | |
|--------|------------------------------|----|
| 2.6.2. | 1998 Deprem Yönetmeliği..... | 12 |
| 2.6.3. | TS 9967..... | 14 |
| 2.6.4. | TS 500..... | 14 |
| 2.6.5. | TS 498..... | 15 |

ÜÇÜNCÜ BÖLÜM

YAPISAL ÇÖZÜMLEME YÖNTEMLERİ VE TASARIM KRİTERLERİ

| | | |
|----------|--|----|
| 3.1. | Genel..... | 20 |
| 3.2. | Yapısal Analiz Yöntemleri..... | 20 |
| 3.2.1. | Doğrusal Analiz Metotları..... | 21 |
| 3.2.1.1. | Eşdeğer Statik Yük..... | 21 |
| 3.2.1.2. | Mod Birleştirme Yöntemi..... | 22 |
| 3.2.1.3. | Zaman Tanım Alanında Analiz..... | 22 |
| 3.2.2. | Doğrusal Ötesi Analiz Metodları..... | 22 |
| 3.2.2.1. | Statik İtme Analizi (Pushover)..... | 23 |
| 3.2.2.2. | Zaman Tanım Alanında Doğrusal Ötesi Analiz (Time – History)..... | 27 |
| 3.3. | Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı..... | 29 |
| 3.4. | Betonarme Elemanların Doğrusal Ötesi Davranışı..... | 30 |
| 3.4.1. | Enerji Tüketimi..... | 31 |
| 3.4.2. | Eş Enerji Prensibi..... | 32 |
| 3.4.3. | Eş Deplasman Prensibi..... | 33 |
| 3.4.4. | Eş Enerji – Eş Deplasman Karşılaştırması..... | 34 |
| 3.4.5. | Plastik Mafsal..... | 35 |
| 3.5. | Kullanılan Yazılımlar..... | 39 |
| 3.5.1. | SAP2000 Programı..... | 39 |
| 3.5.1.1. | Sap2000 – Statik İtme Analizi Seçenekleri..... | 40 |
| 3.5.1.2. | Sap2000 – Zaman Tanım Alanında Analiz Seçenekleri..... | 42 |
| 3.5.1.3. | Sap2000’de Plastik Mafsal Tanımlanması..... | 43 |

| | | |
|--------|---------------------|----|
| 3.5.2. | RSCTH Programı..... | 44 |
| 3.5.3. | Phantom..... | 45 |

DÖRDÜNCÜ BÖLÜM

TASARIM VE MODELLEME

| | | |
|------|---|----|
| 4.1. | Prefabrike Binaların Tasarımı..... | 46 |
| 4.2. | Plastik Mafsal Özellikleri..... | 55 |
| 4.3. | Oluşturulan SAP2000 Modeli..... | 59 |
| 4.4. | Sentetik İvme Kayıtları..... | 60 |
| 4.5. | İtme Analizinde Kullanılacak İtirme Şekilleri (Push-Pattern)..... | 73 |

BEŞİNCİ BÖLÜM

ANALİZ SONUÇLARI

| | | |
|----------|---|-----|
| 5.1. | Tanımlamalar..... | 75 |
| 5.2. | Doğrusal Ötesi Zaman Tanım Alanında Analiz Sonuçları..... | 76 |
| 5.2.1. | Kolon Alt Bölgesinde Mafsallaşma..... | 77 |
| 5.2.1.1. | X Yönünde Kolon Alt Bölgesinde Mafsallaşma..... | 78 |
| 5.2.1.2. | Y Yönünde Kolon Alt Bölgesinde Mafsallaşma..... | 82 |
| 5.2.1.3. | X ve Y Yönündeki Mafsallaşma ve Deplasman Seviyelerinin Karşılaştırılması..... | 87 |
| 5.3. | Makas Kirişi Devrilmesi ve Düşmesi..... | 90 |
| 5.4. | Doğrusal Olmayan İtme Analizi Sonuçları..... | 101 |
| 5.5. | İtme Analizi – Kapasite Spektrumu Yöntemi ve Zaman Tanım Alanında Analiz Sonuçlarının Karşılaştırılması..... | 104 |
| 5.5.1. | Histerisis Çevrimlerinin Karşılaştırılması..... | 104 |
| 5.5.2. | Doğrusal Ötesi Zaman Tanım Alanında Analiz Sonuçları İle Kapasite Spektrumu Yöntemi Sonuçlarının Karşılaştırılması..... | 115 |

ALTINCI BÖLÜM

SONUÇLAR VE ÖNERİLER

| | | |
|--------|--|-----|
| 6.1. | Prefabrik Binaların Deprem Davranışı..... | 122 |
| 6.2. | Deprem Yönetmeliklerimizin Prefabrik Yapılar Açısından Değerlendirilmesi..... | 123 |
| 6.3. | Kapasite Spektrumu Yöntemi ve Zaman Tanım Alanında Analiz Sonuçlarının Karşılaştırılması..... | 125 |
| 6.4. | Öneriler..... | 126 |
| 6.4.1. | Deprem Yönetmeliğiyle ve Prefabrik Yapı Tasarımıyla İlgili Öneriler... | 126 |
| 6.4.2. | Mevcut Yapıların Güçlendirilmesiyle İlgili Öneriler..... | 130 |
| 6.4.3. | Kapasite Spektrumu Yönteminin Kullanımına İlişkin Öneriler..... | 131 |
| 6.4.4. | Yapılabilecek Çalışmalar ile İlgili Öneriler..... | 131 |
| | KAYNAKLAR | 133 |
| | ÖZGEÇMİŞ | 137 |

ŞEKİLLER DİZİNİ

| | Sayfa |
|---|-------|
| Şekil 2.1: Ceyhan Depreminde Makas ve Aşık Kirişleri Dökülmüş Prefabrik Yapı | 15 |
| Şekil 2.2: 1999 Marmara Depreminde Göçmüş Prefabrik Yapı..... | 16 |
| Şekil 2.3: 1999 Marmara Depreminde Göçmüş Prefabrik Yapı..... | 16 |
| Şekil 2.4: 1999 Marmara Depreminde Prefabrik Binada Kolon Alt Bölgesinde Mafsallaşma ve Kirişin Yanal Deplasmanı..... | 17 |
| Şekil 2.5: Prefabrik Yapıda Çerçevesinin Dolgu Duvar Nedeniyle Farklı Ötelenmesi..... | 17 |
| Şekil 2.6: Kolon Kiriş Birleşim Bölgesinde Hasar..... | 18 |
| Şekil 2.7: 1999 Marmara Depreminde Göçmüş Yapı..... | 18 |
| Şekil 2.8: Göçmüş Prefabrik Yapıda Kolon Tabanındaki Mafsallaşma..... | 19 |
| Şekil 3.1: İttirme Şekli ve Çatı Deplasmanı-Taban Kesme Kuvveti..... | 24 |
| Şekil 3.2: Kapasite Spektrumu ve Talep Spektrumlarının Oluşturulması..... | 26 |
| Şekil 3.3: Kapasite Eğrisi ve Talep Eğrisinin Birlikte Çizimi ve Performans Noktası..... | 26 |
| Şekil 3.4: Performans Noktasının Bulunamaması..... | 27 |
| Şekil 3.5: Havuz Modeli..... | 29 |
| Şekil 3.6: Eş Enerji Davranışı..... | 32 |
| Şekil 3.7: Eş Deplasman Davranışı..... | 33 |
| Şekil 3.8: Mafsal Oluşumu İle Moment ve Eğrilikteki Değişim..... | 36 |
| Şekil 3.9: Yatay Yük – Yanal Deplasman / Moment – Eğrilik..... | 37 |
| Şekil 3.10: İdealize Edilmiş Eğrilik Grafiği..... | 38 |
| Şekil 3.11: İtme Analizi Diyalog Kutusu..... | 40 |
| Şekil 3.12: Doğrusal Olmayan Analiz Parametreleri..... | 41 |
| Şekil 3.13: Zaman Tanım Alanında Analiz Seçenekleri..... | 43 |
| Şekil 3.14: Sap2000 Plastik Mafsal Tanımlama Penceresi..... | 44 |

| | | |
|-------------|---|----|
| Şekil 4.1: | Model Binanın Üç Boyutlu Sap2000 Modeli..... | 46 |
| Şekil 4.2: | X ve Y Yönünde Tasarım Görelî Kat Ötelenmelerin (G.Ö.) Kıyaslanması..... | 51 |
| Şekil 4.3: | Çatı Makası Devrilme Hesabı..... | 53 |
| Şekil 4.4: | Plastik Mafsalda İdealize Edilmiş Moment – Dönme İlişkisi..... | 57 |
| Şekil 4.5: | Z2-A Depremine Ait a) İvme Kaydı b) Elastik İvme Spektrumu c) Hız Spektrumu d) Deplasman Spektrumu..... | 61 |
| Şekil 4.6: | Z2-B Depremine Ait a) İvme Kaydı b) Elastik İvme Spektrumu c) Hız Spektrumu d) Deplasman Spektrumu..... | 62 |
| Şekil 4.7: | Z2-C Depremine Ait a) İvme Kaydı b) Elastik İvme Spektrumu c) Hız Spektrumu d) Deplasman Spektrumu..... | 63 |
| Şekil 4.8: | Z2-D Depremine Ait a) İvme Kaydı b) Elastik İvme Spektrumu c) Hız Spektrumu d) Deplasman Spektrumu..... | 64 |
| Şekil 4.9: | Z2-E Depremine Ait a) İvme Kaydı b) Elastik İvme Spektrumu c) Hız Spektrumu d) Deplasman Spektrumu..... | 65 |
| Şekil 4.10: | Z3-A Depremine Ait a) İvme Kaydı b) Elastik İvme Spektrumu c) Hız Spektrumu d) Deplasman Spektrumu..... | 66 |
| Şekil 4.11: | Z3-B Depremine Ait a) İvme Kaydı b) Elastik İvme Spektrumu c) Hız Spektrumu d) Deplasman Spektrumu..... | 67 |
| Şekil 4.12: | Z3-C Depremine Ait a) İvme Kaydı b) Elastik İvme Spektrumu c) Hız Spektrumu d) Deplasman Spektrumu..... | 68 |
| Şekil 4.13: | Z3-D Depremine Ait a) İvme Kaydı b) Elastik İvme Spektrumu c) Hız Spektrumu d) Deplasman Spektrumu..... | 69 |
| Şekil 4.14: | Z3-E Depremine Ait a) İvme Kaydı b) Elastik İvme Spektrumu c) Hız Spektrumu d) Deplasman Spektrumu..... | 70 |
| Şekil 4.15: | Z2 A-E Kayıtları İçin Ortalama, Maksimum Ve Minimum İvme Spektrumları Ve Deprem Yönetmeliğinde Öngörülen Spektrum | 72 |
| Şekil 4.16: | Z3 A-E Kayıtları İçin Ortalama, Maksimum ve Minimum İvme Spektrumları ve Deprem Yönetmeliğinde Öngörülen Spektrum..... | 73 |
| Şekil 4.17: | Çatı Kirişine Dik Yön Kolon Mafsallaşması İçin İtme Şekli..... | 74 |
| Şekil 4.18: | Çatı Kirişi Yönünde Kolon Mafsallaşması İçin İtme Şekli..... | 74 |

| | | |
|-------------|---|-----|
| Şekil 5.1: | Moment – Dönme İlişkisi..... | 75 |
| Şekil 5.2: | GÖ –PMY Grafiği (X Yönü)..... | 78 |
| Şekil 5.3: | TGÖ-PMY Grafiği (X Yönü)..... | 79 |
| Şekil 5.4: | Plastik Dönme Oranı (r) – TGÖ (X Yönü)..... | 79 |
| Şekil 5.5: | Plastik Dönme Oranı (r) – GÖ (X Yönü)..... | 80 |
| Şekil 5.6: | Tasarımda Kullanılan Elastik Görelî Ötelenme (GÖ) – Toplam Görelî Ötelenme (TGÖ) (X Yönü)..... | 81 |
| Şekil 5.7: | GÖ – Ortalama TGÖ Grafiği (X Yönü)..... | 82 |
| Şekil 5.8: | GÖ-PMY Grafiği (Y Yönü)..... | 83 |
| Şekil 5.9: | Farklı TGÖ’ler İçin PMY Değerleri (Y Yönü)..... | 83 |
| Şekil 5.10: | Plastik Dönme Oranı (r) - Toplam Görelî Ötelenme (Y Yönü)..... | 84 |
| Şekil 5.11: | Plastik Dönme Oranı (r) – GÖ (Y Yönü)..... | 85 |
| Şekil 5.12: | GÖ – TGÖ (Y Yönü)..... | 86 |
| Şekil 5.13: | GÖ – Ortalama TGÖ (Y Yönü)..... | 86 |
| Şekil 5.14: | Tüm Modeller İçin X Yönü ve Y Yönü PMY’leri..... | 87 |
| Şekil 5.15: | X ve Y Yönü PMY (Makas Uzunluğu: 20 m)..... | 88 |
| Şekil 5.16: | X ve Y Yönü PMY (Makas Uzunluğu: 16 m)..... | 89 |
| Şekil 5.17: | X ve Y Yönü PMY (Makas Uzunluğu: 12 m)..... | 89 |
| Şekil 5.18: | Ara Kolon Maksimum Kesme Kuvveti – Ara Kiriş Ucunda Kesme Kuvveti | 96 |
| Şekil 5.19: | Makas Kirişi Ortası ve Kolon Üst Ucu Deplasmanı (20m’lik Kiriş - PF01 – Z3B Depremi)..... | 98 |
| Şekil 5.20: | Makas Kirişi Ortası ve Kolon Üst Ucu Deplasmanı (16m’lik Kiriş - PF04 – Z3B Depremi)..... | 98 |
| Şekil 5.21: | Makas Kirişi Ortası ve Kolon Üst Ucu Deplasmanı (12m’lik Kiriş - PF06 – Z3B Depremi)..... | 99 |
| Şekil 5.22: | İtme Analizi ve Zaman Tanım Alanında Analiz Histerisis Çevrimleri (X Yönü)..... | 105 |
| Şekil 5.23: | Toplam Taban Kesme Kuvveti – Çatı Deplasmanı (Tek Noktadan) (Vt –d1) (PF01)..... | 110 |

| | |
|--|-----|
| Şekil 5.24: Toplam Taban Kesme Kuvveti – Toplam Çatı Deplasmanı Grafiği (V_t)-(d1+d2) (PF01)..... | 110 |
| Şekil 5.25: İtme Analizi ve Zaman Tanım Alanında Analiz Histerisis Çevrimleri (Y Yönü)..... | 111 |
| Şekil 5.26: PF01 İçin İtme Analizi ve ZTAA (Z3-A depremi) Histerisis Çevrimi..... | 119 |
| Şekil 5.27: PF01 İçin İtme Analizi ve ZTAA (Z3-B depremi) Histerisis Çevrimi..... | 120 |
| Şekil 5.28: Zaman Tanım Alanında Analiz ve Kapasite Spektrumu Yöntemi- Prosedür A, Prosedür B'den Elde Edilen Deplasmanlar (X Yönü)... | 121 |
| Şekil 5.29: Zaman Tanım Alanında Analiz, ve Kapasite Spektrumu Yöntemi- Prosedür A, Prosedür B'den Elde Edilen Deplasmanlar (Y Yönü)... | 121 |
| Şekil 6.1: Elastik Görelî Ötelenme- Donatı Yüzdesi..... | 129 |

ÇİZELGELER DİZİNİ

| | Sayfa |
|---|-------|
| Çizelge 4.1: 1997 Deprem Yönetmeliğine Göre Tasarlanmış Prefabrik Binalar | 49 |
| Çizelge 4.2: Zaman Tanım Alanında Analiz ve İttirme Analizinde Kullanılacak Modeller..... | 52 |
| Çizelge 4.3: Makas Kirişi Bağlantılarının Deprem Yönetmeliğine Göre Hesaplanan Tasarım Kesme Kuvveti ve Devrilme Momentleri.... | 55 |
| Çizelge 4.4: Analizlerde Kullanılacak Modellere Ait Plastik Mafsal Verileri... | 58 |
| Çizelge 4.5: İvme Kayıtlarının Maksimum İvme Değerleri..... | 71 |
| Çizelge 5.1: Kenar Makas Ucunda Kesme Kuvveti..... | 92 |
| Çizelge 5.2: Orta Makas Ucunda Kesme Kuvveti..... | 93 |
| Çizelge 5.3: Kenar Makas Ucunda Devrilme Momenti..... | 93 |
| Çizelge 5.4: Orta Makas Ucunda Devrilme Momenti..... | 94 |
| Çizelge 5.5: Tasarım Devrilme Momentleri v Ortalama Devrilme Momentleri..... | 94 |
| Çizelge 5.6: Ø20 ve Ø24 (S420) Çift Pimli Bağlantıların Dayanımları Ve Ortalama Devrilme Momentleri..... | 95 |
| Çizelge 5.7: Kolon Üst Uçlarının ve Kiriş Orta Noktalarının Maksimum Deplasmanı | 100 |
| Çizelge 5.8: Makas Kirişi Orta Noktası Rölatif Ötelenmesi (cm)..... | 101 |
| Çizelge 5.9: X Yönünde Kapasite Eğrileri..... | 102 |
| Çizelge 5.10: Y Yönünde Kapasite Eğrileri..... | 103 |
| Çizelge 5.11: X ve Y Yönünde Performans Noktaları (Kolon Üst Ucu Deplasmanı)..... | 103 |
| Çizelge 5.12: ZTAA ile X Yönü Maksimum Deplasman Seviyeleri (cm)..... | 116 |
| Çizelge 5.13: ZTAA ile Y Yönü Maksimum Deplasman Seviyeleri (cm)..... | 117 |
| Çizelge 5.14: Zaman Tanım Alanında Analiz Ve Kapasite Spektrumu Yöntemi Kullanılarak Bulunan Performans Seviyeleri ve Karşılaştırılması (X Yönü)..... | 117 |

| | |
|---|-----|
| Çizelge 5.15: Zaman Tanım Alanında Analiz Ve Kapasite Spektrumu Yöntemi Kullanılarak Bulunan Performans Seviyeleri ve Karşılaştırılması (Y Yönü)..... | 118 |
| Çizelge 6.1: Göreli Kat Ötelemesi Sınırları İçin Deprem Kuvveti ve Kolon Boyutlarındaki Artış Miktarı..... | 129 |

SİMGELER DİZİNİ

| | |
|-----------|--|
| A_o | Etkin yer ivme katsayısı |
| A_{max} | Maksimum deprem ivmesi |
| a_p | Performans noktasına ait spektral ivme değeri |
| C_o | 1975 Deprem Yönetmeliği deprem bölge katsayısı |
| CG | Can güvenliği |
| CP | Göçmenin Engellenmesi (Collapse Prevention) |
| d_i | i. çerçevenin ötelenmesi |
| d_p | Performans noktasına ait spektral deplasman değeri |
| d_u | Yapının göçme anındaki deplasman seviyesi |
| E | Elastisite modülü |
| $EÇK$ | Eğik çatı kirişi |
| F | 1975 Deprem Yönetmeliği taban kesme kuvveti |
| F_1 | Kiriş üstündeki yükler dolayısıyla makasta oluşan deprem kuvveti |
| F_2 | Makas kirişi öz ağırlığı dolayısıyla makasta oluşan deprem kuvveti |

| | |
|-----------|--------------------------------------|
| f_{ck} | Karakteristik beton basınç dayanımı |
| g | Yer çekimi ivmesi |
| G.Ö. | Tasarım göreli ötelenmesi (elastik) |
| h | Kesit derinliği |
| H_{kat} | Kat yüksekliği |
| I | Atalet momenti |
| I | Bina önem katsayısı |
| IO | Hemen Kullanım (Immediate occupancy) |
| K : | Yapı tipi katsayısı |
| k | Sistem rijitliği |
| k_i | i . çerçevenin yatay rijitliği |
| KSY | Kapasite Spektrumu Yöntemi |
| l | Kolon boyu |
| l_p | Plastik mafsalsal boyu |
| L | Makas kirişi uzunluğu |
| LS | Can Güvenliği (Life Safety) |
| m | Kütle |

| | |
|-----------------------|--|
| $M_{2,M3}$ | Sap2000 eğilme mafsalları |
| M_c | Pekleşmeli moment kapasitesi |
| M_d | Taşıma kapasitesi azalmış kesitin taşıma gücü |
| $M_{r\text{ kolon}}$ | Kolonun maksimum moment kapasitesi |
| M_y | Akma moment |
| P | Yatay tekil yük |
| P_1, P_2 | Pimlerin taşıdığı kuvvet |
| $P\text{-}M\text{-}M$ | Sap2000 aksenal yük-eğilme etkileşimli mafsalı |
| PMY | Plastik mafsallaşma Yüzdesi |
| R | Taşıyıcı sistem davranış katsayısı |
| r | Plastik Mafsal Dönme Oranı |
| S | Yapı dinamik katsayısı |
| S_a | Spektral ivme |
| S_d | Spektral deplasman |
| $S(T)$ | Spektrum katsayısı |
| T_1 | Binanın birinci doğal titreşim periyodu |
| T_A, T_B | Spektrum karakteristik periyotları |

| | |
|-------------|---|
| TGÖ | Toplam (elastik + plastik) görelî ötelenme |
| T_m | Makas ağırlığı tarafından karşılanan devrilme momenti |
| T_p | Bir pimli bağlantının karşılaması gereken devrilme momenti |
| V | Taban kesme kuvveti |
| v | Hız |
| V_i | i. çerçevenin taban kesme kuvveti |
| V_k | Bir makas kirişine gelen toplam (tasarım) kesme kuvveti |
| V_{kolon} | Maksimum moment kapasitesine ulaştığında kolonun taşıyabileceği kesme kuvveti |
| V_p | Bir pimli bağlantıya gelen (tasarım) kesme kuvveti |
| V_t | 1998 deprem yönetmeliği taban kesme kuvveti |
| V_u | Göçme anında nihai taban kesme kuvveti |
| V_y | Akma anında taban kesme kuvveti |
| W | Bina ağırlığı |
| w | Kiriş üzerinde yanal yayılı yük |
| $W_{çatı}$ | Makas üzerindeki deprem hesabına esas çatı ağırlığı |
| W_{makas} | Makas öz ağırlığı |

| | |
|---------------|---|
| x | Deplasman |
| $Z2, Z3$ | Zemin cinsileri |
| Δ | Çatı deplasmanı |
| ϕ | Eğrilik |
| ϕ_u | Toplam (elastik + plastik) eğrilik |
| ϕ_y | Akma anındaki eğrilik |
| ρ | Boyuna donatı oranı |
| μ_c | Plastik mafsalın dönme sünekliği (C noktası için) |
| μ_d | Plastik mafsalın dönme sünekliği (D noktası için) |
| θ | Dönme |
| θ_c | Plastik mafsalın göçme anındaki toplam dönmesi |
| θ_p | Mafsalda oluşan plastik dönme |
| θ_{pu} | Plastik mafsalın göçme anındaki plastik dönmesi |
| θ_y | Plastik mafsalda akma dönmesi |

BİRİNCİ BÖLÜM

GİRİŞ

1.1. Genel

Ülkemizde son yıllarda yaşadığımız 1998 Ceyhan ve 1999 Marmara depremlerinde hasar gören prefabrike sanayi yapıları, bu yapıların deprem güvenliği konusunu tartışmaya açmıştır. Yaşadığımız bu depremler sanayimizin büyük çoğunun da risk altında olduğunu bizlere göstermiştir. Örneğin, Orta Doğu Teknik Üniversitesi (ODTÜ) ekiplerinin Adapazarı'nda 1999 depremi sonrasında yaptıkları çalışma sonrasında tümünden veya kısmen göçen prefabrik yapı oranının %80'lere ulaştığı görülmüştür. (Ersoy ve diğ., 1999) Yine Marmara depremi sonrasında prefabrik birliğine üye kuruluşların bölge genelinde rapor ettikleri hasar oranı %10 seviyesindedir. (Ataköy, 1999) Birliğe üye olmayan kuruluşlarda hasar oranının daha da yüksek olacağı açıktır.

Ülkemizde sanayi yapılarının pek çoğu betonarme prefabrik sistem olarak üretilmişlerdir ve bu tür yapıların deprem davranışı henüz tam olarak bilinmemektedir. Bu prefabrike yapıların pek çoğu, tek katlı büyük açıklıklı, temelden ankastre kolonlu sistemlerdir. Bu tür prefabrike betonarme binaların deprem altındaki davranışının ilk bakışta genellikle çok basit olduğu görülmektedir. Halbuki sistemdeki süreksizlikler, elle yapılan analizi ve tasarımı oldukça kolaylaştırmasına rağmen yapının dinamik yükler altındaki gerçek davranışını basitleşmek bir yana daha da karmaşıklaşmaktadır. Betonarme binaların tasarımı ve analizi betonarmenin davranışındaki bilinmezliklerden dolayı oldukça zor iken, bir de prefabrik binalardaki sistem süreksizliğinin bu zorluğa eklenmesi sistemin dinamik yükler altındaki davranışının anlaşılmasını oldukça güçleştirir.

Bu sanayi bölgelerinin ve buralardaki bu prefabrik yapıların Türkiye açısından ekonomik değeri çok büyüktür. Dolayısıyla bu yapıların deprem davranışının incelenmesi, ülkemiz açısından hayati bir zarurettir. Mevcut yönetmeliğe göre (1998 Afet Yönetmeliği) yeni yapılacak olan yapıların deprem dayanımının yeterli emniyet düzeyini sağlayıp sağlamadığı araştırılmalıdır. Aynı zamanda mevcut yönetmeliğe göre yapılmış olan binaların deprem güvenliğinin araştırılması da gereklidir. Çünkü, mevcut yönetmelik konusunda çok değişik görüşler akademik çevrelerde seslendirilmiştir. Bu çelişkili ve taban tabana zıt görüşler son Deprem Yönetmeliğinin ve bu prefabrike yapıların çok daha iyi bir incelemeye muhtaç olduğunu açıkça göstermektedir.

1.2. Çalışmanın Amacı

Bu çalışmamızda ülkemizdeki 1998 yılında yürürlüğe giren mevcut Deprem Yönetmeliği baz alınarak tasarlanmış prefabrike yapıların zaman tanım alanında analizi çok sayıda ivme kaydı kullanılarak yapılmış daha sonra aynı binaların statik itme analizleri yapılarak ve kapasite spektrumu metodu kullanılarak yapıların performans noktaları tespit edilmiştir. Yapılan bu analizler neticesinde bu çalışmadan beklenen başlıca iki amaç vardır.

Çalışmanın ilk amacı Türk Deprem Yönetmeliğinin prefabrike sanayi yapıları açısından incelenmesidir. Yönetmeliğin tasarım spektrumuna uygun yapay ivme kayıtları üretilerek, Deprem Yönetmeliğine göre tasarlanmış binaların, bu ivme kayıtları altında ve kapasite spektrumu yöntemiyle yönetmeliğin öngördüğü deprem için yapı performansı belirlenmiş ve Deprem Yönetmeliğimizin tasarım ilkeleri ve hesap yöntemleri prefabrik yapılar açısından sorgulanmıştır.

Çalışmanın diğer amacı ise kullanılan iki analiz yönteminin kıyaslanmasıdır. Kapasite spektrumu yönteminden elde edilen sonuçlar yapılan doğrusal ötesi dinamik analiz (zaman tanım alanında analiz) sonuçları ile kıyaslanarak kapasite spektrum

yönteminin sonuçlarının doğruluğu ve tek katlı mafsal bağlantılı prefabrik sanayi yapılarına uygulanabilirliği tartışılmıştır.

1.3. Çalışmanın Kapsamı

Bu çalışmada tek katlı mafsal bağlantılı betonarme prefabrike yapılar incelenmiştir. İncelenmek üzere tasarlanan 72 bina makas kirişi yönünde tek açıklıktan, makas kirişine dik yönde ise üç açıklıktan oluşmaktadır. Prefabrike binalar hem makas kirişine dik hem de paralel doğrultuda tek ve çok açıklı olarak yapılabilirler. Fakat bu çalışmada, sadece makas yönünde tek açıklıklı, makasa dik yönde ise çok açıklıklı yapılar incelenecektir. Tek açıklıklı ve çok açıklıklı modeller arasındaki en önemli davranış farkı, çerçeve periyodunun birbirinden farklı veya aynı olmasıdır. Tek açıklıklı modellerde (açıklığın yönü önemli değil) açıklığın her iki yönünde kalan çerçevelerin doğal titreşim periyotları aynıdır ve beraber hareket ederler. Çok açıklıklı modellerde ise (çerçeveler arasındaki mesafe sabit kalmak koşuluyla) kenar çerçeveler ve ara çerçeveler farklı titreşim periyotlarına sahiptirler. Bu da çerçevelerin birbirinden bağımsız hareket etmesine yol açar. Bu çalışmada bir yönde tek açıklıklı, diğer yönde ise çok açıklıklı model kullanılarak her iki durumun da ele alınması sağlanmıştır.

Çalışmada kullanılacak parametreler makas kirişinin uzunluğu, kat yüksekliği, zemin sınıfı ve kolon boyutlarıdır. Deprem Yönetmeliğimize göre böyle bir yapının kesitlerini belirleyen iki unsur vardır. Bunlar, görelî ötelenme sınırı ve maksimum donatı pürsantajıdır. Ancak, görelî ötelenme şartının sağlanması donatı pürsantajını da %2'lerin altına çektiği için aslında belirleyici faktör görelî ötelenme sınırı olmaktadır. Bu çalışmada, Deprem Yönetmeliğinin görelî ötelenme sınırının 0.0035 olduğu düşünülerek, yönetmeliğini kritiğe tabi tutabilmek amacıyla görelî ötelenmesi 0.0035 sınırına yakın binalar incelenmiştir. Ancak her çerçevenin ayrı görelî ötelenmeye sahip olması dolayısıyla, oluşturulacak modellerin her iki yönde de yaklaşık olarak bu sınıra yakın olmasına özen gösterilmiştir. Böylece Deprem Yönetmeliğince yeterli ve yetersiz görülen binaların durumu araştırılabilmektedir. 1975 Deprem Yönetmeliği esaslarına göre inşa edilmiş yapılar ise, bu çalışmanın kapsamı dışında tutulmuştur.

Bu çalışmanın amaçlarını gerçekleştirmek üzere şu işlem aşamaları gerçekleştirilmiştir:

1. Belirlenen parametreler değişken tutularak, önce 72 adet farklı prefabrik yapının tasarımı yapılmıştır.
2. Tasarlanan bu binalar içerisinde Deprem Yönetmeliği sınırlarına yakın, Deprem Yönetmeliğince güvenli ve güvensiz binalardan analize tabi tutulacak 15 adet farklı bina seçilmiştir. Seçilen binaların kolon boyutları, kat yükseklikleri, zemin sınıfı ve makas kirişi uzunluklarının farklı olmasına ve homojen dağılım göstermesine dikkat edilmiştir.
3. Seçilen bu 15 binanın kolon donatılarına göre (sargılı beton davranışı özelliği kullanılarak) moment - eğrilik ilişkileri çıkartılmıştır.
4. Bu binaların analizinde kullanılacak Deprem Yönetmeliğinin Z2 ve Z3 zemin sınıflarına karşılık gelen 10 adet (2 farklı tür zeminde 5'er adet) sentetik ivme kaydı, bu 15 binanın tasarımı için Deprem Yönetmeliğinin öngördüğü ivme spektrumuna uyacak şekilde türetilmiştir.
5. Seçilen binaların Sap2000 programında doğrusal ötesi analizlere uygun modelleri oluşturulmuştur.
6. Oluşturulan modellerin zaman tanım alanında doğrusal ötesi analizleri ve doğrusal ötesi statik itme analizleri Sap2000 programı ile yapılmıştır.
7. Doğrusal ötesi statik itme analizleri neticesinde elde edilen kapasite eğrileri kapasite spektrumlarına dönüştürülerek binaların performans noktaları ATC-40'da (1996) ayrıntıları verilen Kapasite Spektrumu Yöntemi ile bulunmuştur.
8. Her iki yöntemle elde edilen analiz sonuçları birbirleriyle ve Deprem Yönetmeliği ile kıyaslanmıştır.

1.4. Prefabrike Betonarme Binaların Deprem Dayanımları ile İlgili Mevcut Çalışmalar

Sanayi yapısı stokumuzun büyük çoğunluğunu oluşturan tek katlı mafsallı bağlantılı prefabrike yapılar hakkındaki araştırmaların çok sınırlı sayıda ve oldukça yetersiz kaldığı, hemen belli olmaktadır.

Çolakoğlu (2001), yaptığı çalışmada örnek bina üzerinde 1997 Deprem Yönetmeliği, UBC-97 ve EC-8'e göre eşdeğer deprem yükü yöntemini kullanarak, deprem taban kesme kuvvetlerini, görelî kat ötelemelerini ve yapısal olmayan çıkıntılara gelen deprem yüklerinin hesabını yapmıştır. Daha sonra her üç yönetmeliği, görelî kat ötelenmesi, taban kesme kuvveti ve yapısal ve yapısal olmayan çıkıntılara gelen deprem yükü (makas kiriş devrilme tahkiki için kullanılmaktadır.) açısından karşılaştırmıştır. Bu karşılaştırmalar sonucunda Türk Deprem Yönetmeliğinin adı geçen diğer yönetmeliklere göre yetersiz olduğu sonucuna varmıştır.

Doğan (2000) ise yaptığı çalışmada mevcut prefabrike yapıların deprem dayanımlarının belirlenmesi konusunu irdelemiş ve çeşitli öneriler sunmuştur.

Zorbozan ve Özden ise kolon – kiriş birleşimleri mafsallı az katlı perdeli prefabrik yapıların yatay yükler altında davranışını araştırmışlardır. (Zorbozan ve Özden, 2001)

Yapılan bir başka çalışmada ise Tankut vd. tarafından prefabrik yapı bağlantılarının deprem performansı incelenmiştir. (Tankut, ve diğ., 2001)

Küçükkayalar ve Aydınay ise “Prefabrike Beton Çerçevesi Sistemlerin Deprem Etnasındaki Davranışının İrdelenmesi ve Alınması Gereken Önlemler” (2001) adlı çalışmalarında prefabrik yapıların deprem davranışında ortaya çıkabilecek sorunları

- Temellerin dönmesi
- Kolonların burkulması ve kırılması
- Çatının çözülmesi

şeklinde sıralamışlar ve çözüm önerilerini sunmuşlardır.

Ayrıca, 10. Prefabrikasyon Sempozyumunda, bazı prefabrik binaların güçlendirilme çalışmaları hakkında Kubin ve diğ. (2001), Çılı ve diğ. (2001). ve Kaçar'ın (2001) bildirimlerine yer verilmiştir.

Yurtdışında yapılan çalışmalarda ise ağırlık çok katlı prefabrik yapılara yönlendirilmiştir. Bu sistematik çalışmalardan en bahse değer olan AB.D.- Japonya ortaklığında sürmekte olan PRESSS programıdır. Ancak, PRESSS ise moment aktarabilen çerçeveler için yapılmakta olan bir çalışmadır. Program kapsamında çeşitli deprem bölgelerinde yapılacak prefabrik ve / veya öngermeli binalar için şartnamelerde yer alacak temel tasarım kriterlerini belirlenmesi amaçlanmaktadır. (Priestley, 1996)

Moment aktarmayan bağlantılara sahip prefabrik binaların deprem performansı ve güvenliği hakkında literatürdeki bilgi birikimi ise oldukça eksik ve yetersizdir. Bu konuda yapılan çalışmalar, genellikle deneysel veya teorik çalışmaya değil tecrübeye dayanarak ortaya konulmuş çalışmalardır. Örneğin, yukarıda adı geçen kaynaklar incelendiğinde, taşıyıcı sistem davranış katsayısı (R) hakkında 2 ile 5 arasında değişen öneriler sunulmuştur. Bu öneriler sunulurken, “güvenli olur”, “güvensiz olur” gibi görüşler yerine, “ağır olur”, “hafif kalır” gibi kanaatler dile getirilmiştir. Bu noktada bir eksiklik olduğu açıktır. İşte bu çalışma bu eksikliğin giderilmesini amaçlamaktadır.

İKİNCİ BÖLÜM

PREFABRİK YAPILAR

2.1. Prefabrik Yapı Sistemleri

Prefabrike betonarme yapılar bugün ülkemizde pek çok tip ve türde inşa edilmektedir. Bunlar çok katlı prefabrike panellerden oluşan yapılar, moment aktaran bağlantılara sahip prefabrike yapılar ve mafsallı bağlantılara sahip prefabrike yapılar olmak üzere sınıflandırılabilir. Bu yapılarda öngerme tekniği kullanılabilir veya kullanılmayabilir. Ancak ülkemizde mafsallı bağlantıya sahip tek katlı temele ankastre konsol kolonlu çerçeveler prefabrik sanayi yapılarının çok büyük bir kısmını oluşturur. (ve hemen hepsi sanayi yapıları olarak kullanılmaktadırlar).

2.2. Avantajları

Prefabrike yapıların monolitik yapılara göre avantajları şöyle sıralanabilir.

- Oldukça hızlı bir şekilde inşa edilebilirler.
- Beton dayanımı ve kalitesi, fabrikasyon üretimden dolayı hemen her durumda çok daha yüksektir.
- Daha geniş açıklıkların geçilmesi mümkündür ve daha ekonomiktir.
- Analiz ve tasarımı kolaydır.
- Fabrikasyon üretim ile, iskele-kalıp maliyeti (yüksek ve geniş yapılar) oldukça düşürülebilir.

- İnşaat iklim koşullarından etkilenmeden devam ettirilebilir.
- Temelerde meydana gelen farklı oturmalar taşıyıcı sistemde ilave kesit zorlanmaları oluşturmaz.

2.3. Dezavantajları

Tüm faydalarının yanında, prefabrik yapıların şu dezavantajlarını saymak mümkündür.

- Küçük açıklıklar için uygulanması pahalıdır.
- Kaliteli işçilik ve dolayısıyla pahalı montaj-tasarım gerektirir.
- Sistemdeki süreksizlikler nedeniyle, deprem davranışlarını kestirmek zordur.
- Taşıyıcı sistem ayrı çalışır, yatay yükler altında taşıyıcı sistem elemanları arasında yardımlaşma (yeniden dağılım - redistribution) olmaz.
- Eleman boyutları şantiyede değiştirilemez (Temel soketlerinin hazırlanması gibi işlerde ve diğer elemanların fabrikada imalatı sırasında daha fazla hassasiyet gerekir.).
- Tasarım aksaklıkları şantiyede sonradan giderilemez; çok kaliteli ve hassas bir tasarım - planlama gerektirir.

2.4. Deprem ve prefabrik yapılar

Son yıllarda yaşadığımız deprem felaketleri, büyük acılara yol açmıştır. Çok sayıda can kaybının yanında, ekonomik olarak da ülkemize büyük külfetler getirmiştir. Bu

külfetlerin büyükçe bir kısmı depremde hasar gören prefabrike yapılardan kaynaklanmıştır. Bu yapılardaki hasarın maliyeti sadece bina maliyeti ile sınırlı değildir. Fabrikalarda zarar gören pahalı makineler, çalışmadan geçen işgünlerinin sayısı ekonomimizi oldukça etkilemiştir.

Bu yapılar can kaybı açısından değerlendirildiğinde ise diğer binalara göre çok daha tehlikelidir. Vardiyalı çalışma sistemi dolayısıyla, bu binaların bir çoğu 24 saat boyunca yüzlerce kişi tarafından kullanılmaktadır. Bu yönüyle gün içinde belli bir zaman diliminde kullanılan binalara göre daha risklidir.

Bu bölümün sonunda çeşitli depremlerde hasar görmüş prefabrik yapılara ait fotoğraflara yer verilmiştir.

2.5. Tek Katlı Mafsallı Prefabrike Yapılardaki Hasar Tipleri ve Sebepleri

Tek katlı prefabrike endüstri yapılarınının 1998 Ceyhan ve 1999 Marmara depremlerinde gördükleri hasarları şu şekilde sınıflandırmak mümkündür:

- Binaların tümüyle göçmesi.
- Kolon altlarında plastik mafsal oluşumu.
- Kolonlarda büyük yanal ötelenmeler.
- Kolonlar ayakta kalırken, çatı kirişlerinin düşmesi.
- Kısmi göçmeler.
- Özellikle trapez çatı kirişli binalarda kirişlerde dönmeler.

Ersoy, Özcebe ve Tankut (1999), Marmara depremi sonrasında yaptıkları çalışmalarında bu hasarların sebeplerini sistem kusurları ve detay kusurları olmak üzere

iki ana başlık altında toplamışlardır ve bu sistem kusurlarını ise şu şekilde sıralamışlardır:

- Hasar gören yapıların yanal rijitliklerinin yetersiz oluşu ve 1998 afet yönetmeliğindeki yanal ötelenme sınırını aşmayacak şekilde büyük kolon boyutlarına sahip olmayışları
- Çatı düzeyinde bir rijit diyaframın olmayışı ise çerçevelerin birbirinden bağımsız hareket etmesine ve taşıyıcı sistem elemanları arasında yardımlaşma olmamasına yol açmıştır.
- Çatı kirişi konsol ucuna oturtulması ve bu kirişlerin oluşan yanal ötelenmelerde yerlerinden düşmeleri.

Yazarlar, detaylandırma kusurları olarak da kiriş birleşimlerinin pimsiz olması ve kolon konsollarındaki detaylandırma yetersizliklerinden bahsetmişlerdir.

Bayülke ise Ceyhan depremi sonrasında Adana Organize Sanayi Bölgesinde yaptığı bir çalışmada (Bayülke 1998), makas kirişleri yaklaşık olarak doğu - batı doğrultusunda uzanan prefabrike yapılarda, hasarın genellikle kirişlerin güneye düşmesi şeklinde olduğu, kirişleri kuzey - güney doğrultusunda uzanan binalarda ise daha çok kiriş uçlarındaki bağlantı deliklerinde hasar oluşmuş, bazı yapılarda ise kirişlerin çerçeve yönünde mesnetlerinden koparak devrildiklerini gözlemlemiştir. Bu verilerden prefabrike yapıların deprem davranışını, çatı kirişine dik doğrultudaki deprem etkisindeki davranış ve çatı kirişi yönündeki davranış olarak ikiye ayırmak gerektiği sonucuna varılabilir.

2.6. Prefabrik yapılar ve yönetmeliklerimiz

Prefabrik yapılara ayrılmış özel bölümler yönetmeliklerimizde maalesef yoktur. Ancak deprem bölgelerinde yapılacak her yapı gibi bu yapılar da 1998 öncesi 1975 Afet Yönetmeliği, 1998 sonrasında ise 1998 Afet Yönetmeliği hükümlerine tabidir. Ayrıca

prefabrike yapıları hesap, yapım, montaj gibi aşamalarında uygulanması zorunlu olan TS9967, Yapı elemanları, taşıyıcı sistemler ve binalar -Prefabrike betonarme ve öngerilmeli betondan- Hesap esasları ile imalat ve montaj kuralları yönetmeliğine tabidir.

2.6.1. 1975 Deprem Yönetmeliği

1975 Deprem Yönetmeliğinde prefabrike yapılar için getirilmiş özel hükümler yoktur. Bu yönetmelikte prefabrik yapıları da bağlayan genel hükümler maksimum boyuna donatı sınırı, görelî kat ötelenmelerinin sınırlandırılması ve deprem yükü hesabıdır. Deprem yükü hesabında kullanılan formül 1975 Deprem Yönetmeliğinde,

$$F = C_o \cdot I \cdot K \cdot S \cdot W \quad (\text{Denklem 2.1})$$

olarak verilmektedir. Bu denklemdeki:

C_o : Deprem bölge katsayısı (en az 0.03 en çok 0.10 olabilir)

K : Yapı tipi katsayısı (en az 0.6, en çok 1.6 olabilir. Prefabrike yapılar için 1.0)

I : Bina önem katsayısı (en az 1.0, en çok 1.5 olabilir. Sanayi yapıları için 1.0)

S : Yapı dinamik katsayısı (en çok 1.0 olabilir. Tek ve iki katlı tüm binalar için 1.0)

W : Bina ağırlığı

olarak kullanılmaktadır.

Bu formüle göre 1975 Deprem Yönetmeliğine göre tek katlı bir prefabrike yapı için deprem yükü bina ağırlığının %10'udur.

1975 Deprem Yönetmeliği ile görelî kat ötelenmeleri %0.25 ile sınırlandırılmıştır. Bu sınır 1998 Deprem Yönetmeliğinde getirilen %0.35 sınırından daha küçüktür, ancak

deprem kuvvetlerinin 1998 Deprem Yönetmeliği ile büyümesinden dolayı 1998 yönetmeliğinin sınırı daha zorlayıcıdır. 1975 yönetmeliğinde kolon boyutlarını belirleyecek bir diğer faktör ise maksimum donatı porsantajıdır. Bu sınır B160, B225 ve B300 betonları için sırasıyla %3, %3.5 ve %4 olarak verilmiştir. Ek bölgelerinde bu sınır değerleri bir miktar artırılmıştır. Ancak, tek katlı prefabrik binaların donatıları için bindirme bölgesi oluşturulması gereksizdir. Zaten, % 0.25 görelî ötelenme şartı sağlandığı takdirde maksimum donatı sınırı da genellikle sağlanmaktadır.

2.6.2. 1998 Deprem Yönetmeliği

1998 Afet Yönetmeliğinde prefabrike yapılara ayrılmış bölümler mevcuttur. Ancak bu bölümlerde öngörülen hükümler oldukça yüzeyseldir. Bu hükümler üzerinde de oldukça büyük görüş ayrılıkları bulunmaktadır. Bazı bilim adamları yönetmelik maddelerinin çok hafif kaldığını iddia ederken (Tezcan ve Çolakoğlu, 2003), yönetmeliğin prefabrike binalarla ilgili maddelerinin çok ağır olduğunu öne sürenler de vardır. (Özmen ve diğ., 1997) Üzerinde bu denli büyük görüş ayrılığı bulunan yönetmelik maddelerini kısaca şöyle özetleyebiliriz.

Deprem Yönetmeliğimiz, deprem yüklerinin tamamı tek katlı kolonları üstten mafsallı alttan ankastre çerçevelerle taşındığı süneklik düzeyi yüksek sistemler için, taşıyıcı sistem davranış katsayısını 5 olarak vermektedir. Bu rakamın çok yüksek olduğuna ilişkin itirazlar (Tezcan ve Çolakoğlu, 2003) dile getirilmiştir.

Deprem Yönetmeliğinde, taban kesme kuvvetinin hesabı için verilen formül şu şekildedir:

$$V_t = \frac{A_o \cdot I \cdot S(T)}{R} \cdot W \quad (\text{Denklem 2.2})$$

V_t : Taban kesme kuvveti

A_0 : Deprem bölge katsayısı

I : Bina önem katsayısı

$S(T)$: Spektrum katsayısı

R : Taşıyıcı sistem davranış katsayısı

W : Bina ağırlığı

Bu denklemde her değişkenin maksimum değeri yerine konulduğunda deprem kuvvetinin alabileceği maksimum değer bina ağırlığının %20'si kadar olabilmektedir. Bu değer 1975 Afet yönetmeliğinin öngördüğü deprem yükünün iki katı kadar bir değeri ifade etmektedir. Dolayısı ile afet yönetmelikleri arasındaki bu fark incelenmeye değerdir.

1998 yönetmeliğinde ayrıca görelî kat ötelenmeleri 0.0035 veya 0.02/R ile sınırlanmıştır. Bu sınır 1975 yönetmeliğine göre hafiflemiş gibi görünse de artan deprem kuvvetleri nedeniyle daha zorlayıcı hale gelmiştir.

Maksimum Donatı yüzdesi ise, %4 olarak verilmiştir (Tek katlı prefabrik binaların kolonlarında bindirme bölgesi için verilen %6'lık boyuna donatı sınırının bir anlamı yoktur.). Bu hükümde çok önemli bir değişiklik olmamıştır.

Prefabrik yapılara getirilen önemli bir sınırlama ise mafsallı çerçeveden oluşan sistemlerin ancak tek katlı olarak yapılmasına izin verilmesidir. Çok katlı mafsallı yapılarda ise deprem kuvvetlerinin tamamının yerinde dökme betonarme perdelerle taşınması öngörülmüştür.

Bağlantılarla ilgili olarak da, tek katlı mafsallı çerçevelerde, bağlantılara gelecek yüklerin kaynaklı bağlantılarda 1.5 ile, pimli bağlantılarda ise 1.2 ile artırılması hükmü getirilmiştir. Bu yüklerin hesaplanması için ise 6. bölümde yer alan basit formüle dolaylı olarak atıf yapılmaktadır. Bu hesapla ilgili bir örnek dördüncü bölümde verilmiştir.

2.6.3. TS 9967

Bu yönetmelik prefabrik ve öngerilmeli betondan imal edilmiş yapı elemanları, taşıyıcı sistemler ve binalar için hesap esasları, imalat ve montaj kurallarını içermektedir. Yönetmelikte, deprem ile ilgili asıl kısım hesap esaslarıdır. Ancak, bu kısımda deprem hesabı konusuna taşıyıcı sistem davranış katsayısı dışında değinilmemiş, bu konu Deprem Yönetmeliğine havale edilmiştir. Taşıyıcı sistem davranış katsayısı ise süneklik düzeyi yüksek ve normal sistemler için sırasıyla 3.5 ve 2.5 olarak verilmiştir. Bu katsayılar Afet Yönetmeliğindeki katsayılardan oldukça farklıdır. Ayrıca, yönetmeliğin yayımı tarihinde geçerli Afet Yönetmeliğinde böyle bir katsayı da mevcut değildi. Dolayısı ile bu madde de yönetmeliklerimizde sakat doğan maddelerden birisidir. Halihazırda, bu katsayılar TS9967'deki gibi değil, Afet Yönetmeliğinde verildiği gibi kullanılmaktadır.

Bu standartta bir de bağlantılara gelecek artırılmış hesap yüklerinin $4/3$ ile çarpılarak bir daha artırılması öngörülmektedir. Yönetmelikte yapının deprem güvenliğini etkileyen en önemli madde de budur.

2.6.4. TS 500

TS500 yönetmeliği betonarme binalarda kullanılması zorunlu bir yönetmeliktir. Betonarme yapı elemanlarının tasarım yük kombinasyonlarını ve taşıma gücü ilkelerine göre kesit hesaplarını standartlaştıran bir yönetmeliktir. Prefabrik yapılar da betonarme olmaları dolayısıyla bu yönetmeliğin hükümlerine tabidir.

2.6.5. TS 498

Bu yönetmelik inşa edilecek her türlü yapıya gelecek yükleri (deprem haricinde) tanımlayan bir yönetmeliktir. Kar yükleri, diğer hareketli yükler, kaplama yükleri gibi pek çok yük değeri bu yönetmelikte tanımlanmıştır. Ayrıca hareketli yük azaltma katsayılarına da yer verilmiştir. Kullanılması zorunludur, ancak kar yükü haricinde prefabrik binaları etkileyen bir yönetmelik değildir.



Şekil 2.1: Ceyhan Depreminde Makas ve Aşık Kirişleri Dökülmüş Prefabrik Yapı



Şekil 2.2: 1999 Marmara Depreminde Göçmüş Prefabrik Yapı



Şekil 2.3: 1999 Marmara Depreminde Göçmüş Prefabrik Yapı



Şekil 2.4: 1999 Marmara Depreminde Prefabrik Binada Kolon Alt Bölgesinde Mafsallaşma ve Makas Kirişinin Yanal Deplasmanı



Şekil 2.5: Prefabrik Yapıda Çerçevelerin Dolgu Duvar Nedeniyle Farklı Ötelenmesi.



Şekil 2.6: Kolon Kiriş Birleşim Bölgesinde Hasar



Şekil 2.7: 1999 Marmara Depreminde Göçmüş Yapı



Şekil 2.8: Göçmüş Prefabrik Yapıda Kolon Tabanındaki Mafsallaşma

ÜÇÜNCÜ BÖLÜM

YAPISAL ÇÖZÜMLEME YÖNTEMLERİ VE TASARIM KRİTERLERİ

3.1. Genel

Yapı mühendisleri bina tasarımında, genellikle doğrusal elastik kabullerle yapılan analizleri kullanırlar. Bu analiz yöntemlerini kullanan mühendisin çağdaş yönetmeliklerde bulunan ve doğrusal ötesi davranışı tahmin ederek, binayı doğrusal elastik yükler altında analiz etme felsefesini bilmesi gerekir. Yönetmeliklerde verilen kural ve detayların uygulanmasıyla, binaların doğrusal ötesi davranışı hakkında yapılan varsayımlar da gerçeğe dönüşebilir. Ancak, bu yöntemler ne kadar pratik olursa olsunlar, yine de yaklaşık hesap yöntemleridirler. Bilgisayar hafızaları, işlemci hızları ve yapısal analiz programlarının gelişmesi, yapı sistemlerinin dinamik yükler altındaki doğrusal olmayan davranışını daha gerçekçi olarak veren analizleri yapmak artık mümkün olmaktadır.

Bu analizlerde malzemenin doğrusal ötesi davranışları göz önüne alınabildiği gibi, ikinci mertbe etkileri, sıralı inşaat yüklerinin etkileri çok rahatlıkla analize dahil edilebilmektedir.

3.2. Yapısal Analiz Yöntemleri

Çok kaba bir sınıflandırmaya gidilirse yapısal analizde kullanılmakta olan yöntemler, doğrusal ve doğrusal olmayan analiz metotları olarak sınıflandırılabilirler. Bu sınıflandırmanın detaylarına girildiğinde ise mühendislerin önüne pek çok seçenek

çıkılmaktadır. Tabidir ki her mühendislik hesabında olduğu gibi yapısal analizde kullanılan metot ne olursa olsun belli bir yaklaşıklıkta içerisinde barındırmaktadır. Analizleri yapan mühendisin metodun dayandığı kabulleri ve hangi şartlar altında geçerli olduğunu bilmesi, daha da önemlisi iyi bir davranış bilgisine sahip olması gerekmektedir.

3.2.1. Doğrusal Analiz Metotları

Doğrusal analiz metotları yapıların davranışını malzeme ve geometrik lineer ötesi davranışını dikkate almadan malzemenin doğrusal ve elastik davrandığı kabul edilerek düşey ve yatay yükler altında çözümlenmesidir. Bu yöntemlerin en büyük avantajı süperpozisyona imkan vermesidir. Yapı düşey yükler ve yatay yükler altında ayrı ayrı analiz edilerek, oluşması muhtemel yük kombinasyonlarına göre bu sonuçlar süperpoze edilerek yapının maruz kalması beklenen kesit zorlanmaları elde edilir. Ölü ve hareketli, toprak itkisi, mesnet çökmesi gibi statik yükler için sonuçlar statik denge denklemlerinin çözülmesiyle doğrudan elde edilir. Fakat deprem, rüzgar gibi dinamik yük etkileri için, durum bu kadar basit ve kesin değildir.

3.2.1.1. Eşdeğer Statik Yük

Bu yöntem, rüzgar, deprem gibi dinamik yüklerin yapısal sisteme eşdeğer statik yükler olarak etki ettirilmesidir. Deprem ve yük yönetmelikleri tasarım depreminin veya rüzgarının nasıl eşdeğer statik yüklere dönüştürüleceğini açıklarlar. Dinamik yüklerin eşdeğer statik yüklere dönüştürülmesinden sonra, bu yükler kat seviyelerine dağıtılarak doğrusal elastik statik analiz yapılarak sonuca ulaşılır. Elde edilen sonuç diğer yüklerle yönetmeliklerde açıklandığı şekliyle toplanarak, binaya etki etmesi muhtemel hesap kesit tesirleri bulunur. Yöntem kolay ve pratik olmasına rağmen, içerdiği basitleştirme nedeniyle, düzensiz ve doğal titreşim modu (1. mod) katkısının az olduğu (yüksek periyotlu) yapılarda uygulandığında doğru sonuçlar vermez. Nitekim, yönetmeliklerde

de bu yöntemin uygulanabilmesi için belli kısıtlamalar getirilmiştir. Yöntem uygulandığı yapılarda diğer yöntemlere göre, genellikle daha büyük deprem kuvvetleri bulunmasına yol açar. Güvenli tarafta kalmak için bu gereklidir, fakat büyük deprem kuvvetleri de yapı maliyetinin artması demektir.

3.2.1.2. Mod Birleştirme Yöntemi

Bu yöntem dinamik yüklemeler için farklı titreşim modlarından gelen katkıların birleştirilmesi esasına dayanır. Malzeme ve sistem bu yöntemde de doğrusal elastik kabul edilir. Bu analiz sonucu elde edilen kesit tesirleri de süperpoze edilebilirler.

3.2.1.3. Zaman Tanım Alanında Analiz

Zaman tanım alanında analiz yönteminde yapı belirli bir ivme kaydı altında, ilk hız ve ilk deplasman bilinerek küçük zaman adımları boyunca sistem dinamik denge denkleminin nümerik integrasyonu yapılır. Her adımda, bütün düğümlere ait ivme, hız, deplasman değerleri bulunarak adım adım sonuca ulaşılır. Her sonunda bulunan deplasman, hız ve ivme değerleri bir sonraki adımın başlangıç değerleridir. Analiz sonucunda her bir kesitte oluşan maksimum tesirler tasarım için kullanılabilir.

3.2.2. Doğrusal – Ötesi Analiz Metotları

Yapıların özellikle tasarım yükleri altında, doğrusal çalışmasını beklemek ve yapıları bu yükler altında elastik çalışacak şekilde boyutlandırmak mühendisçe bir yaklaşım değildir. Yapıların doğrusal ötesi kapasitelerinden de faydalanmak gereklidir. Ancak bu kapasitenin ne kadar olduğu hakkında doğrusal analiz metotları kullanılarak gerçekçi bir fikir yürütülmesi her zaman mümkün değildir. Yönetmeliklerde bu kapasite tahmin edilerek belli azaltma katsayıları ile yapıya gelmesi düşünülen elastik yükler azaltılmış ve yapıların elastik yükler altında analizine belli koşullarda izin verilmiştir. Ancak bu

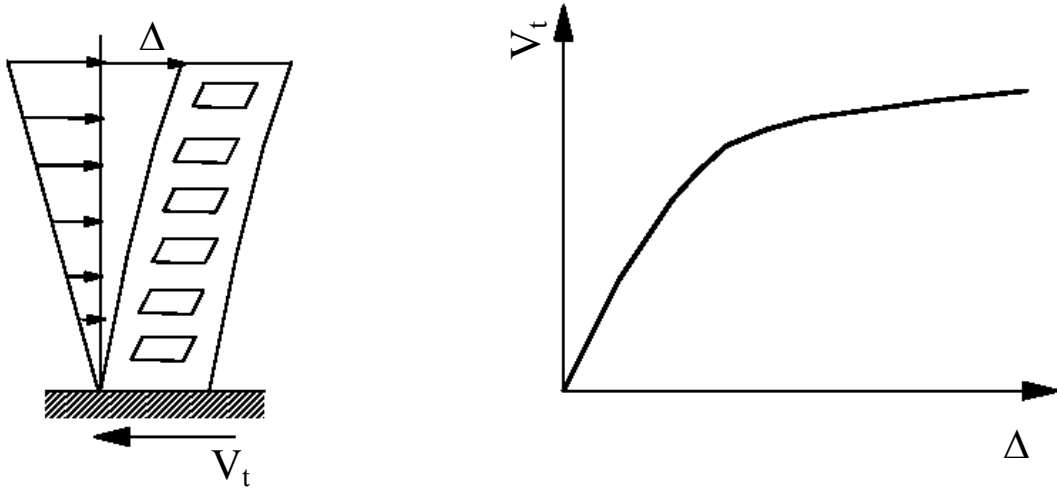
azaltma katsayıları yaklaşık değerlerdir ve her bina için aynı değildir. Yapının ve yapı elemanlarının sünekliğiyle alakalı bu azaltma katsayıları her bina için ayrı ayrı tespit edilebilir. Yapının taşıyabileceği maksimum taban kesme kuvveti ve deplasman sünekliği doğrusal ötesi analizler yapılarak tespit edilebilir. Ancak, doğrusal ötesi analizler iyi bir yapı dinamiği ve davranış bilgisi gerektirir. Yapıda oluşabilecek mafsalların yerleri doğru tahmin edilmesi oldukça önemlidir. Özellikle doğrusal ötesi statik analizde kat kesme kuvvetlerinin bina yüksekliğince dağılımı iyi tahmin edilmelidir. Burada mühendisin yetenek ve tecrübesi çok önem kazanır.

3.2.2.1. Statik İtme Analizi (Pushover)

Doğrusal ötesi statik itme analizi (ittirme analizi – pushover) belli bir yük dağılımı altında bir yapıyı, yapısal sistemin stabilitesi bozulana dek ittirmek olarak tanımlanır. Önceden tanımlanmış bu yük dağılımı binanın yatay deprem kuvvetleri altındaki davranışını yansıtacak şekilde olmalıdır. Yöntemin tanımlandığı ATC-40’da, farklı itme şekli önerileri sunulmuştur. Önerilen bu itme şekilleri şunlardır:

- Yatay yükün tamamı en üst kat seviyesinden etkitilir.
- Her kata deprem yönetmeliklerinde yer alan eşdeğer statik yük yönteminden çatıya ilave yük koyulmadan hesaplanan eşdeğer deprem yükleri, yatay yük olarak kat seviyelerine etkitilir.
- İlk mod şekli ile kat kütlelerinin çarpımının oranları olan yatay yükler kat seviyelerine uygulanır. Böyle bir itme şekli, yapının birinci moduna ait tepkisini elde etmemize yarar. Birinci mod şeklinin baskın olduğu binalarda (genellikle birinci doğal titreşim periyodu 1 saniyeden küçük binalar) kullanılabilir.
- Yapıda ilk eleman akması görülene dek bir önceki seçenikle aynıdır. Ancak daha sonra, yük dağılımı değişen deforme olmuş şekil ve davranışa uyacak şekilde düzenlenmelidir. Bu değişken itme şekli, daha çok yumuşak katlı yapılarda kullanılması önerilir.
- Önceki iki seçenekte verilen itme şekilleri uygulanır. Ancak yüksek frekanslı modların katkılarını da dikkate almak gerekir. Yüksek yapılarda veya düzensizliklerin bulunduğu yapılarda kullanılması tavsiye edilir.

İtme şekli belirlendikten sonra, bina çatı deplasmanı veya istenilen bir düğümün deplasmanı kontrol edilerek, yavaş yavaş itilir. Bu adımlar boyunca deplasman ve taban kesme kuvveti kaydedilir. Binanın itildiği her bir adımda önceden belirlenmiş mafsallı bölgelerinin taşıma kapasitelerine (akma noktalarına) ulaşmış ve ulaşmadığı kontrol edilir. Akma noktasına ulaşmış bölgelerde (plastik mafsallı) yapısal eleman ikiye bölünerek mafsallı tanımlanmış bölge düğüm haline getirilir ve bu düğüme plastik mafsallı elemanın dönme rijitliğini yansıtan bir dönme redörü konularak analize devam edilir. (Üzerinde plastik mafsallı oluşmuş bir yapısal elemanın üzerindeki yük kaldırılarak analize devam edilir. Bu yükün nasıl kaldırılabileceği Sap2000 modellerinde kullanılan seçenekler açıklanırken detaylı olarak anlatılacaktır.) Analiz yapı stabilitesini kaybedinceye dek devam eder. Böylece yapının taban kesmesi – çatı deplasmanı eğrisi elde edilmiş olur. (Şekil 3.1)



Şekil 3.1: İtme Şekli ve Çatı Deplasmanı-Taban Kesme Kuvveti

Ancak bu eğri yapının taban kesme kuvveti ve yanal deplasman kapasitesi hakkında bize fikir verse de herhangi bir depremde binanın hangi deplasman ve taban kesme kuvveti seviyelerine kadar zorlanacağını bu grafiğe bakarak anlamak mümkün değildir. Kapasite eğrisi veya başka yöntemler kullanılarak binaların performans seviyelerini tespit etmemize yarayan basitleştirilmiş bazı yöntemler vardır. Bu yöntemler başlıklar halinde şöyle sıralanabilir:

- Kapasite Spektrumu Yöntemi (KSY - Capacity Spectrum Method) (ATC-40, 1996)

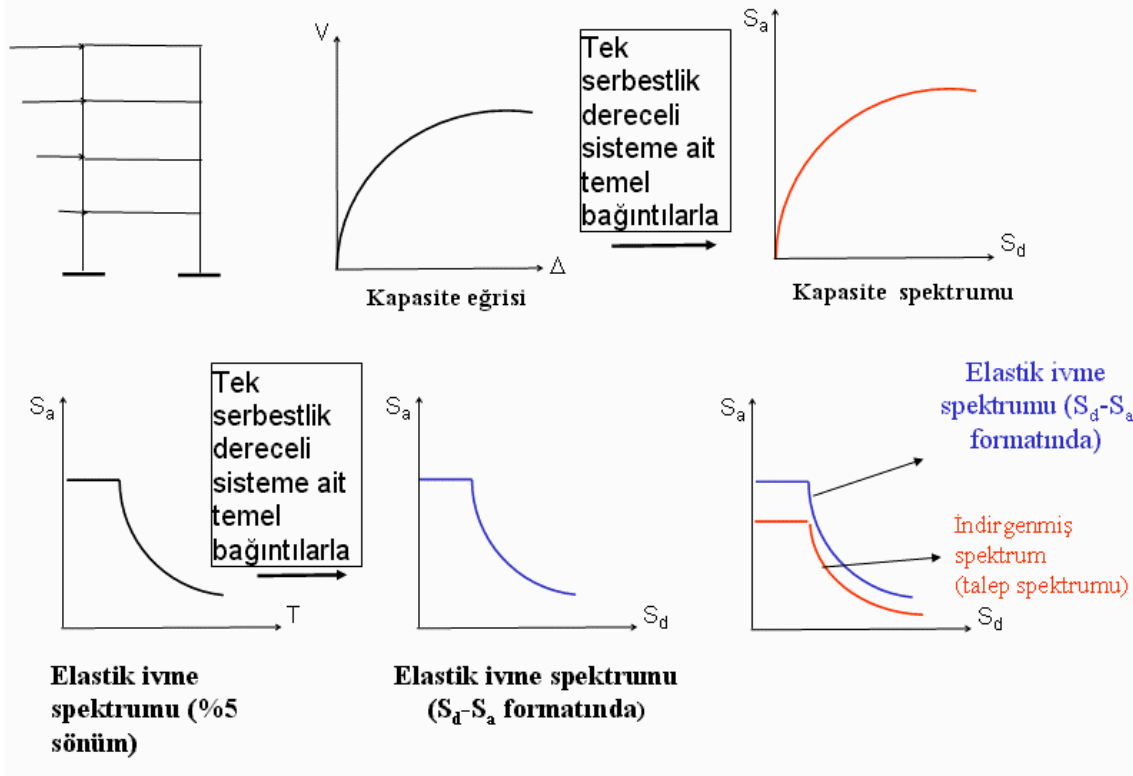
- Deplasman Katsayıları Yöntemi (Displacement Coefficient Method) (FEMA-356, 2000)
- Akma Noktası Spektrumu (Yield Point Spectra) (Aschheim and Black, 2000).
- N2 Metodu (Fajfar, 2000)
- Modal İtme Analizi (Modal Pushover Analysis) (Chopra and Goel, 2001).
- Priestley Yaklaşımı (Priestley, 1997, 2000)
- Panagiotakos - Fardis Yaklaşımı (Panagiotakos and Fardis, 1998).

Tüm bu yöntemlerin haricinde Kapasite Spektrumu Yönteminin iki farklı versiyonu Japon Bina Yönetmeliği BSL2000'de (Otani ve diğ., 2000) ve Freeman tarafından 1998 yılında verilmiştir.

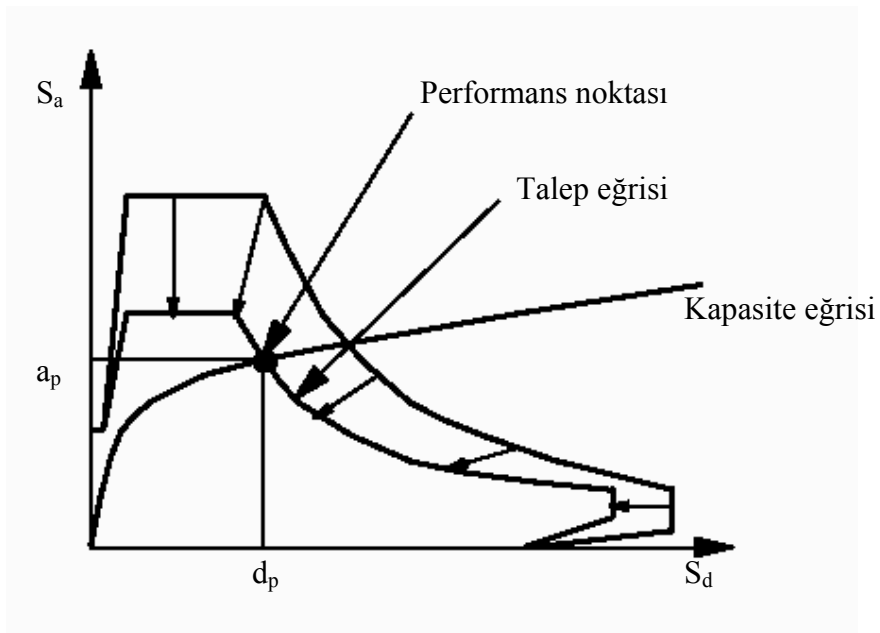
Bu çalışmada bu yöntemlerden kapasite spektrumu yöntemi (KSY) kullanılacaktır. Kapasite spektrumu yönteminin genel işleyişi şu şekilde verilebilir:

1. İtme analizinden elde edilen kapasite eğrisi, kapasite spektrumuna dönüştürülür
2. Deprem dalgasına ait (veya yönetmeliklerin öngördüğü, %5 sönüm oranı için hazırlanmış) elastik mukabele spektrumu S_a-T formatından, S_a-S_d (ADRS) formatına çevrilir. Şekil 3.2'de her iki dönüşüm gösterilmektedir.
3. ADRS formatına dönüştürülmüş elastik mukabele spektrumuyla yani talep eğrisi aynı grafik üzerinde çizilir.
4. Yapının bu deprem talebi için göstermesi beklenen performans noktası tahmin edilir.
5. Yapı bu noktaya kadar deplasman gösterdiğinde yapının çevrimsel olarak sönümleyeceği enerji bulunur. Elde edilen bu çevrimsel sönüm viskoz sönüm ile toplanarak, yapının bu deplasman seviyesine geldiğinde yapacağı sönüm miktarı bulunur.
6. Bu toplam sönüm oranı kullanılarak, elastik mukabele spektrumu indirgenir.

7. İndirgenmiş spektrum (talep eğrisi) ile kapasite spektrumunun kesiştiği nokta bulunur.



Şekil 3.2: Kapasite Spektrumu ve Talep Spektrumlarının Oluşturulması

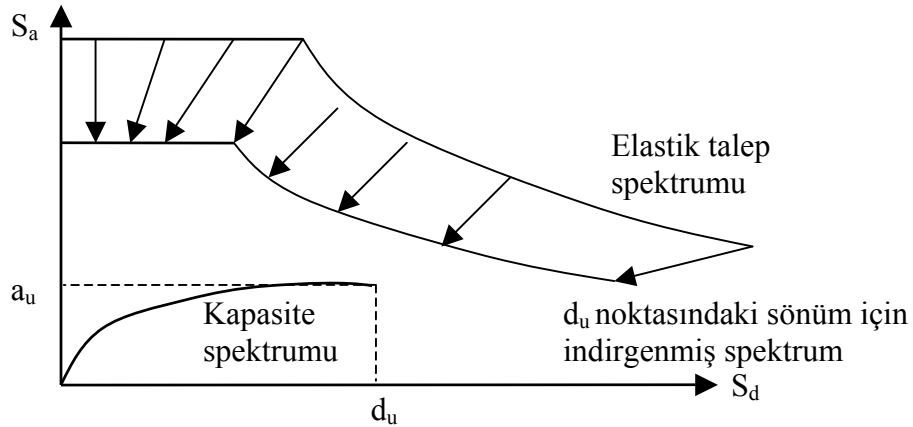


Şekil 3.3: Kapasite Eğrisi ve Talep Eğrisinin Birlikte Çizimi ve Performans Noktası

8. Bu nokta, (4. adımda) tahmin edilen performans noktasına yeterince yakınsa tahmin edilen nokta performans noktasıdır. Eğer noktalar arasındaki fark, izin verilen sınırın üzerinde ise 4. adıma dönülerek yeni bir tahmin yapılır. Böylece belli bir deprem talebi için, yapının performans noktası iteratif olarak bulunur. Şekil 3.3’de her iki eğri aynı grafikte çizilmiş ve indirgenmiş elastik spektrum ile talep eğrisinin kesişimi (performans noktası) gösterilmiştir.

Performans noktası tahmini olarak binanın ulaşabileceği, maksimum deplasman seviyesi kullanılarak, toplam sönüm hesaplanıp ve elastik talep spektrumu indirgendiikten sonra, kapasite ve talep eğrisi kesişmiyorsa, yapının bu depremde göçeceği anlaşılır. Bu durumda performans noktası bulunamaz (Şekil 3.4).

Statik itme analizi ve Kapasite Spektrumu Yönteminin ayrıntılarına ATC-40 (1996) dokümanında yer verilmiştir.



Şekil 3.4: Performans Noktasının Bulunamaması

3.2.2.2. Zaman Tanım Alanında Doğrusal Ötesi Analiz (Time – History)

Zaman tanım alanında analiz doğrusal elastik kabullerle yapılabileceği gibi doğrusal ötesi davranışı yansıtacak şekilde de yapılabilir. Bu analizde, ilk yer değiştirme, hız ve ivme değerleri bütün düğümler için bilindiğinde, ivme kaydı küçük zaman dilimlerinde

nümerik olarak integre edilerek her bir zaman dilimi sonundaki deplasman, hız ve ivme değerleri bulunur. Yapısal elemanlardan daha önceden belirlenmiş noktasal mafsallardan herhangi birisi akma sınırına ve göçme sınırına ulaştığında yapıya ait rijitlik matrisi yenilenerek analize devam edilir. Ancak bu analizler için geliştirilmiş birkaç farklı yöntem vardır. (Wilson) Newmark metodu, Ortalama ivme metodu, Wilson (θ) metodu ve Hilber-Hughes-Taylor (α) metodu bu yöntemlerden bazılarıdır. Yöntemlerin detayları yapı dinamiği kitaplarında bulunabilir (Tedesco, 1998 ve Chopra 2000). Ancak bu yöntemlerden Newmark'ın geliştirdiği yöntemin kullanılması önerilir (Wilson). Bu çalışmada yapılan doğrusal ötesi zaman tanım alanında analizlerde de bu metod kullanılmıştır. Newmark metodunun genel işleyişi ise şu şekilde özetlenebilir.

Tüm bu hesap aşamaları maddeler halinde şöyle özetlenebilir:

A. İlk hesaplamalar:

1. İlk olarak rijitlik, kütle ve sönüm matrisleri, yapının hasar görmemiş, ilk hali için oluşturulur.
2. İntegrasyon parametreleri β ve γ belirlenir.
3. İntegrasyon sabitleri b_1 ve b_2 parametreler ve analizlerde kullanılacak zaman aralığı, Δt kullanılarak hesaplanır.
4. Efektif rijitlik matrisi oluşturulur.
5. Efektif rijitlik matrisi üçgensel matrise dönüştürülür (triangularized).
6. Sistemdeki her düğüme ait bütün serbestlik dereceleri için başlangıçtaki konum, hız ve ivmeler belirlenir.

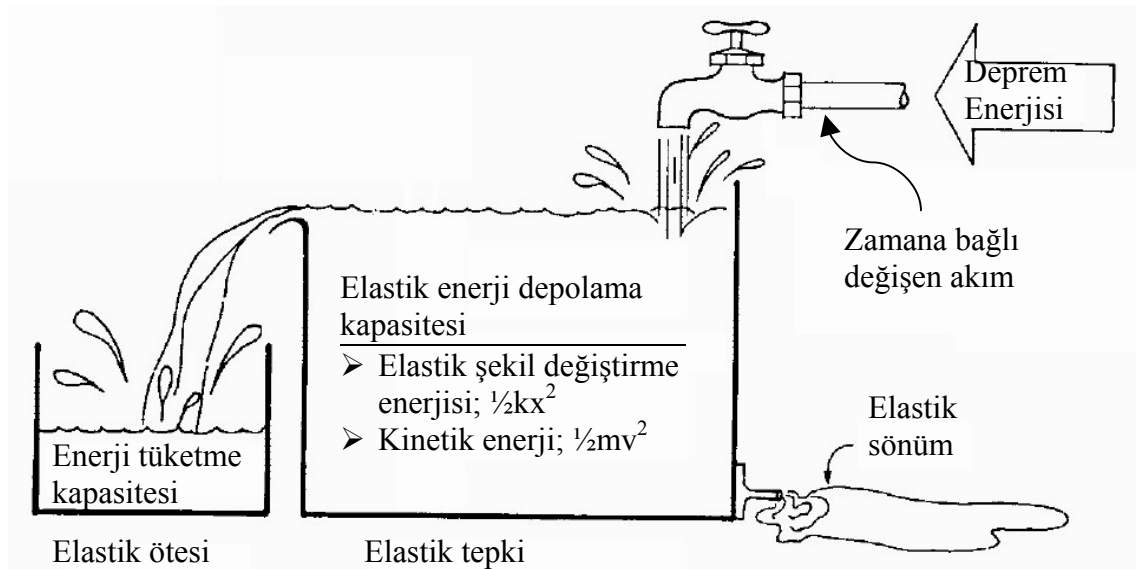
B. Her zaman adımında yapılacak hesaplar:

1. Efektif yük vektörü hesaplanır.
2. Her adımda düğüm deplasmanları hesaplanır.
3. Her adımda düğüm hızları ve ivmeleri hesaplanır.

4. Zaman adımı bir artırılarak B.1 işlemine dönülür.

3.3. Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı

Deprem bilgisinin ve yapıların deprem davranışının, deneysel ve kuramsal çalışmalarla daha iyi anlaşılmasıyla, depreme dayanıklı yapı tasarımı konusunda, mühendisler arasında bir görüş birliği oluşmaya başlamıştır.



Şekil 3.5: Havuz Modeli

Bu görüş birliğine göre, yapı deprem enerjisini plastik davranış göstererek, yani hasar görerek sönümlenmelidir. Ancak bu hasar, yapının göçmesine sebep olacak seviyede olmamalıdır. Yapı deprem enerjisine karşılayabilecek seviyede rijitlik ve sünekliğe sahip olmalıdır. Aslında yapıların dinamik yükler altındaki davranışı en iyi Şekil 3.5’de gösterilen havuz modeliyle açıklanabilir (Clough, 1985). Bu modelde çeşmenin su akıttığı birinci havuz yapının elastik enerji depolama kapasitesidir. Bu elastik enerji, şekil değiştirme enerjisi ve kinetik enerji olarak ($\frac{1}{2}kx^2 + \frac{1}{2}mv^2$) ilk havuzda depolanır. Havuzun altındaki küçük boru ise elastik sönümü temsil etmektedir. Birinci havuzdan taşan su ise ikinci havuzda toplanmaktadır. İkinci havuz ise yapının plastik enerji sönümlenme kapasitesini göstermektedir. Bu havuzun ise birinci havuzdaki gibi tahliye çıkışı yoktur. Yani plastik deformasyonlar kalıcıdır. Çeşmeden akan suyun

miktarı ise, dinamik deprem yükleriyle yapıya yüklenen enerjiyi göstermektedir. Suyun birinci havuzdan taşması plastik deformasyon oluşumunu, ikinci havuzdan da taşması ise, göçmeyi temsil etmektedir. Bu durumda depreme dayanıklı yapı kavramını, deprem enerjisini güvenle sönmüleyebilecek yapılar olarak tanımlarsak, böyle bir yapı tasarlamak için şunlardan birisi yapılmalıdır:

- Çeşmeden akan suyu azaltmak: Depremin küçültülmesi anlamına gelir. Genellikle yapılması pek mümkün değildir.
- Birinci havuzun tahliye çıkışı büyütmek: Böylece çeşmeden akan su birinci havuzdan mümkün olduğunca hızla boşaltılır. Bu klasik betonarme binalar için mümkün değildir. Ancak sönmüleyici elemanların binaya yerleştirilmesi ile mümkün olabilir.
- Birinci havuzu büyütmek: Bu seçenek ise oldukça maliyetli bir seçenektir. Depreme elastik sınırlar içerisinde kalarak karşı koyabilecek yapılar yapmak altından hiçbir ekonominin kalkamayacağı maliyettir. Ayrıca, birinci havuzun büyütülmesi, genellikle ikinci havuzun küçülmesine sebep olur.
- Yapılabilecek son seçenek ise, ikinci havuzu büyütmektir. Bu seçeneğin maliyeti hem fazla değildir. Hem de diğer havuza olumsuz bir etkisi yoktur.

İşte günümüzde depreme dayanıklı yapı tasarımının oturduğu temel, ikinci havuzun büyütülmesi, yani yapının sünek davranmasını sağlayarak depreme karşı koymasını sağlamaktır. Sünek bir yapı yeterli plastik enerji söndürme kapasitesine sahip olmalıdır. Yani yapı gelen deprem enerjisini plastik hasar görerek söndürebilmelidir. Bu hasarın görüleceği yerler ise plastik mafsal bölgeleridir. Bu bölgelerin sünek tasarlanması yapının da sünekliğini olumlu etkileyecektir. Bu bölgelerin nasıl sünek tasarlanabileceğine ise plastik mafsal konusunda değinilecektir.

3.4. Betonarme elemanların doğrusal ötesi davranışı

Deprem gibi, büyük kuvvetlere karşı koymak için binaların doğrusal davranışının yanı sıra doğrusal ötesi davranışlarından da yararlanmak gerekir. Çünkü böyle bir

kuvvet altında dahi doğrusal davranacak bir bina inşaatı ekonomik değildir. Dolayısıyla, daha mühendisçe bir yaklaşım olarak, binaların doğrusal ötesi davranış göstererek, yani hasar görerek deprem enerjisini sönmülemesi gerekliliği bugün bütün çağdaş deprem yönetmeliklerinin felsefesi haline gelmiştir. Bizim yönetmeliğimizde de bu çağdaş yaklaşım kendini göstermiştir.

3.4.1. Enerji tüketimi

Deprem hareketiyle binaya aktarılan enerji, binada iki şekilde depolanır. Birincisi, bina hareketiyle ortaya çıkan hızdan kaynaklanan kinetik enerjidir. Diğeri ise binadaki yapısal ve yapısal olmayan elemanların deformasyonu ile biriken potansiyel enerjidir. Bu iki enerji ise deprem esnasındaki salınımlarla birbirine dönüşüp durmaktadır. Devam eden depremle birlikte binaya daha da enerji depolanmakta ve daha büyük hızlar daha büyük deformasyonlar gözlenmektedir. Peki, binaların bu salınımı nasıl durmakta ve bu enerji nereye kaybolmaktadır. Fiziğin çok temel kanunları, bize enerjinin yok olmayacağını, dönüşebileceğini söylemektedir. Bu gerçek bize, binaların bu enerjiyi sönmülediklerini göstermektedir. Bu sönmüm iki şekilde olmaktadır.

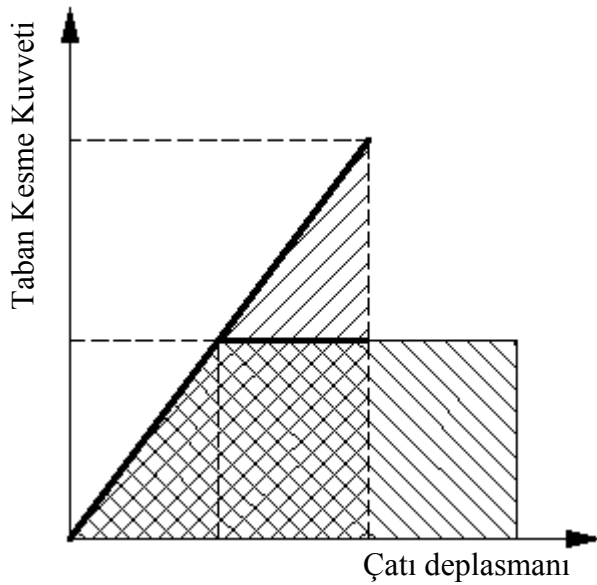
Binalar doğrusal elastik davranış gösterirken enerji içsel sürtünmeyle ısıya dönüşüp sistemin rahatlamasına sebep olmaktadır. Bu enerji dönüşümü elastik sönmüm olarak da bilinir, ancak elastik sönmüm tek başına bu enerjinin tüketilebilmesine yetecek düzeyde değildir. Bu sönmüm, betonarme binalar için %5 civarında iken, çelik binalar için %2'lere düşer.

Diğeri bir sönmüm şekli ise elastik olmayan sönmümdür. Binalar doğrusal ötesi davranış gösterirken, oluşan çatlaklar, ezilmeler, mafsallaşmalar gibi hasarlar görerek depremle gelen enerjiyi sönmümlerler. Bu sönmüm elastik sönmüme göre çok daha fazladır. Betonarme bir bina için elastik sönmüm %5 civarlarındayken, plastik sönmüm %35-40'lara ulaşabilir. Binalar ancak böyle büyük miktarda enerji tüketerek depremlere karşı koyabilirler. Sadece elastik sönmümü kullanarak depreme karşı koymak hiç ekonomik değildir. Böyle binalar yapmaya hiçbir ekonominin gücü yetmez. Binalar elastik olmayan bir şekilde enerjiyi söndürürken deplasman yaparak hasar görürler. Gösterdikleri bu deplasmanın

hangi seviyede olduğu konusunda iki prensipten bahsedilebilir: Eş enerji prensibi ve eş deplasman prensibi.

3.4.2. Eş enerji prensibi

Bir yapının tüm kesit boyutları aynı kalmak üzere elastisite modülleri aynı fakat mukavemeti farklı iki ayrı malzemeden yapıldığını düşünelim. Böylece aynı rijitliğe sahip ama taban kesme kuvveti taşıma kapasiteleri birbirinden farklı iki bina elde etmiş olalım. Bu malzemelerin çekme ve basınç emniyet gerilmelerini öyle seçelim ki mukavemeti yüksek malzemeden yapılan bina herhangi bir depremi elastik sınırlar içerisinde karşılayabilirken, aynı deprem enerjisini mukavemeti düşük malzemeden yapılan bina plastik deformasyon göstererek söndürsün.



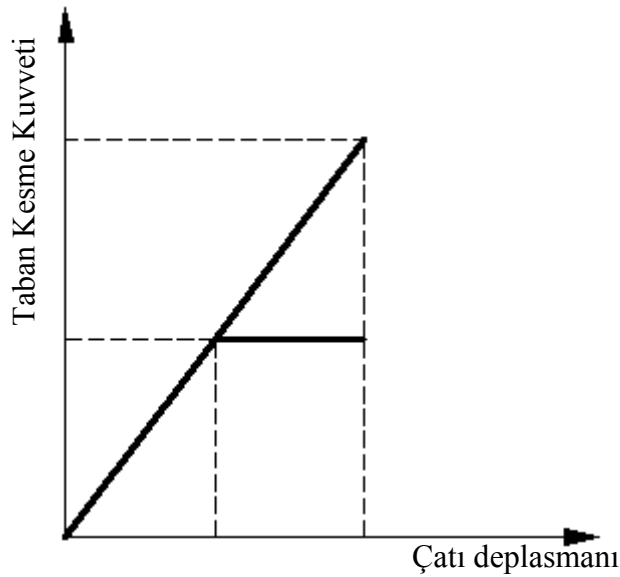
Şekil 3.6: Eş Enerji Davranışı

Eş enerji prensibi, bu iki binanın söndürmesi gereken toplam enerji miktarının aynı olması gerektiğini temel alan bir yaklaşımdır. Şekil 3.6'da görüldüğü gibi mukavemeti yüksek bina depremde elastik sınırlar içerisinde kalırken, düşük mukavemetli bina ilk binaya göre daha düşük bir taban kesme kuvveti değerine kadar elastik deformasyon göstermiş, daha sonra taban kesme kuvveti sabit kalacak şekilde artan bir plastik

deformasyon göstermiştir. Her iki binaya ait taban kesme kuvveti – çatı deplasmanı grafiğini altında kalan alan binaya depremle gelen enerjinin nasıl depolandığını ve tüketildiğini göstermektedir ve bu iki alan eş enerji prensibine göre eşittir. Plastik deformasyon yapan bina elastik davranana göre biraz daha fazla deplasman göstermiştir. Fakat her iki binanın anlık olarak depoladığı enerji miktarları aynıdır. Bu enerjiler elastik davranan binada tamamen viskoz sönümle söndürülürken, diğer binada bir kısmı viskoz sönümle söndürülmüş, ancak büyük kısmı hasar görerek söndürülmüştür.

3.4.3. Eş deplasman prensibi

Eş deplasman prensibini de eş enerji prensibinde ele aldığımız düşük mukavemetli ve yüksek mukavemetli iki binayı kullanarak açıklamaya çalışırsak, yüksek mukavemetli bina yine depremi elastik sınırlar içerisinde karşılar. Düşük mukavemetli bina ise depremi elastik sınırlar içerisinde karşılayamaz., ilk binaya göre daha düşük bir taban kesme kuvveti değerine ulaştıktan sonra taban kesme kuvveti sabit kalacak şekilde plastik deplasman yapmaya başlar. Ancak binanın yapacağı deplasman elastik sınırlar içerisinde davranış gösteren binanın yapacağı deplasmanla aynıdır.



Şekil 3.7: Eş Deplasman Davranışı

Bu yaklaşıma göre enerjiler değil deplasmanlar eşit olmaktadır. Şekil 3.7’de görüldüğü gibi deprem enerjisi yüksek mukavemetli bina tarafından elastik olarak depolanmış sonra da sönümlenmiştir. Ancak mukavemeti düşük olan bina bu enerjinin tamamını elastik olarak depolayamamış, bir miktarını hasar görerek söndürmüştür. Fakat her iki sistemin depoladığı enerji miktarı birbirinden farklıdır. Çatı deplasmanları eşit olduğu için plastik davranış gösteren sistemin depolayarak sönümlendiği enerji miktarı daha düşüktür.

3.4.4. Eş enerji- eş deplasman karşılaştırması

Bu iki yaklaşım bize binaların depremlerde göstereceği doğrusal ötesi davranış hakkında ipuçları verir. Fakat, hangi binaların eş-enerji yaklaşımına, hangilerinin eş-deplasman yaklaşımına uygun davranış göstereceği sorusu hemen akla gelmektedir. Literatürde bu konuda benimsenen yaklaşım birinci doğal titreşim periyodu 0.5 saniyeden küçük binaların eş- enerji yaklaşımına uygun davranış göstereceği, periyodu 0.7 saniyeden büyük binaların ise eş-deplasman yaklaşımına daha uygun davranacağıdır. 0.5 - 0.7 saniye aralığındaki binaların ise bu iki yaklaşımın arasında geçiş bölgesi oluşturduğu fikri benimsenmiştir (Atımtay, 2000a).

Neden periyodu yüksek binaların eş-deplasman, küçük olanlarınsa eş-enerji yaklaşımlarına uyduklarını ise yine havuz modeliyle açıklamaya çalışalım:

Düşük periyotlu binalar, deprem enerjisini frekansı yüksek, genliği düşük salınımlarla depolamaktadır. Yani bir salınım çok kısa bir zamanda gerçekleşmektedir. Dolayısıyla, havuzun altındaki tahliye kanalı bu kısa zaman dilimi içerisinde çok az bir su boşaltabilmektedir. Yani elastik sönüm miktarı oldukça azdır. Elastik olarak söndürülemeyen enerji ilk havuzdan taşarak plastik olarak söndürülmektedir. Dolayısıyla, mukavemeti yüksek ve düşük olan iki bina eşit enerji depolamaktadırlar.

Yüksek periyotlu binalar ise daha büyük genliklerle ve daha uzun bir sürede salınımlarıdır. Yani suyun ilk havuzda depolanması (elastik enerji birikimi) daha uzun sürmektedir. Bu uzun süre içerisinde, bir miktar suyun tahliye borusundan atılması için zaman kazanılmaktadır. (Yani elastik sönüm de büyük olmaktadır.) Böylece plastik

deformasyon havuzuna taşacak su miktarı azalmaktadır. Yapı daha az plastik deformasyon göstermekte, eş-enerjiden eş-deplasmana doğru bir geçiş olmaktadır.

Bu çalışmada kullanılacak olan prefabrik binalar ise genellikle yüksek periyotlara sahiptirler. Yani, bu yapılar ya geçiş bölgesinde yada eş-deplasman bölgesinde yer almaktadırlar. Dolayısıyla, prefabrik yapıların çoğunlukla eş-deplasman davranışı gösterdiğini söyleyebiliriz. Bu çalışma boyunca eş-deplasman yaklaşımı temel alınmıştır.

3.4.5. Plastik mafsalsal

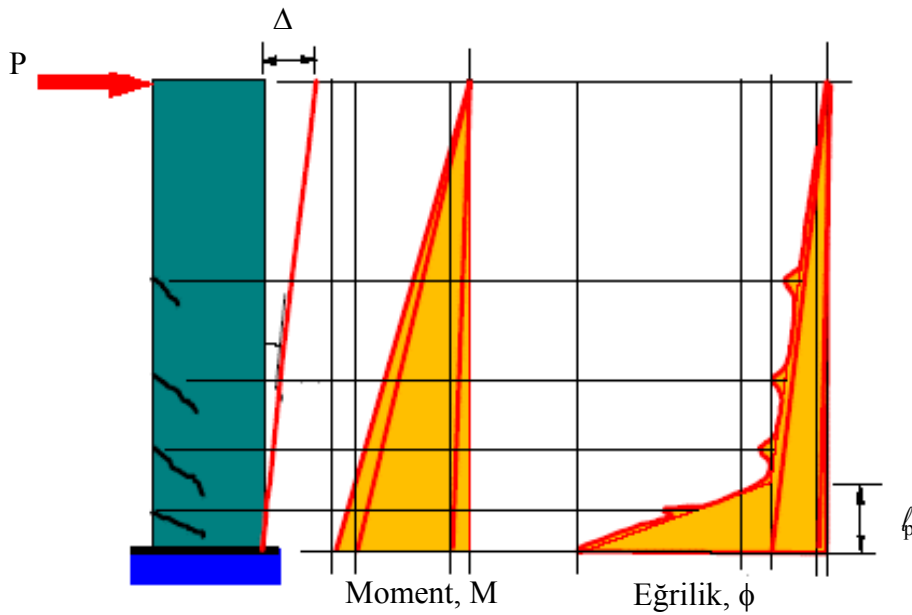
Plastik mafsallar bu bölümde anlatageldiğimiz enerji sönümünün plastik olarak gerçekleştiği bölgelerdir. Bu bölgeler, taşıma kapasitelerine ulaştıktan sonra dahi (yani bu kapasitede önemli bir artış veya azalma olmaksızın) bir miktar daha plastik deformasyonun oluşabileceği bölgelerdir. Yapıların dinamik yükler altında enerji tüketme kapasiteleri, esas olarak bu bölgelerin plastik deformasyon kapasitelerine bağlıdır. Bu kapasiteyi yani mafsalsal sünekliliğini etkileyen pek çok faktör vardır. Bunlar betonarme kesitler için kısaca:

- Aksenal yük düzeyi,
- Beton kalitesi,
- Kesitteki donatı oranı,
- Sargılama

olarak sıralanabilirler. Aksenal yük düzeyindeki ve donatı oranındaki artış, sünekliliği düşürür. Bunun tam tersine, beton kalitesi ve sargılamanın artırılması sünekliliği önemli ölçüde artırır.

Bir kesitte plastik mafsalsal oluşumu, o bölgenin moment taşıma kapasitesine ulaşması ile başlar. Şekil 3.8'de P yükü artırılarak kolonun deplasman yapması sağlandığında kolon alt bölgesinde yani momentin büyük olduğu bölgede yoğun çatlaklar oluşmaya başlar. Üçgenel moment diyagramı, kolonun alt bölgesindeki moment akma momentine ulaşıncaya dek büyür. Bu aşamadan sonra moment artık artmaz veya çok

küçük bir artış gösterir. Yani dolayısıyla şekil 3.9’da gösterilen P yükü de artmaz veya çok az artar. Artık, kesit taşıma kapasitesine ulaşmıştır. Bu aşamadan sonra, moment ve yatay yük taşıma kapasitesinde büyük bir artış olmazken eğrilikte (ve dolayısıyla tepe deplasmanında) birdenbire büyük artışlar meydana gelmeye başlar. Akmanın olduğu kesitte hasar yani plastik deformasyonlar artık başlamıştır. Eğriliğin arttığı bu bölgede plastik mafsallaşma başlamıştır ve bu bölge plastik mafsal olarak adlandırılır. Bu bölgenin haricindeki kesitler ise artık akma momentine ulaşamaz yani bu kesitlerde mafsallaşma olmaz. Dolayısıyla bu bölgelerde plastik deformasyonlar da oluşmaz. Ancak, akmanın olduğu plastik mafsal bölgesinde ise plastik deformasyonlar oluşur.



Şekil 3.8: Mafsal Oluşumu İle Moment ve Eğrilikteki Değişim.

Herhangi bir plastik mafsal bölgesinin başlangıç ve bitiş noktası arasındaki plastik deformasyonlardan kaynaklanan dönme farkına plastik dönme, akma anındaki elastik deformasyonlardan kaynaklanan dönmeye ise elastik dönme denir. Akma anındaki elastik dönme ile mafsaldaki plastik dönme sırasıyla denklem 3.1a ve 3.1b’de verilen formüllerle hesaplanır.

$$\mathfrak{S}_y = \phi_y \cdot \ell_p \quad (\text{Denklem 3.1a})$$

$$\mathfrak{S}_p = (\phi_u - \phi_y) \cdot \ell_p \quad (\text{Denklem 3.1b})$$

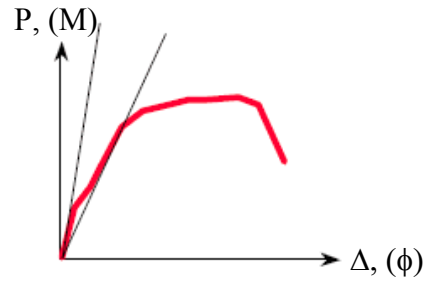
θ_y : Akma dönmesi

ϕ_y : Akma eğriliği

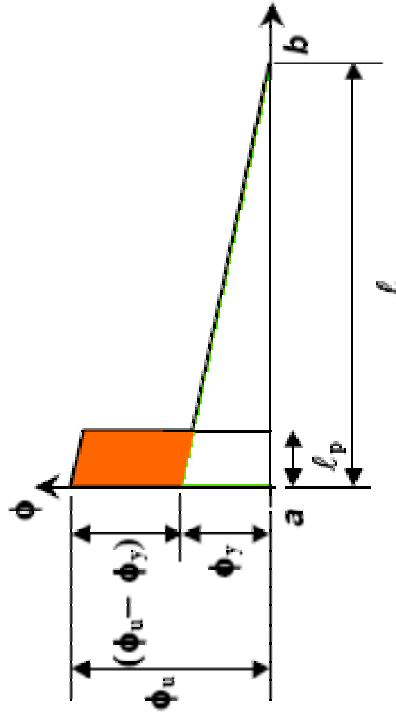
θ_p : Mafsalın plastik dönme kapasitesi

ϕ_u : Nihai eğrilik

ℓ_p : Plastik mafsal boyu



Şekil 3.9: Yatay Yük – Yanal Deplasman (veya Moment – Eğrilik)



Şekil 3.10: İdealize Edilmiş Eğrilik Grafiği

Şekil 3.8’de görülen eğrilik diyagramı idealize edilirse Şekil 3.10’daki kolon boyunca eğrilik grafiği elde edilir. Şekilde görülen üçgensel kısım, elastik eğriliği göstermektedir. Momentin en büyük olduğu a noktasında bu eğrilik en büyük değerini almaktadır. Bu üçgenin alanı a noktası ile b noktası arasındaki dönme farkını vermektedir. Bu alanın b noktası etrafında statik momenti alınır, bu değer de b noktasının yanal deplasmanını verecektir. Ancak mafsal özelliklerini belirleyen elemanın tümü boyunca oluşan eğrilik değil, mafsal bölgesi içerisinde oluşan eğriliktir. Mafsal oluşumu başladığı andaki eğrilik bu bölge boyunca bir miktar azalsa da yaklaşık olarak sabit kabul edilebilir. Yaklaşık sabit kabul edilen bu eğrilik Denklem 3.1a’da verildiği gibi mafsal boyu ile çarpılarak mafsalın akma dönmesi bulunur. Akmadan sonra oluşan plastik eğrilik miktarı ise (alan paralelkenar olduğu için) mafsal boyunca sabittir dolayısıyla mafsaldaki plastik dönme miktarı denklem 3.1b’de verildiği şekliyle hesaplanabilir. Bu paralelkenarın alanının b noktası etrafında momentinin alınması ile de b noktasında mafsalın plastik dönmesinden kaynaklanan plastik ötelenme bulunur.

3.5. Kullanılan Yazılımlar

Bu çalışmada yaygın olarak kullanılan pek çok yazılımdan istifade edilmiştir. Ancak kullanılan özel yazılımlara değinmek gerekirse Sap2000, RSCTH ve Phantom yazılımları çalışmada oldukça yoğun bir şekilde kullanılmıştır. Çalışma süresince yoğun emek gerektiren bir takım işler içinse Excel altında Visual Basic Makroları yazılmıştır. Böylece, prefabrik binaların yönetmeliğe uygun tasarımı ve plastik mafsal verilerinin oluşturulması ve zaman tanım alanında analizler sonucunda ortaya çıkan büyük veri yığınının düzenlenmesi mümkün olmuştur.

3.5.1. SAP2000 Programı

Sap2000, uzun yıllardır süregelen Sap serisi programların grafiksel arabirimle girildiğine imkan tanıyan sürümleridir. Sap2000'in mevcut sürümü (v8.1.1) ile doğrusal ötesi analiz yapma olanakları oldukça geliştirilmiştir. Program doğrusal ötesi statik itme analizi yanında artık doğrusal ötesi zaman tanım alanında analizi de tüm doğrusal dışı elemanları kullanarak yapabilmektedir. Sap2000 her yapısal analiz programının yapabildiği statik ve dinamik elastik analizleri zaten Sap serisinin ilk versiyonundan bu yana yapabilmektedir. Yapısal analizde dikkate alınacak doğrusal ötesi davranışı ise, malzemedeki kaynaklanan ve geometrik doğrusal dışılık olarak ikiye ayırabiliriz.

Malzemedeki kaynaklanan doğrusal ötesi davranışı dikkate alan analiz türleri Sap 2000'e 7 versiyonunda eklenmiştir. Bu analizler, doğrusal ötesi itme analizi ve doğrusal ötesi zaman tanım alanında analizidir. Ancak, 7 versiyonunda plastik mafsal elemanları sadece statik itme analizinde işlevseldir. Zaman tanım alanındaki analizde doğrusal ötesi davranış gösterebilen elemanlar sadece NLLink (Nonlinear Link) elemanlarıdır. Plastik mafsal elemanları bu analiz türünde etkin değildir. Ancak 8 versiyonuyla bu kısıtlama ortadan kalkmıştır. Sap2000'in bu son versiyonunda her iki analiz türünde de plastik mafsal elemanlarının kullanılması mümkündür.

Geometrik doğrusal dışılık önceki versiyonlarda çok kullanışlı değilken, Sap2000'in son versiyonunda her analizin içine dahil edilebilmesiyle oldukça kullanışlı bir hal almıştır.

3.5.1.1. Sap2000 – Statik İtme Analizi Seçenekleri

Statik itme analizi için Sap2000'de kullanıcıya pek çok seçenek sunulmuştur. Şekil 3.11'de statik itme analizi tanımı diyalog kutusu verilmiştir. Şekilde verilen pencereden itme şekli için bir statik yükleme veya mod şekli seçilebilir.

Diğer analiz seçenekleri butonlarından yüklemenin nasıl yapılacağı ve hangi düğümdeki hangi deplasmanın kontrol edileceği, kaydedilecek adım sayısı, inşaat aşamalarının etkisinin dikkate alınıp alınmayacağı kontrol edilebilir.

Analysis Case Data - Nonlinear Static

Analysis Case Name pushx

Analysis Case Type Static

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case grav

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Analysis Type

Linear

Nonlinear

Modal Analysis Case

All Modal Loads Applied Use Modes from Case EIGENMODE

Loads Applied

| Load Type | Load Name | Scale Factor |
|-----------|-----------|--------------|
| Load | DEPREMX | 1. |
| Load | DEPREMX | 1. |

Other Parameters

Load Application Displ Control

Results Saved Multiple States

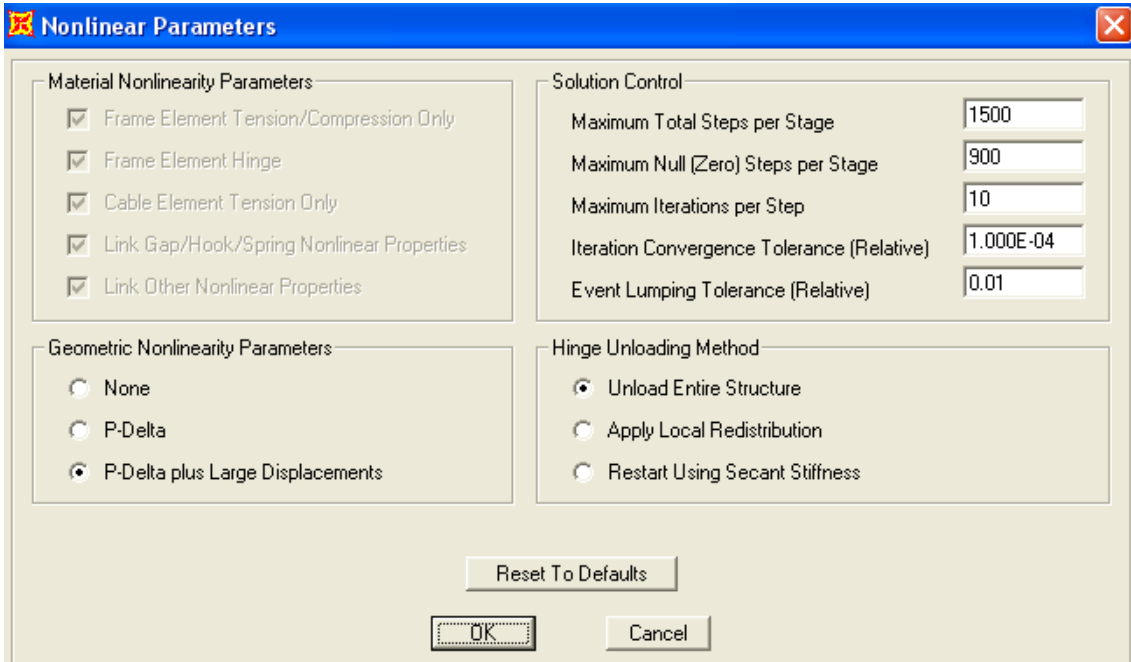
Staged Construction No

Nonlinear Parameters User Defined

Şekil 3.11: İtme Analizi Diyalog Kutusu

Doğrusal dışı diğer parametreler ise Şekil 3.12’de gösterilen “Nonlinear Parameters” diyalog kutusundan değiştirilebilir. Şekilde görüldüğü gibi statik itme analizine geometrik doğrusal dışılığı dahil etmek veya etmemek mümkündür. Analizde dikkate alınması mümkün olan geometrik doğrusal dışılıklar P- Δ etkileri ve P- Δ ile büyük deplasmanlardır.

Sadece P- Δ etkilerinin dikkate alındığı analizde analiz esnasında geometrik rijitlik matrisi yapının elastik rijitlik matrisine iteratif bir şekilde eklenerek sonuca ulaşılır. P- Δ ile büyük deplasmanların dikkate alınması durumunda ise yapının deplasman yapmış şeklinin rijitlik matrisi ve geometrik rijitlik matrisi oluşturulur. Bu durumda her iki rijitlik matrisi de iteratif olarak oluşturulmaktadır. Elemanları küçük deplasmanlar yaptığı durumlarda sadece P- Δ etkisinin dikkate alınması yeterlidir. Ancak, büyük deplasmanlar yapan sistemlerde hem P- Δ hem de büyük deplasmanların dikkate alınması bir gerekliliktir.



Şekil 3.12: Doğrusal Olmayan Analiz Parametreleri

Bu analizde kullanılan bir başka seçenek ise mafsaldaki yükün kaldırılma yöntemidir. İtme analizi esnasında herhangi bir mafsal elemanın taşıma kapasitesinde azalma olduğu bir noktaya ulaştığında analize devam etmeden önce elemandan kaldıramayacağı miktardaki bu yükün kaldırılması gerekir. Bu yük üç farklı yöntemle

binadan kaldırılabilir: Bütün yapı yükü kaldırılarak (Unload entire structure), yerel dağılım kullanılarak (Apply local redistribution) veya Sekant Rijitliği kullanılarak (Restart Secant Stiffness). Her üç yöntemle de kapasitesini kaybeden eleman üzerindeki yükün diğer yapı elemanlarına dağılımı sağlanır.

3.5.1.2. Sap2000 – Zaman Tanım Alanında Analiz Seçenekleri

Zaman tanım alanında analiz için Sap2000’de pek çok seçenek sunulmuştur. Şekil 3.13’de verilen analiz seçenekleri penceresinden istenilen seçenekler seçilebilir. Analiz doğrusal ve doğrusal ötesi yapılabilir. Her iki durum içinde zamanda integrasyon veya modal zaman tanım alanında analiz yapılabilir. Damping seçeneği tıklanarak periyoda bağlı olarak farklı modlar için farklı sönümler tanımlanabilir. İntegrasyon yöntemi olarak da geliştirilmiş metotlardan herhangi birini seçmek mümkündür. Bu seçenekler:

- Newmark
- Wilson
- Collocation
- Hilber-Hughes-Taylor
- Chung and Hulbert’dir.

Ancak bu metodların detaylarına burada değinilmeyecektir. Metodların işleyişi için bir yapı dinamiği kitabına (Tedesco 1998 veya Chopra 2000) başvurulabilir. Diğer doğrusal ötesi parametreler şekil 3.12’de verilen ve statik itme analizinde anlatılan parametrelerin aynılardır.

Analysis Case Data - Nonlinear Direct Integration History

Analysis Case Name: 211x

Analysis Case Type: Time History

Initial Conditions:

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case: grav

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Analysis Case:

Use Modes from Case: EIGENMODES

Analysis Type:

Linear

Nonlinear

Time History Type:

Modal

Direct Integration

Time History Motion Type:

Transient

Static

Periodic

Loads Applied:

| Load Type | Load Name | Function | Scale Factor |
|-----------|-----------|----------|--------------|
| Accel | U1 | z21 | 1. |
| Accel | U1 | z21 | 1. |

Show Advanced Load Parameters

Time Step Data:

Number of Output Time Steps: 1101

Output Time Step Size: 0.02

Other Parameters:

Damping: Proportional Damping

Time Integration: Newmark

Nonlinear Parameters: User Defined

Şekil 3.13: Zaman Tanım Alanında Analiz Seçenekleri

3.5.1.3 Sap2000'de Plastik Mafsalları Tanımlanması

Sap2000 pek çok plastik mafsalları tanımlamaya olanak sağlamaktadır. Eksenel yük, kesme, burulma ve eğilme mafsalları Sap2000'de tanımlanabilir. (Şekil 3.14) Bu mafsallar tek başlarına tanımlanabileceği gibi birden fazlasının kombinasyonu şeklinde de olabilir. Mafsalları tanımlaması yapıldıktan sonra her mafsalları türüne ait diyalog kutularında mafsallara ait süneklikler ve akma kriterleri tanımlanabileceği gibi, Sap2000'in bu değerleri otomatik olarak bulması da istenebilir. Bu durumda akma

kuvvetleri yaklaşık olarak hesaplanabilse de süreklilik düzeyleri hep Sap2000'in varsayılan değerleridir. Bu yönüyle otomatik mafsal tanımlamasını dikkatli ve bilinçli yapmak gerekir.

| Hinge Type | Default | Properties |
|---|--------------------------|------------------------|
| <input type="checkbox"/> Axial P | <input type="checkbox"/> | Modify/Show for P... |
| <input type="checkbox"/> Shear V2 | <input type="checkbox"/> | Modify/Show for V2... |
| <input type="checkbox"/> Shear V3 | <input type="checkbox"/> | Modify/Show for V3... |
| <input type="checkbox"/> Torsion T | <input type="checkbox"/> | Modify/Show for T... |
| <input type="checkbox"/> Moment M2 | <input type="checkbox"/> | Modify/Show for M2... |
| <input type="checkbox"/> Moment M3 | <input type="checkbox"/> | Modify/Show for M3... |
| <input type="checkbox"/> P-M2-M3 | <input type="checkbox"/> | Modify/Show for PMM... |

Şekil 3.14: Sap2000 Plastik Mafsal Tanımlama Penceresi

3.5.2. RSCTH programı

RSCTH, Mukabele spektrumuna uygun ivme kayıtları (Response Spectrum Compatible Time Histories) teriminin baş harflerinden oluşmuş bir isimdir. Program, verilen bir ivme, hız veya deplasman spektrumuna uygun ivme kayıtlarını iteratif bir yöntemle üretmektedir. Mukabele spektrumu 200 noktaya kadar tanımlanabilir. Programın tek opsiyonu mukabele spektrumuna uygun ivme kaydı üretmesi değildir. Program ayrıca, verilen bir fay çeşidi için belli bir uzaklıkta belli bir zeminde belli bir magnitüd değerindeki depremin simülasyonunu da verebilmektedir.

3.5.3. Phantom

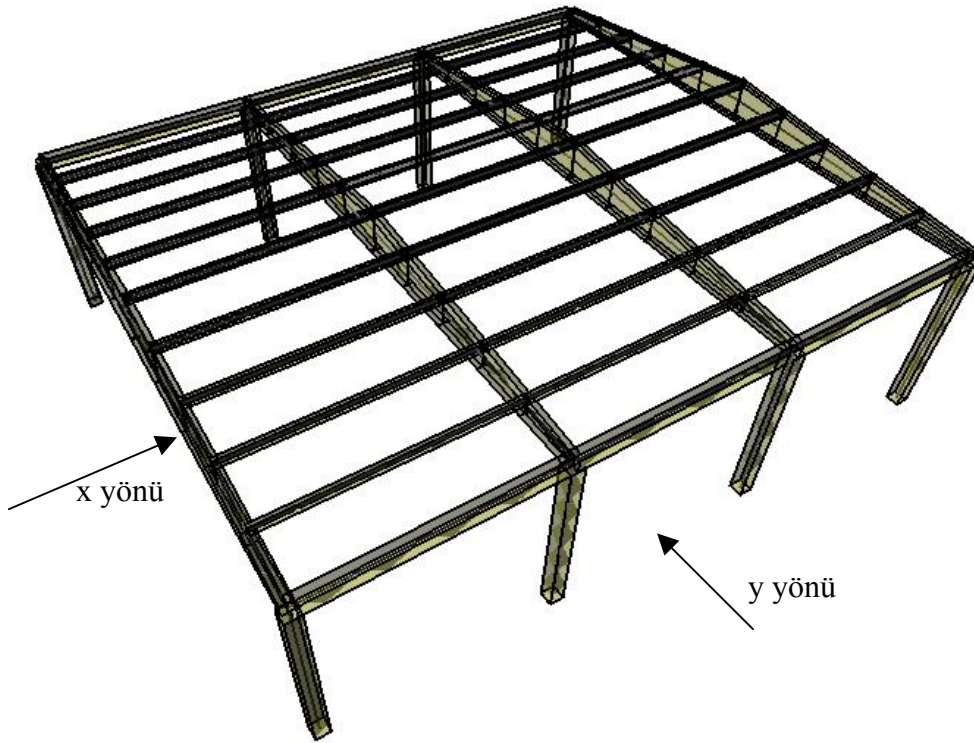
Phantom, yazılımı verilen ivme kaydına ait mukabele spektrumlarını istenilen sönüm değerleri için üretebilen bir yazılımdır. Bu yazılım kullanılarak RSCTH programından elde edilen sentetik ivme kayıtlarına ait spektrumların doğruluğu teyit edilmiştir.

DÖRDÜNCÜ BÖLÜM

TASARIM VE MODELLEME

4.1. Prefabrike Binaların Tasarımı

Yapıların doğrusal ötesi analizi için bilgisayar ortamında modellenmesinden önce yapıların boyut ve donatı detayları belirlenmelidir. Bu amaçla, farklı makas uzunluklarında, farklı kat yüksekliklerine sahip 72 adet binanın betonarme tasarımı, farklı zeminler ve farklı kolon boyutları için ayrı ayrı yapılmıştır. Makas uzunluğu olarak 12, 16, 20 metrelik modeller kullanılmıştır. Kat yükseklikleri 6 ve 8 metre olmak üzere değişken tutulmuştur. Bu binalar Z2 ve Z3 sınıfı zeminler üzerinde 35 cm ile 60 cm aralığında değişen kolon boyutları için analiz edilmiş ve donatılandırılmıştır.



Şekil 4.1: Model Binanın Üç Boyutlu Sap2000 Modeli

Tüm modeller makas doğrultusunda 1, makasa dik yönde 7.5 metrelik 3 açıklıktan oluşmaktadır. Kullanılan beton sınıfı BS25, çelik sınıfı ise BÇIII'tür. Yapının 1. derece birinci derece deprem bölgesinde bulunduğu kabulü yapılmıştır. Bu analizler sırasında Deprem Yönetmeliğinin belirleyici iki kriterinden maksimum donatı sınırı her durumda sağlanmış olmasına rağmen, görelî kat ötelenmesi (G.Ö.) kontrolü binanın Deprem Yönetmeliğine göre güvenli olup olmadığı konusunda belirleyici olmuştur. Yapıya ait 3 boyutlu bilgisayar modeli Şekil 3.1'de verilmiştir.

Prefabrik yapı sistemlerinin süreksiz olması dolayısıyla her çerçeve ayrı ayrı analiz edilmeli ve tasarlanmalıdır. Makasa dik yönde (x yönü) uzanan çerçeveler birbiriyle aynı olduğu için birisinin tasarımı yeterli olmuştur. Ancak makas yönündeki (y yönü) çerçevelerde durum farklıdır. Çünkü kenar çerçeveler ve ara çerçevelerin yükleri birbirinden farklıdır. Kolon boyutları aynı, kütleleri farklı bu çerçevelerin periyotları ve deprem taban kesme kuvvetleri birbirlerinden farklı çıkacaktır. Hesaplanan bu kesme kuvvetleri aynı zamanda diğer yöndeki çerçeveye etkileyen taban kesme kuvvetinden de farklıdır. Her kolon üzerinde bulunduğu iki çerçeveye gelecek yükleri taşıyabilecek şekilde boyutlandırılmış ve donatılandırılmıştır.

Tasarlanan bu binalara ait veriler Çizelge 4.1'de sunulmuştur. Çizelgede, ilk önce binalara ait bilinen özelliklere yer verilmiştir. Bu özellikler, makas kirişi uzunluğu (L), kullanılan kare kolonun bir kenar uzunluğu (b), bina yüksekliği (H) ve zemin sınıfıdır. Bu veriler kullanılarak, binanın toplam ağırlığı (G+Q) ve deprem hesabında kullanılacak bina ağırlığı (G+n.Q) bulunmuştur. Daha sonra x yönünde periyodu birbirinin aynı olan iki çerçevenin periyodu (T_{1x}) prefabrik yapı makasları için kullanılan Denklem 4.1'de verilen formülle hesaplanmıştır. Her iki çerçeveye gelen toplam taban kesme kuvveti eşdeğer deprem yükü yöntemi kullanılarak (V_{1x}) bulunmuştur. Aynı hesap y yönünde her bir çerçeve için ayrı ayrı yapılmıştır. Çizelgede y yönünde birbirinden farklı davranan her iki çerçevenin Denklem 4.1 ile hesaplanan 1. doğal titreşim periyotları (T_{1y}) ve eşdeğer deprem yükü yöntemi ile bulunan taban kesme kuvvetleri (V_{1y}) de verilmiştir. Çizelgede son olarak her iki doğrultuda elastik deprem yükleri altında hesaplanan görelî kat ötelenmeleri ($GÖ_x$, $GÖ_y$) sunulmuştur. X yönünde her iki çerçevenin görelî ötelenmesi birbirine eşittir. Y yönünde ise farklı

periyotlara sahip bu çerçevelerin görelî ötelenmeleri de birbirinden oldukça farklı olacaktır. Bu farklı görelî ötelenmelerden büyük olanına burada yer verilmiştir.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{H_{kat} \sum m}{3 \sum E \cdot I}} \quad (\text{Denklem 4.1})$$

T : Çerçeve periyodu

H_{kat} : Kat yüksekliği

m : Kütle

E : Elastisite Modülü

I : Atalet momenti

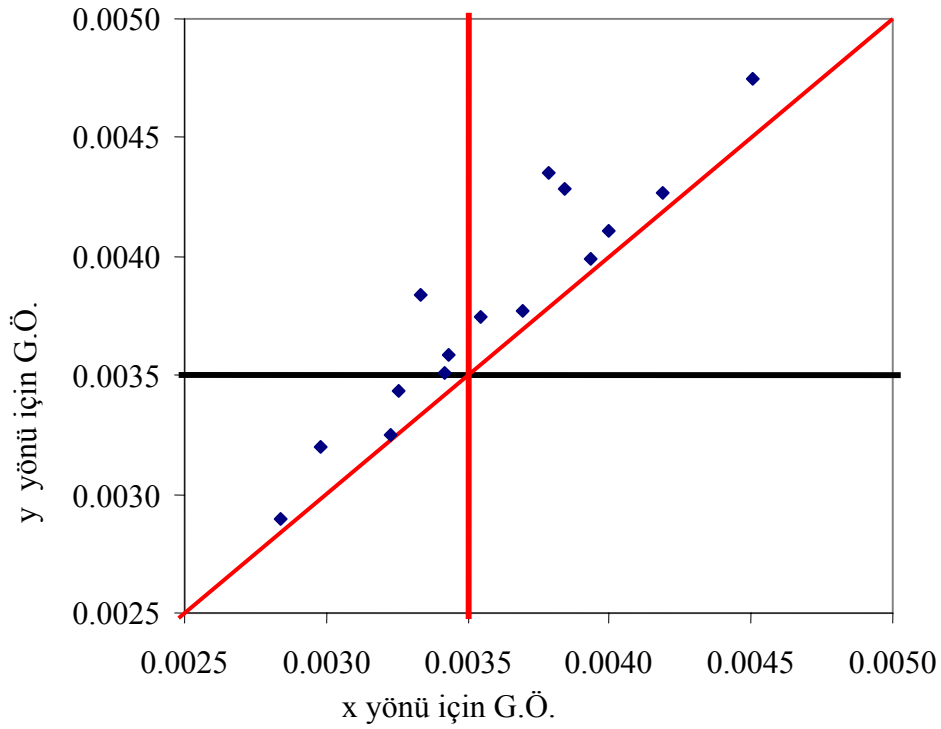
Deprem Yönetmeliği esaslarına göre tasarımı yapılan bu modeller arasından Deprem Yönetmeliği sınırlarına yakın bulunan modeller doğrusal ötesi zaman tanım alanında analizde ve statik itme analizinde kullanılmak üzere seçilmiştir. Seçilen modeller, Deprem Yönetmeliğine göre hem güvenli olan hem de güvenli olmayan taraftan olacak şekilde toplam 15 adettir. Seçilmiş modeller Tablo 1’de gölgelenerek verilmişlerdir. Modellerin Yönetmeliğe göre güvenli veya güvensiz olmasını belirleyen kriter görelî kat ötelenmesidir. X yönü depremi baz alındığında, bu modellerden 7 tanesi Deprem Yönetmeliğince güvenli olarak görülen taraftadır, diğer 8 tanesi ise güvensiz taraftadır. Y yönündeki depreme göre bir değerlendirme yapılırsa modellerden 4’ü güvenli, 11’i ise güvensizdir.

Çizelge 4.1: 1997 Deprem Yönetmeliğine Göre Tasarlanmış Prefabrik Binalar

| Model no | L (m) | b (cm) | H (m) | Zemin Sınıfı | Toplam Bina ağırlığı (t) | Deprem hesabı için bina ağırlığı (t) | T_{1x} (s) | T_{1y} ara makas (s) | T_{1y} kenar makas (s) | V_{1x} (t) | V_{1y} (t) (ara makas) | V_{1y} (t) (kenar makas) | ρ_t (%) (ara kolon) | ρ_t (%) (köşe kolon) | $G\ddot{O}_x$ (1/10000) | $G\ddot{O}_y$ (1/10000) |
|----------|-------|--------|-------|--------------|--------------------------|--------------------------------------|--------------|------------------------|--------------------------|--------------|--------------------------|----------------------------|--------------------------|---------------------------|-------------------------|-------------------------|
| 1 | 20 | 35 | 6 | 2 | 116.8 | 93.1 | 0.94 | 1.05 | 0.74 | 9.4 | 2.7 | 2.4 | 2.1 | 1.7 | 38.4 | 42.8 |
| 2 | 20 | 35 | 6 | 3 | 116.8 | 93.1 | 0.94 | 1.05 | 0.74 | 13.0 | 3.5 | 3.3 | 2.5 | 2.2 | 53.1 | 54.9 |
| 3 | 20 | 35 | 8 | 2 | 121.7 | 98.0 | 1.49 | 1.63 | 1.16 | 9.8 | 2.8 | 2.1 | 2.6 | 2.2 | 69.1 | 79.6 |
| 4 | 20 | 35 | 8 | 3 | 121.7 | 98.0 | 1.49 | 1.63 | 1.16 | 9.8 | 2.8 | 2.5 | 2.6 | 2.2 | 69.6 | 79.6 |
| 5 | 20 | 40 | 6 | 2 | 121.3 | 97.6 | 0.74 | 0.81 | 0.57 | 11.9 | 3.2 | 3.1 | 1.6 | 1.3 | 28.9 | 29.7 |
| 6 | 20 | 40 | 6 | 3 | 121.3 | 97.6 | 0.74 | 0.81 | 0.57 | 16.5 | 4.4 | 4.1 | 1.9 | 1.7 | 40.0 | 41.1 |
| 7 | 20 | 40 | 8 | 2 | 127.7 | 104.0 | 1.18 | 1.27 | 0.90 | 10.4 | 3.0 | 2.3 | 1.7 | 1.5 | 43.0 | 49.1 |
| 8 | 20 | 40 | 8 | 3 | 127.7 | 104.0 | 1.18 | 1.27 | 0.90 | 12.1 | 3.3 | 3.2 | 1.9 | 1.7 | 52.9 | 53.9 |
| 9 | 20 | 45 | 6 | 2 | 126.4 | 102.7 | 0.60 | 0.65 | 0.46 | 14.9 | 4.0 | 3.9 | 1.2 | 1.1 | 22.7 | 23.1 |
| 10 | 20 | 45 | 6 | 3 | 126.4 | 102.7 | 0.60 | 0.65 | 0.46 | 20.5 | 5.5 | 4.4 | 1.6 | 1.4 | 29.8 | 32.0 |
| 11 | 20 | 45 | 8 | 2 | 134.5 | 110.8 | 0.96 | 1.02 | 0.72 | 11.1 | 3.1 | 3.0 | 1.3 | 1.1 | 30.3 | 32.4 |
| 12 | 20 | 45 | 8 | 3 | 134.5 | 110.8 | 0.96 | 1.02 | 0.72 | 15.2 | 4.1 | 4.1 | 1.6 | 1.4 | 41.9 | 42.6 |
| 13 | 20 | 50 | 6 | 2 | 132.1 | 108.4 | 0.50 | 0.54 | 0.38 | 18.2 | 4.9 | 4.7 | 1.0 | 1.0 | 18.4 | 18.6 |
| 14 | 20 | 50 | 6 | 3 | 132.1 | 108.4 | 0.50 | 0.54 | 0.38 | 21.7 | 6.2 | 4.7 | 1.2 | 1.1 | 20.7 | 23.5 |
| 15 | 20 | 50 | 8 | 2 | 142.1 | 118.4 | 0.80 | 0.85 | 0.60 | 13.6 | 3.7 | 3.8 | 1.1 | 1.0 | 24.7 | 25.4 |
| 16 | 20 | 50 | 8 | 3 | 142.1 | 118.4 | 0.80 | 0.85 | 0.60 | 18.8 | 5.1 | 5.2 | 1.3 | 1.2 | 34.2 | 35.1 |
| 17 | 20 | 55 | 6 | 2 | 138.4 | 114.7 | 0.42 | 0.45 | 0.32 | 21.9 | 5.9 | 5.0 | 1.0 | 1.0 | 14.9 | 15.3 |
| 18 | 20 | 55 | 6 | 3 | 138.4 | 114.7 | 0.42 | 0.45 | 0.32 | 23.0 | 6.5 | 5.0 | 1.0 | 1.0 | 14.9 | 16.9 |
| 19 | 20 | 55 | 8 | 2 | 150.5 | 126.8 | 0.69 | 0.71 | 0.50 | 16.5 | 4.5 | 4.6 | 1.0 | 1.0 | 20.7 | 21.5 |
| 20 | 20 | 55 | 8 | 3 | 150.5 | 126.8 | 0.69 | 0.71 | 0.50 | 22.8 | 6.2 | 5.6 | 1.2 | 1.1 | 28.6 | 28.5 |
| 21 | 20 | 60 | 6 | 2 | 145.3 | 121.6 | 0.37 | 0.38 | 0.27 | 24.3 | 6.8 | 5.3 | 1.0 | 1.0 | 11.2 | 12.5 |
| 22 | 20 | 60 | 6 | 3 | 145.3 | 121.6 | 0.37 | 0.38 | 0.27 | 24.3 | 6.8 | 5.3 | 1.0 | 1.0 | 11.2 | 12.5 |
| 23 | 20 | 60 | 8 | 2 | 159.7 | 136.0 | 0.60 | 0.61 | 0.43 | 19.7 | 5.4 | 5.7 | 1.0 | 1.0 | 17.7 | 18.6 |
| 24 | 20 | 60 | 8 | 3 | 159.7 | 136.0 | 0.60 | 0.61 | 0.43 | 27.2 | 7.4 | 6.1 | 1.0 | 1.0 | 22.2 | 24.2 |
| 25 | 16 | 35 | 6 | 2 | 99.6 | 80.7 | 0.88 | 0.97 | 0.68 | 8.6 | 2.4 | 2.2 | 1.8 | 1.5 | 35.4 | 37.5 |
| 26 | 16 | 35 | 6 | 3 | 99.6 | 80.7 | 0.88 | 0.97 | 0.68 | 11.9 | 3.2 | 3.0 | 2.2 | 1.9 | 49.0 | 51.1 |
| 27 | 16 | 35 | 8 | 2 | 104.5 | 85.6 | 1.39 | 1.51 | 1.07 | 8.6 | 2.5 | 1.8 | 2.2 | 1.9 | 60.4 | 70.0 |
| 28 | 16 | 35 | 8 | 3 | 104.5 | 85.6 | 1.39 | 1.51 | 1.07 | 8.7 | 2.5 | 2.3 | 2.2 | 1.9 | 64.6 | 70.0 |
| 29 | 16 | 40 | 6 | 2 | 104.1 | 85.2 | 0.69 | 0.75 | 0.53 | 11.0 | 3.0 | 2.8 | 1.4 | 1.2 | 26.8 | 27.8 |
| 30 | 16 | 40 | 6 | 3 | 104.1 | 85.2 | 0.69 | 0.75 | 0.53 | 15.2 | 4.1 | 3.6 | 1.7 | 1.5 | 37.1 | 38.4 |
| 31 | 16 | 40 | 8 | 2 | 110.5 | 91.6 | 1.10 | 1.18 | 0.84 | 9.2 | 2.6 | 2.2 | 1.5 | 1.3 | 37.9 | 43.5 |
| 32 | 16 | 40 | 8 | 3 | 110.5 | 91.6 | 1.10 | 1.18 | 0.84 | 11.3 | 3.1 | 3.0 | 1.7 | 1.5 | 49.4 | 50.6 |
| 33 | 16 | 45 | 6 | 2 | 109.2 | 90.3 | 0.56 | 0.60 | 0.43 | 13.8 | 3.7 | 3.6 | 1.1 | 1.0 | 21.1 | 21.7 |
| 34 | 16 | 45 | 6 | 3 | 109.2 | 90.3 | 0.56 | 0.60 | 0.43 | 18.1 | 5.2 | 3.8 | 1.4 | 1.2 | 26.2 | 30.0 |
| 35 | 16 | 45 | 8 | 2 | 117.3 | 98.4 | 0.90 | 0.95 | 0.67 | 10.3 | 2.8 | 2.8 | 1.1 | 1.0 | 28.4 | 28.9 |
| 36 | 16 | 45 | 8 | 3 | 117.3 | 98.4 | 0.90 | 0.95 | 0.67 | 14.2 | 3.9 | 3.9 | 1.4 | 1.3 | 39.3 | 39.9 |

Çizelge 4.1: 1997 Deprem Yönetmeliğine Göre Tasarlanmış Prefabrik Binalar

| Model no | L (m) | b (cm) | H (m) | Zemin Sınıfı | Toplam Bina ağırlığı (t) | Deprem hesabı için bina ağırlığı (t) | T_{1x} (s) | T_{1y} ara makas (s) | T_{1y} kenar makas (s) | V_{1x} (t) | V_{1y} (t) (ara makas) | V_{1y} (t) (kenar makas) | ρ_t (%) (ara kolon) | ρ_t (%) (köşe kolon) | $G\ddot{O}_x$ (1/10000) | $G\ddot{O}_y$ (1/10000) |
|----------|-------|--------|-------|--------------|--------------------------|--------------------------------------|--------------|------------------------|--------------------------|--------------|--------------------------|----------------------------|--------------------------|---------------------------|-------------------------|-------------------------|
| 37 | 16 | 50 | 6 | 2 | 114.9 | 96.0 | 0.47 | 0.50 | 0.35 | 16.9 | 4.6 | 4.1 | 1.0 | 1.0 | 17.2 | 17.5 |
| 38 | 16 | 50 | 6 | 3 | 114.9 | 96.0 | 0.47 | 0.50 | 0.35 | 19.2 | 5.5 | 4.1 | 1.0 | 1.0 | 18.3 | 20.9 |
| 39 | 16 | 50 | 8 | 2 | 124.9 | 106.0 | 0.76 | 0.79 | 0.56 | 12.7 | 3.5 | 3.5 | 1.0 | 1.0 | 23.4 | 23.9 |
| 40 | 16 | 50 | 8 | 3 | 124.9 | 106.0 | 0.76 | 0.79 | 0.56 | 17.5 | 4.8 | 4.6 | 1.2 | 1.1 | 32.3 | 32.5 |
| 41 | 16 | 55 | 6 | 2 | 121.2 | 102.3 | 0.40 | 0.42 | 0.30 | 20.4 | 5.6 | 4.4 | 1.0 | 1.0 | 13.3 | 14.5 |
| 42 | 16 | 55 | 6 | 3 | 121.2 | 102.3 | 0.40 | 0.42 | 0.30 | 20.5 | 5.8 | 4.4 | 1.0 | 1.0 | 13.3 | 15.1 |
| 43 | 16 | 55 | 8 | 2 | 133.3 | 114.4 | 0.65 | 0.67 | 0.47 | 15.5 | 4.2 | 4.4 | 1.0 | 1.0 | 19.7 | 20.4 |
| 44 | 16 | 55 | 8 | 3 | 133.3 | 114.4 | 0.65 | 0.67 | 0.47 | 21.4 | 5.9 | 5.0 | 1.1 | 1.0 | 26.5 | 27.2 |
| 45 | 16 | 60 | 6 | 2 | 128.1 | 109.2 | 0.35 | 0.36 | 0.25 | 21.8 | 6.1 | 4.8 | 1.0 | 1.0 | 10.0 | 11.3 |
| 46 | 16 | 60 | 6 | 3 | 128.1 | 109.2 | 0.35 | 0.36 | 0.25 | 21.8 | 6.1 | 4.8 | 1.0 | 1.0 | 10.0 | 11.3 |
| 47 | 16 | 60 | 8 | 2 | 142.5 | 123.6 | 0.57 | 0.58 | 0.41 | 18.6 | 5.1 | 5.4 | 1.0 | 1.0 | 16.9 | 17.7 |
| 48 | 16 | 60 | 8 | 3 | 142.5 | 123.6 | 0.57 | 0.58 | 0.41 | 24.7 | 6.9 | 5.5 | 1.0 | 1.0 | 20.2 | 22.4 |
| 49 | 12 | 35 | 6 | 2 | 83.6 | 69.4 | 0.82 | 0.89 | 0.63 | 7.9 | 2.2 | 2.0 | 1.6 | 1.3 | 32.6 | 34.3 |
| 50 | 12 | 35 | 6 | 3 | 83.6 | 69.4 | 0.82 | 0.89 | 0.63 | 10.9 | 3.0 | 2.7 | 2.0 | 1.7 | 45.1 | 47.5 |
| 51 | 12 | 35 | 8 | 2 | 88.5 | 74.3 | 1.30 | 1.40 | 0.99 | 7.4 | 2.2 | 1.5 | 1.9 | 1.6 | 52.4 | 61.3 |
| 52 | 12 | 35 | 8 | 3 | 88.5 | 74.3 | 1.30 | 1.40 | 0.99 | 8.0 | 2.2 | 2.1 | 2.0 | 1.7 | 59.8 | 62.3 |
| 53 | 12 | 40 | 6 | 2 | 88.1 | 73.9 | 0.64 | 0.69 | 0.49 | 10.1 | 2.8 | 2.6 | 1.2 | 1.1 | 24.8 | 25.9 |
| 54 | 12 | 40 | 6 | 3 | 88.1 | 73.9 | 0.64 | 0.69 | 0.49 | 14.0 | 3.9 | 3.1 | 1.5 | 1.4 | 34.3 | 35.8 |
| 55 | 12 | 40 | 8 | 2 | 94.5 | 80.3 | 1.03 | 1.09 | 0.77 | 8.0 | 2.3 | 2.0 | 1.3 | 1.2 | 33.3 | 38.4 |
| 56 | 12 | 40 | 8 | 3 | 94.5 | 80.3 | 1.03 | 1.09 | 0.77 | 10.4 | 2.9 | 2.8 | 1.6 | 1.4 | 46.1 | 47.5 |
| 57 | 12 | 45 | 6 | 2 | 93.2 | 79.0 | 0.53 | 0.56 | 0.40 | 12.7 | 3.5 | 3.3 | 1.0 | 1.0 | 19.7 | 20.4 |
| 58 | 12 | 45 | 6 | 3 | 93.2 | 79.0 | 0.53 | 0.56 | 0.40 | 15.8 | 4.6 | 3.3 | 1.2 | 1.1 | 22.9 | 26.6 |
| 59 | 12 | 45 | 8 | 2 | 101.3 | 87.1 | 0.85 | 0.89 | 0.63 | 9.5 | 2.6 | 2.6 | 1.0 | 1.0 | 26.7 | 27.2 |
| 60 | 12 | 45 | 8 | 3 | 101.3 | 87.1 | 0.85 | 0.89 | 0.63 | 13.2 | 3.6 | 3.6 | 1.3 | 1.2 | 36.9 | 37.7 |
| 61 | 12 | 50 | 6 | 2 | 98.9 | 84.7 | 0.44 | 0.46 | 0.33 | 15.7 | 4.3 | 3.6 | 1.0 | 1.0 | 16.1 | 16.5 |
| 62 | 12 | 50 | 6 | 3 | 98.9 | 84.7 | 0.44 | 0.46 | 0.33 | 16.9 | 4.9 | 3.6 | 1.0 | 1.0 | 16.1 | 18.5 |
| 63 | 12 | 50 | 8 | 2 | 108.9 | 94.7 | 0.72 | 0.74 | 0.52 | 11.9 | 3.3 | 3.3 | 1.0 | 1.0 | 22.1 | 22.5 |
| 64 | 12 | 50 | 8 | 3 | 108.9 | 94.7 | 0.72 | 0.74 | 0.52 | 16.4 | 4.6 | 4.1 | 1.1 | 1.0 | 30.5 | 30.8 |
| 65 | 12 | 55 | 6 | 2 | 105.2 | 91.0 | 0.38 | 0.39 | 0.28 | 18.2 | 5.2 | 3.9 | 1.0 | 1.0 | 11.8 | 13.5 |
| 66 | 12 | 55 | 6 | 3 | 105.2 | 91.0 | 0.38 | 0.39 | 0.28 | 18.2 | 5.2 | 3.9 | 1.0 | 1.0 | 11.8 | 13.5 |
| 67 | 12 | 55 | 8 | 2 | 117.3 | 103.1 | 0.62 | 0.63 | 0.44 | 14.5 | 4.0 | 4.2 | 1.0 | 1.0 | 18.7 | 19.3 |
| 68 | 12 | 55 | 8 | 3 | 117.3 | 103.1 | 0.62 | 0.63 | 0.44 | 20.1 | 5.6 | 4.5 | 1.0 | 1.0 | 23.9 | 25.9 |
| 69 | 12 | 60 | 6 | 2 | 112.1 | 97.9 | 0.33 | 0.34 | 0.24 | 19.6 | 5.5 | 4.3 | 1.0 | 1.0 | 9.0 | 10.2 |
| 70 | 12 | 60 | 6 | 3 | 112.1 | 97.9 | 0.33 | 0.34 | 0.24 | 19.6 | 5.5 | 4.3 | 1.0 | 1.0 | 9.0 | 10.2 |
| 71 | 12 | 60 | 8 | 2 | 126.5 | 112.3 | 0.54 | 0.54 | 0.38 | 17.6 | 4.9 | 5.0 | 1.0 | 1.0 | 16.2 | 16.3 |
| 72 | 12 | 60 | 8 | 3 | 126.5 | 112.3 | 0.54 | 0.54 | 0.38 | 22.5 | 6.2 | 5.0 | 1.0 | 1.0 | 18.3 | 20.4 |



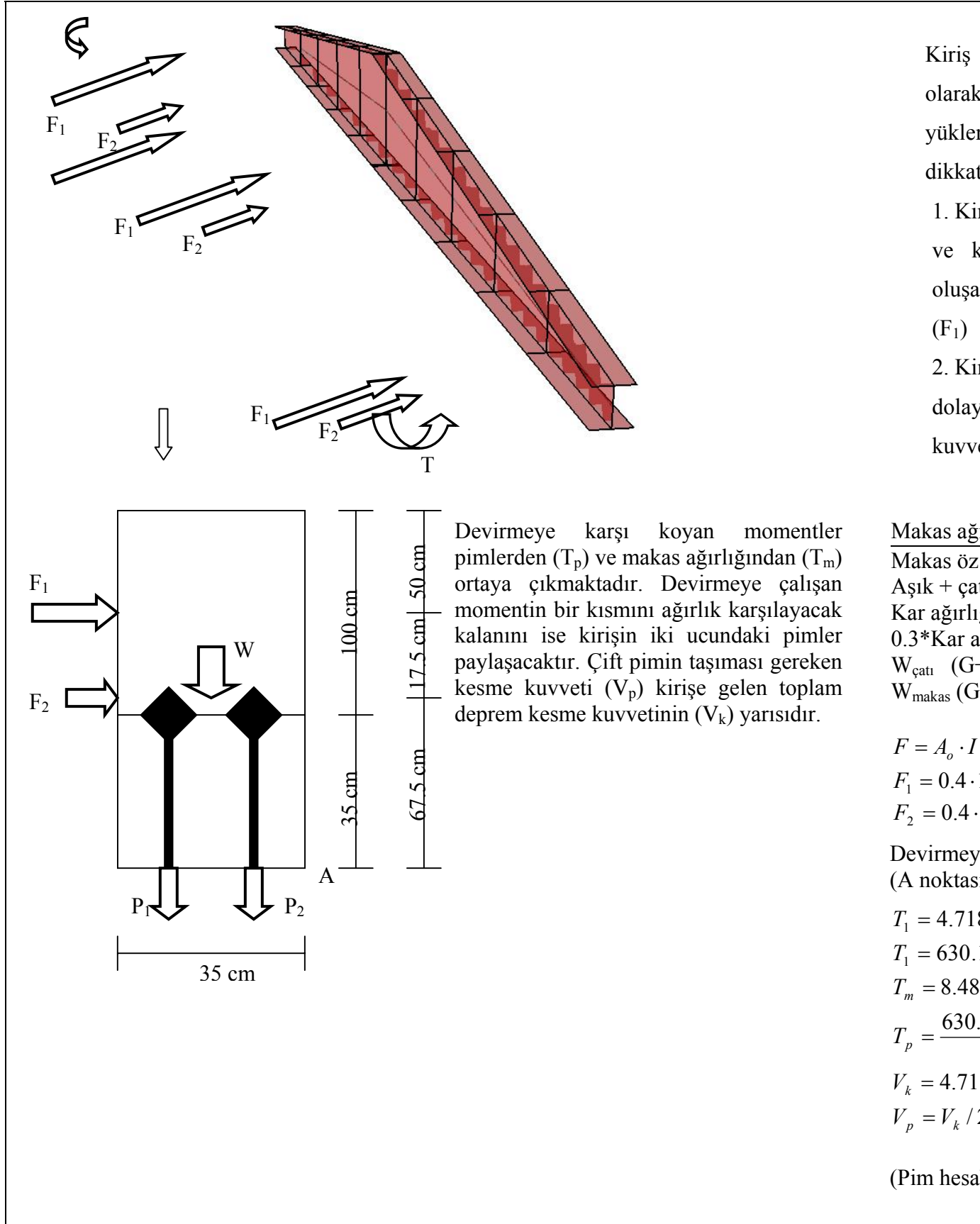
Şekil 4.2: X ve Y Yönünde Tasarım Görelî Kat Ötelenmelerin (G.Ö.) Kıyaslanması

Her iki yön değerlendirildiğinde ise yönetmeliğe göre 4 modelin güvenli, 11'inin ise güvensiz olduğu görülmektedir. Bu güvenli modeller hem donatı bakımından hem de görelî kat ötelenmesi kontrolü bakımından güvenli taraftadırlar. Güvensiz modellerin donatısı Deprem Yönetmeliği şartlarına uygundur. Ancak görelî kat ötelenmesi şartı sağlanmadığı için bu modeller güvensiz bölgede kalmışlardır. Yönetmeliği kritiğe tabi tutabilmek amacıyla modeller 0.0028-0.0048 görelî ötelenme aralığında seçilmiştir. Modellere ait her iki yöndeki görelî ötelenmeleri karşılaştırma için Şekil 4.2'de verilmiştir. Şekilde de görülebileceği gibi y yönündeki deprem yönetmeliğe göre daha kritiktir. Seçilmiş olan 15 adet modele ait bilgiler Çizelge 4.2'de özet olarak verilmişlerdir.

Çizelge 4.2: Zaman Tanım Alanında Analiz ve İttirme Analizinde Kullanılacak Modeller

| Yeni Model Adı | Model No | Makas uzunluğu (m) | Zemin Sınıfı | Kare kolon kenarı (cm) | Kat yüksekliği (m) | Görelî Kat Ötelenmesi (x yönü) | Görelî Kat Ötelenmesi (y yönü) |
|----------------|----------|--------------------|--------------|------------------------|--------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| PF01 | M10 | 20 | 3 | 45 | 6 | 0.00298 | 0.00320 |
| PF02 | M16 | 20 | 3 | 50 | 8 | 0.00342 | 0.00351 |
| PF03 | M35 | 16 | 2 | 45 | 8 | 0.00284 | 0.00289 |
| PF04 | M40 | 16 | 3 | 50 | 8 | 0.00323 | 0.00325 |
| PF05 | M49 | 12 | 2 | 35 | 6 | 0.00326 | 0.00343 |
| PF06 | M54 | 12 | 3 | 40 | 6 | 0.00343 | 0.00358 |
| PF07 | M55 | 12 | 2 | 40 | 8 | 0.00333 | 0.00384 |
| PF08 | M01 | 20 | 2 | 35 | 6 | 0.00384 | 0.00428 |
| PF09 | M06 | 20 | 3 | 40 | 6 | 0.00400 | 0.00411 |
| PF10 | M12 | 20 | 3 | 45 | 8 | 0.00419 | 0.00426 |
| PF11 | M25 | 16 | 2 | 35 | 6 | 0.00354 | 0.00375 |
| PF12 | M31 | 16 | 2 | 40 | 8 | 0.00379 | 0.00435 |
| PF13 | M36 | 16 | 3 | 45 | 8 | 0.00393 | 0.00399 |
| PF14 | M50 | 12 | 3 | 35 | 6 | 0.00451 | 0.00475 |
| PF15 | M60 | 12 | 3 | 45 | 8 | 0.00369 | 0.00377 |

Çizelge 4.2’de verilen bu modellerden PF01-PF07 modelleri Deprem Yönetmeliğine göre tasarlanmış ve Deprem Yönetmeliğine göre (sadece x yönü depremi düşünülürse) güvenli bölgede olan modellerdir. PF08-PF15 arasındaki modellerin ise donatılandırılması yönetmeliğe göre yapılabilmüş ancak görelî ötelenme şartı sağlanamadığı için bu modeller Deprem Yönetmeliği şartlarını tam olarak yerine getirememiş ve güvensiz bölgede kalmışlardır. Ancak PF02, PF06 ve PF08 modelleri yönetmeliğe göre x yönünde güvenli olmasına rağmen, diğer yönde güvensiz bölgede kalmışlardır. Aslında gerçek bir tasarımda her iki yönde de güvenliği sağlamak gereklidir. Ancak, bu çalışmada herhangi bir yöndeki deprem için Deprem Yönetmeliğinin o yönde binayı güvensiz bulup bulmadığı dikkate alınmış, diğer yöndeki durumu ise ihmal edilmiştir. Bir yönü güvenli kılmak için diğer tarafın fazladan tasarımı (overdesign) böylece ihmal edilmiştir. Çünkü bu her zaman mümkün olmayabilir. Modeller incelendiğinde, örneğin PF03 ve PF04 modellerinde fazladan tasarım çok hissedilir boyutlarda değildirler.



Şekil 4.3: Çatı Makası Devrilme Hesabı

Prefabrik yapı tasarımı sürecinde yapılması gereken bir başka iş ise makas kirişinin kolonlarla olan bağlantılarının tasarlanmasıdır. Bu tasarım ancak x yönü depremi için yapılır, y yönü depreminde makas kirişinin devrilmesi zaten söz konusu değildir. Bağlantı tasarımı için önce makas kirişine gelecek olan kesme kuvveti hesaplanır. Sonra, kiriş uç bölgesinde oluşacak devrilme momentinin ne kadarının kirişin öz ağırlığı tarafından karşılanacağı, ne kadarının ise pimli bağlantı tarafından karşılanması gerektiği hesap edilir ve en sonunda bağlantının detayları verilir. Detaylandırılan bağlantının hem devrilme momentlerine karşı koyabilmesi, hem de kirişteki kesme kuvvetini karşılayabilecek seviyede olması gerekmektedir. Şekil 4.3’de 20 metre makas kirişi uzunluğuna sahip bir modelin orta makas kirişi için bağlantı hesabına yer verilmiştir. Pimlerin karşılaması gereken devrilme momenti hesaplanmış, ancak pimlerin detaylandırılması yapılmamıştır. Deprem Yönetmeliği, hesap edilen bu yüklerin 1.2 ile çarpılarak artırılmasını (Madde 7.12.1.2), TS9967 ise artırılmış olan bu yüklerin 4/3 oranında bir daha artırılmasını öngörmektedir (TS9967, 4.3.2). Ancak piyasada yapılan hesaplarda bu yük faktörleri kullanılmamaktadır. Şekil 4.3’de yapılan hesapta bu yük faktörleri kullanılmamıştır.

Seçilen modeller içerisinde 20, 16 ve 12 metre açıklıklı modellerin tümünde çatı ağırlıkları ve aşık, oluk ve makas kirişi ağırlıklarının aynı olduğu göz önüne alındığında, her farklı makas kirişi uzunluğu için orta kirişlerde ve kenar kirişlerde ayrı ayrı olmak üzere toplam altı adet bağlantı için detaylandırma yapılmıştır. Ancak analiz sonucunda yapılacak karşılaştırmalarda detaylandırılan bağlantının taşıyabileceği devrilme momenti değil, Deprem Yönetmeliği ve TS9967’nin bağlantının taşınmasını öngördüğü devrilme momenti ve piyasada yük faktörü kullanılmadan bulunan devrilme momentleri kullanılacaktır. Uygun pim çapı bulunamamasından dolayı büyük çaplı pim seçilmesinden ortaya çıkan dayanım fazlalığı hesaba katılmamalıdır. Çizelge 4.3’de her bir bağlantının Deprem Yönetmeliğinin ortaya koyduğu şartlarla hesaplanan tasarım devrilme momenti ve tasarım kesme kuvveti değerleri verilmiştir. Deprem Yönetmeliğine göre bu bağlantıların güvenli sayılabilmesi için en azından bu moment ve kesme kuvvetini taşıması beklenmektedir. Aslında Deprem Yönetmeliğinde bu momentlerin hesaplanması için bir yöntem sunulmuş değildir. Ancak, piyasada yapılan analizlerde Deprem Yönetmeliğinin yapısal çıkıntılar ve yapısal olmayan elemanlara etkiyecek deprem kuvvetlerinin hesabı için verdiği formüller bu momentlerin hesabında

kullanılmaktadır. Analizler esnasında bağlantıların gelebilecek tüm devrilme momenti etkilerini karşılayabileceği düşünülecek, daha sonra ise bağlantılara gelen devrilme momenti etkileri hesap edilerek piyasada kullanılmakta olan hesap yönteminin doğruluğu analiz sonuçlarının verildiği beşinci bölümde irdelenmiştir.

Çizelge 4.3: Makas Kirişi Bağlantılarının Deprem Yönetmeliğine Göre Hesaplanan Tasarım Kesme Kuvveti ve Devrilme Momentleri

| L (m) | Makas kirişi | Yük faktörü ile artırılmamış | | Yük faktörü ile artırılmış (*) | |
|-------|--------------|------------------------------|-------------------------|--------------------------------|-------------------------|
| | | V _k (ton) | T _p (ton.cm) | V _k (ton) | T _p (ton.cm) |
| 20 | Kenar | 5.69 | 138 | 9.10 | 221 |
| 20 | Orta | 8.11 | 241 | 12.98 | 386 |
| 16 | Kenar | 4.18 | 56 | 6.69 | 90 |
| 16 | Orta | 5.97 | 123 | 9.55 | 197 |
| 12 | Kenar | 2.92 | 32 | 4.67 | 51 |
| 12 | Orta | 4.19 | 72 | 6.70 | 115 |

* Deprem Yönetmeliğine göre 1.2 ile daha sonra TS9967'ye göre 4/3 çarpılarak artırılan yük. (Uygulamada bu faktörler göz ardı edilmektedir.)

4.2. Plastik Mafsallık Özellikleri

Analizler için kullanılan Sap2000 programında, plastik mafsallar tek noktada toplanmış noktasal mafsallar olarak tanımlanabilmektedir. Programın otomatik mafsallık seçeneği kullanıldığında mafsallık boyuna bağlı olarak akma anındaki elastik dönmeyi hesaplayabilmektedir. Ancak bu mafsallık boyunun ne olduğu veya hangi formülle hesaplandığına dair programda veya kullanma kılavuzunda herhangi bir bilgiye rastlanmamıştır. Ayrıca kullanılan kolonların donatı oranının ve boyutlarının değişken olması dolayısıyla, sünekliğin çok değişken olabileceği göz önüne alınarak otomatik mafsallık kullanılmamıştır. Mafsallık bağlantılı prefabrik yapılar da kolonlara gelen eksenel kuvvetler çok düşük olduğundan ve eksenel kuvvet deprem kuvvetleriyle değişmediği için (kirişler moment aktarmadığı için kolonlarda kuvvet çifti oluşmaz) daha çok kolonlarda kullanılan plastik mafsallık elemanları P-M-M (eksenel kuvvet- moment

etkileşimli plastik mafsal) yerine kirişlerde kullanılan M2 ve M3 (eğilme) mafsalları tanımlanmıştır.

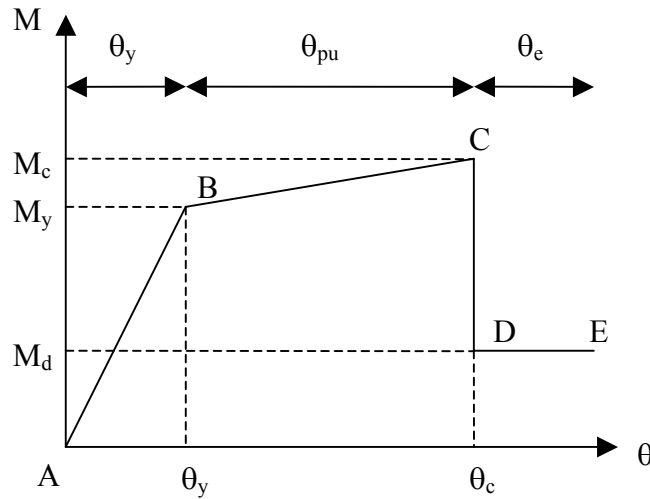
Bu mafsalların oluşturulmasında, Geliştirilmiş Kent-Park yaklaşımı kullanılarak her farklı kolon – donatı kombinasyonu için moment eğrilik ilişkileri elde edilmiş ve bu eğriler idealize edilmiştir. Ancak, SAP2000 moment – eğrilik ilişkisi yerine, moment – (mafsaldaki) plastik dönme ilişkisini girdi olarak alabilmektedir. Dolayısıyla, moment eğrilik ilişkisi, moment – dönme ilişkisine dönüştürülmüştür. Şekil 4.4’de verilen moment – dönme ilişkisi elde edilirken şu kriterler esas alınmıştır:

- Moment – eğrilik ilişkisi elde edilirken karakteristik beton dayanımı kullanılmıştır. Yani beton malzeme güvenlik katsayısı 1 olarak kullanılmıştır. (Tasarım aşamasında malzeme katsayısı 1.4 olarak kullanılmıştı.)
- Akma noktası (B noktası) eğrinin iki-doğrulu (bilineer) hale getirilmesiyle elde edilmiştir.
- Kesitin moment taşıma kapasitesinin ani bir şekilde düştüğü C noktasının tespiti için çekirdek sınırındaki beton gerilmesinin $0.85f_{ck}$ ’ya (sargılı betonun f_{ck} ’sı) düşmesi veya donatının kopması dikkate alınmıştır. Bu iki kriterden önce meydana gelen C noktasının tespiti için kullanılmıştır. (Tüm modellerde kullanılan beton sınıfı BS25, çelik sınıfı ise BÇ-III’tür.)
- D noktası ile C noktasının dönmeleri eşittir. Ancak M_d momenti, akma momenti M_y ’nin %20’si olarak kullanılmıştır.
- E noktası için moment D noktası ile aynıdır. Dönme ise eğer C noktasında kopmadı ise donatının kopması veya çekirdek sınırındaki beton gerilmesinin $0.60f_{ck}$ ’ya düşmesi ile tespit edilmektedir.
- Hemen kullanım (Immediate Occupancy - IO), Can Güvenliği (Life Safety – LS), Göçmenin engellenmesi (Collapse Prevention - CP) sınırları Sap2000 mafsallarında tanımlanmıştır. Ancak bu çalışmada, sonuçların veriliş şekli dolayısıyla kullanılmamıştır.

Eğrilik herhangi bir nokta için tanımlı olabileceği halde, bir nokta için dönme tanımlanması mümkün değildir. Bu durumda plastik mafsal dönmesi plastik mafsalın iki ucu arasındaki dönme farkı olarak tanımlanabilir. Yani akma dönmesi ve plastik dönmeler eğriliğin plastik mafsal boyunca integralinden elde edilir. Eğriliğin integrale

edileceği plastik mafsal boyu bu çalışmada kolon derinliğinin yarısı ($h/2$) olarak kabul edilmiştir (Moehle, 1992). Plastik dönmenin, akma dönmesine oranlanmasıyla SAP2000'e girilmesi gereken dönme sünekliği elde edilir.

Mafsala ait özellikler kadar, mafsalın oluşacağı yerlerin doğru tahmini ve modellenmesi de önemlidir. Mafsalsın konulacağı yer monolitik birleşimli betonarme binalarda kolon ve kirişlerin uç bölgeleri ve kiriş orta noktaları iken, mafsal bağlantılı prefabrikte binalarda; kolon alt uç bölgeleridir. Çünkü yatay yükler altında muhtemel mafsalların oluşabileceği tek yer kolon alt uçlarıdır. Kirişlere deprem esnasında ilave bir yük gelmediği için ve kolon üst bölgelerinde eğilme momenti sıfıra yaklaştığı için bu noktalara mafsal tanımlanmasına gerek yoktur. Kolon altlarına konulan mafsallar ise mafsal boyu kolon derinliğinin yarısı kadar, $h/2$ olduğu ve kolon ucundan başlayarak $h/2$ kadar uzandığı düşünülerek, noktasal plastik mafsallar bu bölgenin orta noktasına, kolon alt ucundan $h/4$ kadar uzağa yerleştirilmiştir.



Şekil 4.4: Plastik Mafsalda İdealize Edilmiş Moment – Dönme İlişkisi

Çizelge 4.4: Analizlerde Kullanılacak Modellere Ait Plastik Mafsalsal Verileri

| Model | Kolon | ρ_t | θ_y (rad) | μ_c | μ_e | M_y (t.m) | M_c/M_y | Görelî mafsalsal yeri ((h/4)/H _{kat}) |
|-------|-------|----------|------------------|---------|---------|-------------|-----------|---|
| PF01 | Kenar | 0.016 | 0.00416 | 5.63 | 5.63 | 29.50 | 1.00 | 0.0188 |
| | Köşe | 0.014 | 0.00425 | 7.27 | 9.16 | 25.40 | 1.00 | |
| PF02 | Kenar | 0.014 | 0.00431 | 6.40 | 8.98 | 36.09 | 1.00 | 0.0156 |
| | Köşe | 0.013 | 0.00423 | 7.85 | 9.00 | 32.76 | 1.00 | |
| PF03 | Kenar | 0.012 | 0.00395 | 7.83 | 9.87 | 22.89 | 1.00 | 0.0141 |
| | Köşe | 0.011 | 0.00342 | 11.07 | 11.07 | 20.11 | 1.00 | |
| PF04 | Kenar | 0.013 | 0.00410 | 7.61 | 23.07 | 33.35 | 1.00 | 0.0156 |
| | Köşe | 0.012 | 0.00399 | 8.98 | 9.40 | 30.14 | 1.00 | |
| PF05 | Kenar | 0.016 | 0.00282 | 9.95 | 15.30 | 12.50 | 1.05 | 0.0146 |
| | Köşe | 0.014 | 0.00273 | 12.97 | 14.94 | 10.70 | 1.05 | |
| PF06 | Kenar | 0.016 | 0.00303 | 9.10 | 13.54 | 18.87 | 1.04 | 0.0167 |
| | Köşe | 0.014 | 0.00330 | 10.45 | 12.01 | 16.73 | 1.01 | |
| PF07 | Kenar | 0.013 | 0.00326 | 9.98 | 12.20 | 16.36 | 1.01 | 0.0125 |
| | Köşe | 0.012 | 0.00311 | 9.27 | 9.27 | 14.63 | 1.02 | |
| PF08 | Kenar | 0.021 | 0.00278 | 7.51 | 13.87 | 15.96 | 1.06 | 0.0146 |
| | Köşe | 0.018 | 0.00272 | 9.46 | 16.02 | 13.52 | 1.06 | |
| PF09 | Kenar | 0.020 | 0.00301 | 7.29 | 13.71 | 23.22 | 1.05 | 0.0167 |
| | Köşe | 0.018 | 0.00324 | 8.23 | 12.68 | 21.00 | 1.03 | |
| PF10 | Kenar | 0.016 | 0.00412 | 6.01 | 9.83 | 29.67 | 1.00 | 0.0141 |
| | Köşe | 0.015 | 0.00404 | 7.39 | 9.73 | 27.10 | 1.00 | |
| PF11 | Kenar | 0.019 | 0.00293 | 7.99 | 15.02 | 14.68 | 1.05 | 0.0146 |
| | Köşe | 0.016 | 0.00290 | 10.46 | 14.45 | 12.27 | 1.04 | |
| PF12 | Kenar | 0.015 | 0.00303 | 8.88 | 13.64 | 18.32 | 1.04 | 0.0125 |
| | Köşe | 0.013 | 0.00333 | 10.29 | 11.91 | 16.10 | 1.01 | |
| PF13 | Kenar | 0.015 | 0.00440 | 6.42 | 8.95 | 27.71 | 1.00 | 0.0141 |
| | Köşe | 0.014 | 0.00428 | 7.33 | 9.14 | 25.27 | 1.00 | |
| PF14 | Kenar | 0.020 | 0.00293 | 8.22 | 15.25 | 15.04 | 1.05 | 0.0146 |
| | Köşe | 0.018 | 0.00280 | 10.68 | 14.53 | 13.23 | 1.06 | |
| PF15 | Kenar | 0.014 | 0.00418 | 7.21 | 9.35 | 25.70 | 1.00 | 0.0141 |
| | Köşe | 0.013 | 0.00404 | 8.97 | 9.45 | 23.35 | 1.00 | |

Oluşturulan modellere ait mafsalsal verileri Çizelge 4.4'te özetlenmişlerdir. Çizelgede kolon boyuna donatı oranlarına, mafsalların akma elastik dönmelerine, C ve E noktalarının dönme sünekliklerine, akma momentlerine, maksimum momentin (Şekil 4.3'de C noktasında - M_c) akma momentine oranına ve noktasal plastik mafsalsal tanımlanacağı yer kolon boyuna göreceli olarak verilmiştir. Tabloda verilen süneklikler ise şu şekilde tanımlanmıştır (Notasyon için Şekil 4.4'e bakınız):

$$\mu_c = \frac{\vartheta_y + \vartheta_p}{\vartheta_y} \quad \text{Denklem (4.2)}$$

$$\mu_e = \frac{\vartheta_y + \vartheta_p + \vartheta_e}{\vartheta_y} \quad \text{Denklem (4.3)}$$

μ_c : Kesitin taşıma gücünün azaldığı andaki (Şekil 4.4 – C noktası) sünekliği

μ_e : Kesitin taşıma gücünü kaybettiği andaki (Şekil 4.4 – E noktası) sünekliği

θ_y : Akma anında plastik mafsaldaki dönme

θ_p : B-C noktaları arasında mafsaldaki plastik dönme

θ_e : D-E noktaları arasında mafsaldaki plastik dönme

4.3. Oluşturulan SAP2000 Modeli

Yapısal çözümleme için SAP2000 ile tek katlı, makas doğrultusunda tek, makasa dik doğrultuda üç açıklıklı bir prefabrike yapı modellenmiştir. Kolon altları tam ankastre mesnetli kabul edilmiştir. Tüm aşık, oluk ve çatı kirişlerinin uçlarında dönme serbestlik dereceleri serbest bırakılmıştır. Oluşturulan modele ait üç boyutlu görüntü Şekil 3.1’de verilmiştir. Makas kirişinin devrilme tahkikinde oldukça önemli olması sebebiyle aşık kirişleri, makas kirişinin üstüne oturacak şekilde modellenmiştir. Makas kirişi ise alt uç noktaları kolon üstüne oturacak şekilde modellenmişlerdir. Kolon üstündeki kısa konsollar ihmal edilmiştir. Dolayısıyla, aşık kirişleri ve çatı kirişlerinin uçları boşta kalmıştır. Boşta kalan bu düğümler altlarındaki düğümlere SAP2000’in “body” düğüm kısıtı (Body constraint) ile bağlanmışlardır.

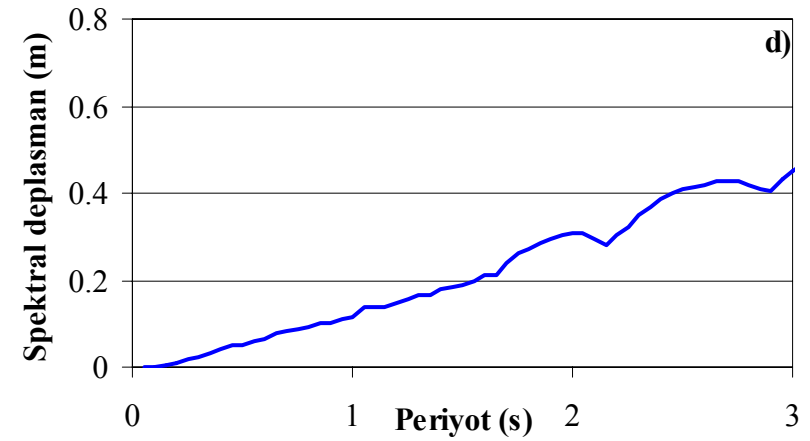
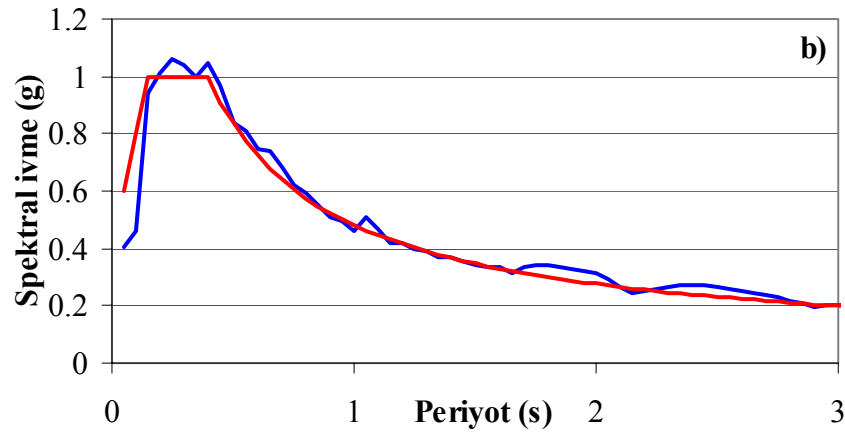
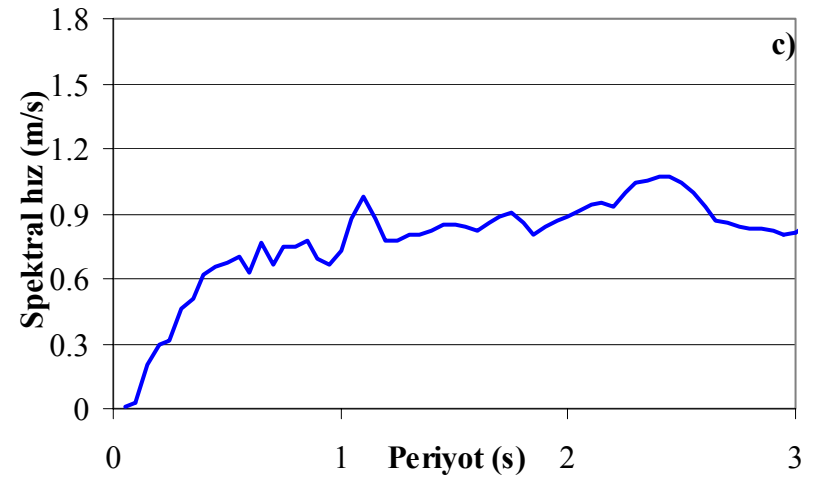
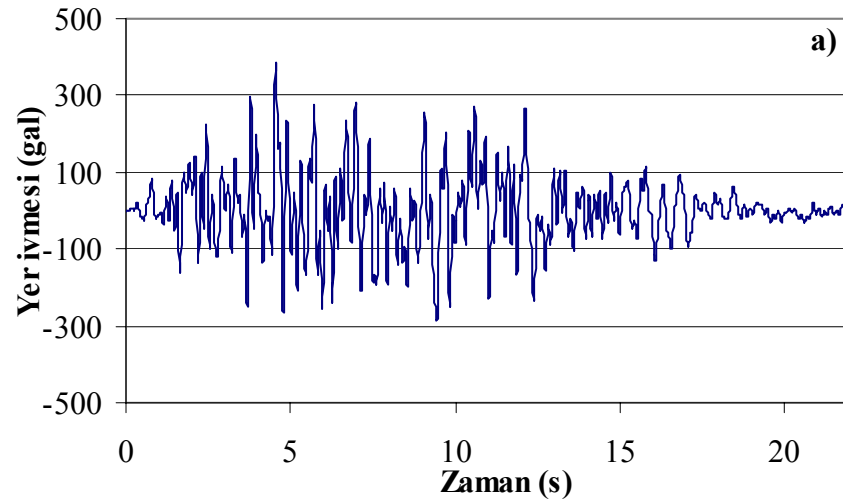
Modellerde kar ve çatı kaplamasından kaynaklanan ilave kütleler aşık kirişi uçlarındaki düğüm noktalarına ilave düğüm kütlesi (Joint Mass) olarak girilmiştir. Kar ve çatı yükleri ise aşık kirişleri üzerine düzgün yayılı yük olarak girilmiştir.

İttirme analizi binanın her iki doğrultusu için ayrı ayrı ele alınmıştır. Makas kirişine dik yönde bina 3 boyutlu olarak itilmiştir. Makas kirişi yönünde ise her çerçevenin birbirinden ayrı çalışması dolayısıyla 3 boyutlu itme analizinin sağlıklı bir şekilde yapılarak kapasite bulunması söz konusu değildir. Bu yönde her çerçevenin kapasitesinden ayrı ayrı bahsedilebilir. Bu sebeple makas kirişi yönünde 2 boyutlu itirme analizi yapılmıştır. 2 boyutlu bu çerçeve hazırlanan 3 boyutlu modellerden çıkarılmış, yükler ve kütleler 3 boyutlu sistemde sözkonusu çerçeveye gelen yük ve kütlelerle aynı olacak şekilde düzenlenmiştir.

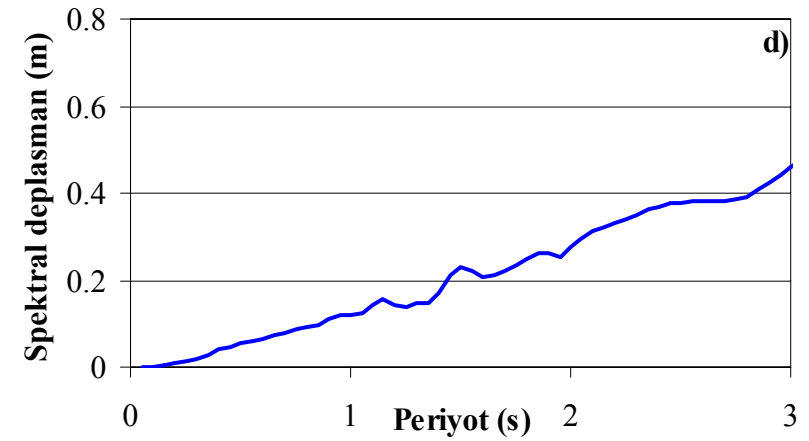
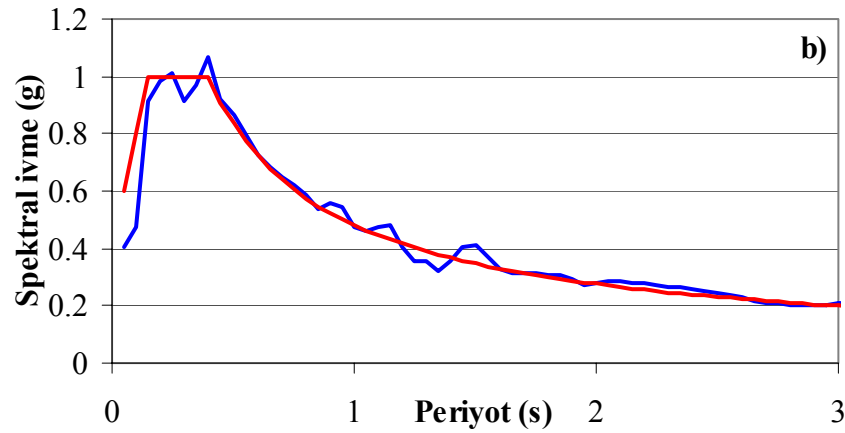
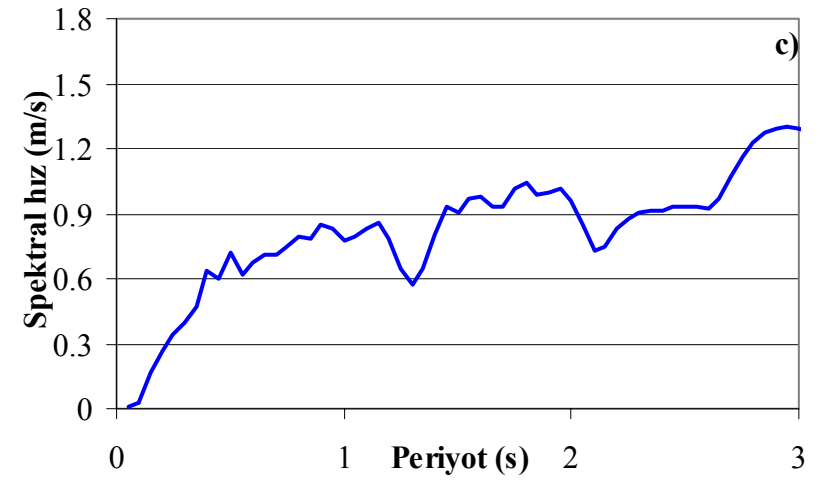
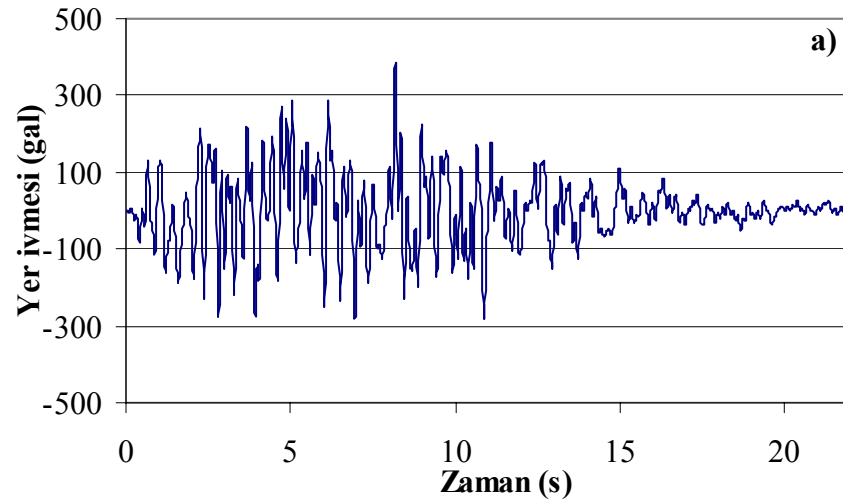
Zaman tanım alanında analizde ise her iki yönde modeller 3 boyutlu olarak analiz edilmiştir. Modellerin analiz edileceği 10 farklı zaman tanım alanında analiz hazırlanmıştır. Bu analizlerde kullanılmak üzere Z2 ve Z3 zemin cinsleri için Deprem Yönetmeliğinin spektrum eğrileriyle benzer eğrilere sahip beşer adet sentetik ivme kaydı kullanılmıştır.

4.4. Sentetik İvme Kayıtları

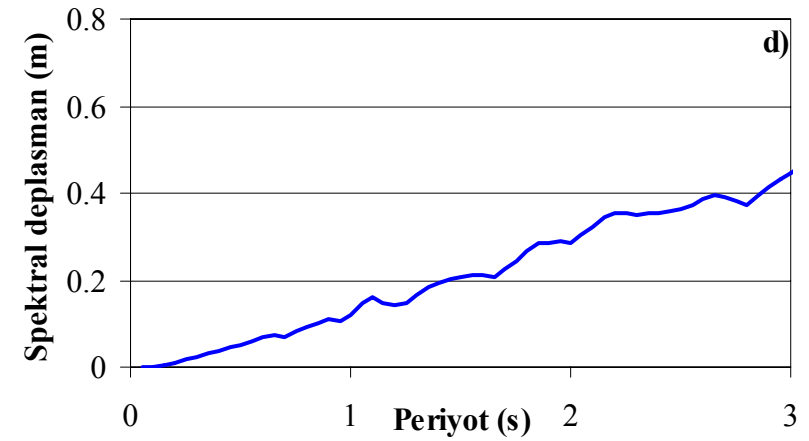
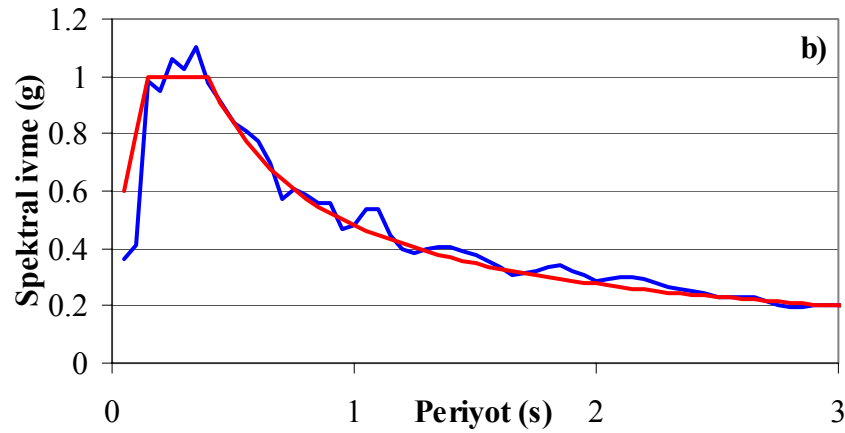
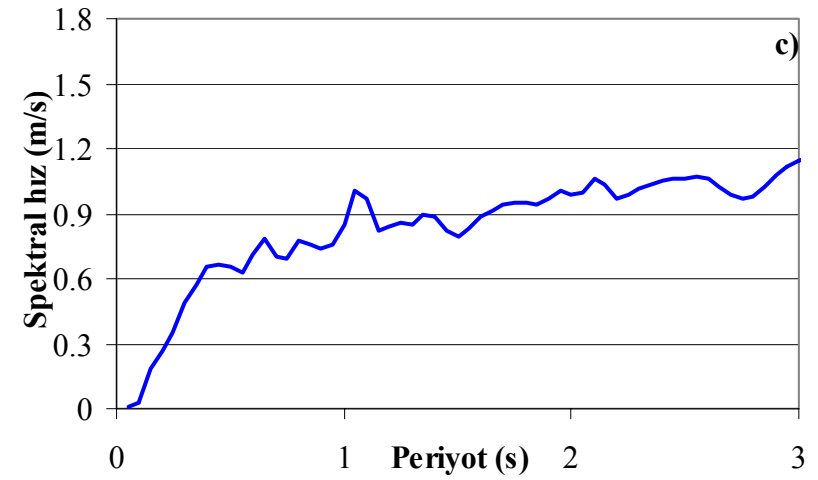
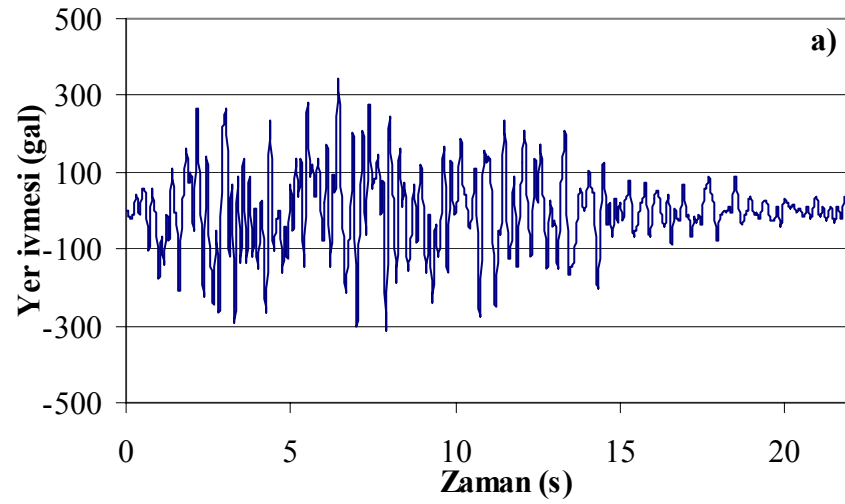
Deprem yönetmeliklerinde yer alan ivme spektrumları geçmişte oluşmuş depremlerde kaydedilen ivmelerin spektrumlarının ortalamalarının düzleştirilmiş halidir. Bu sebeple, her depremin karakteristikleri, bu spektrumunkinden çok farklı olabilir. Dolayısıyla binalar, aynı büyüklükte ve aynı zemin üzerindeki farklı deprem ivmelerine farklı cevaplar verirler. Yönetmeliği kritiğe tabi tutabilmek için bu ivmeleri doğrudan kullanmak doğru değildir. Binanın birinci doğal titreşim periyodu için, deprem ivme kayıtlarına ait ivme mukabele spektrumlarının, yönetmeliğin öngördüğü spektrum ile aynı değeri verecek şekilde ölçeklenmesi gerekir. Ancak bu şekilde zaman tanım alanında analiz sonuçlarını yorumlamak mümkün olur.



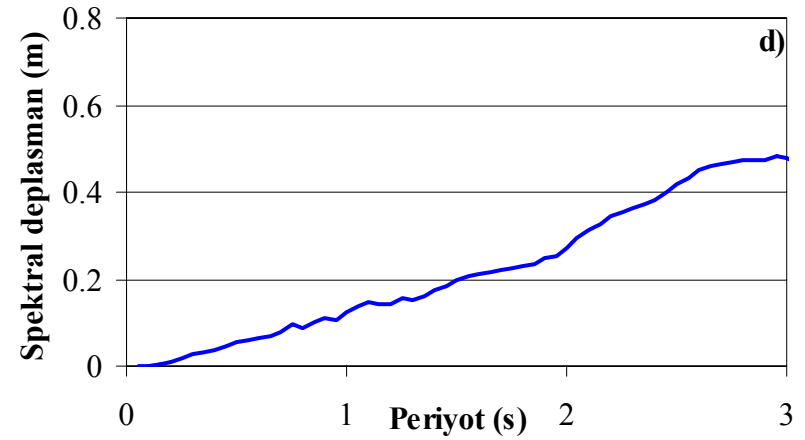
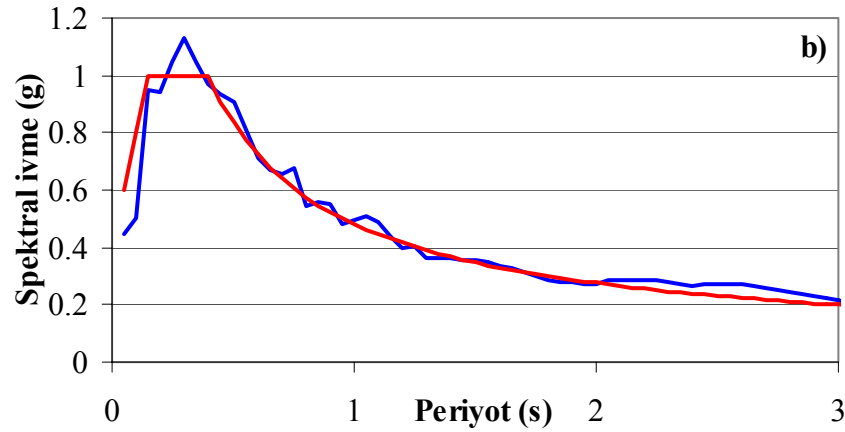
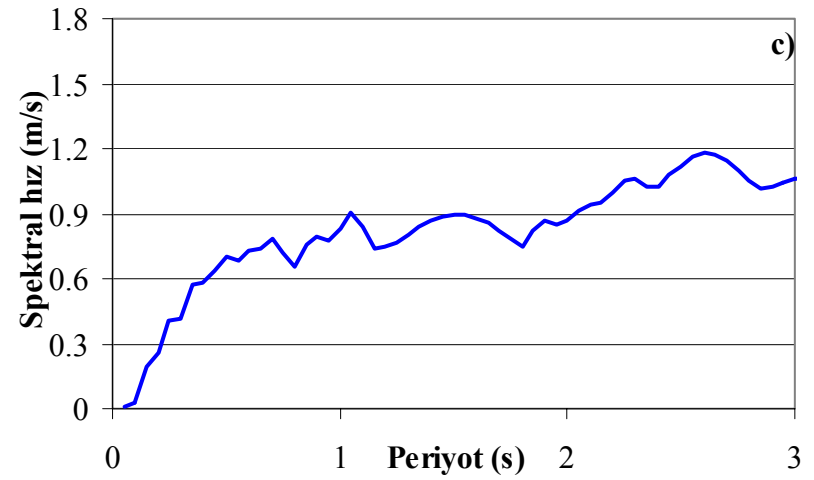
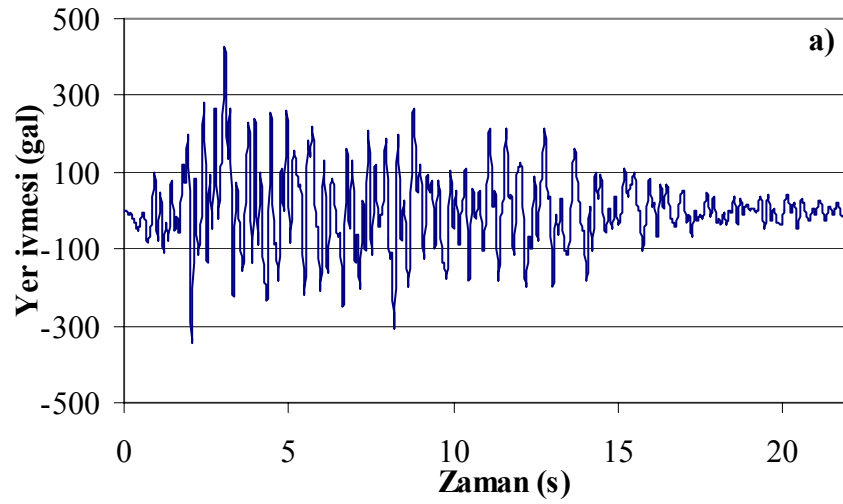
Şekil 4.5: Z2-A Depremine Ait a) İvme Kaydı b) Elastik İvme Spektrumu c) Hız Spektrumu d) Deplasman Spektrumu



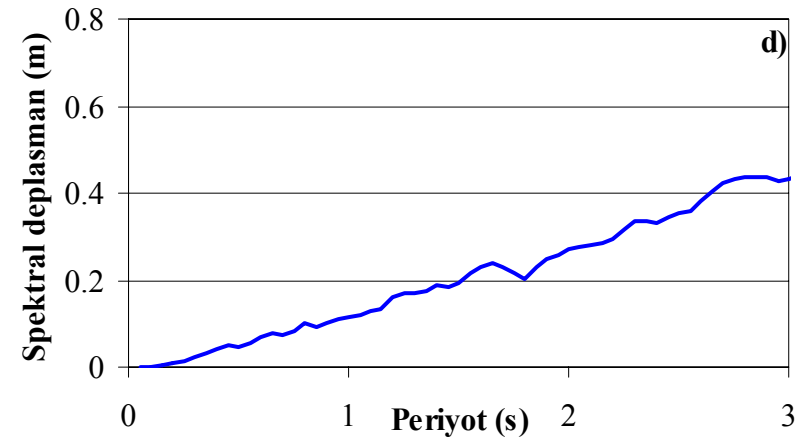
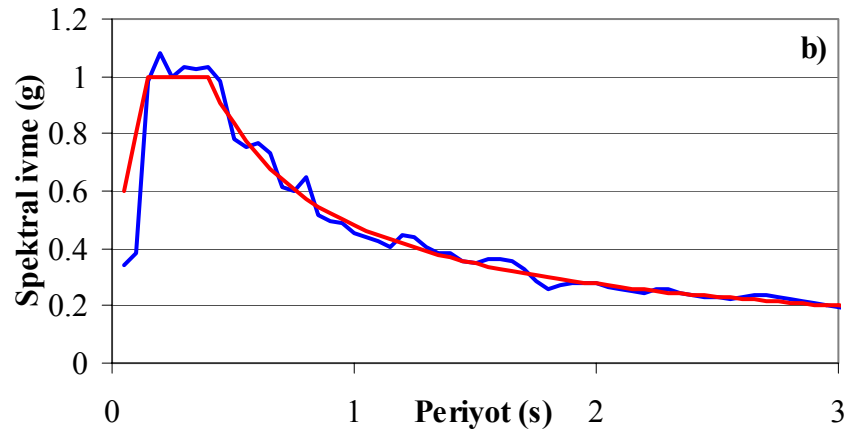
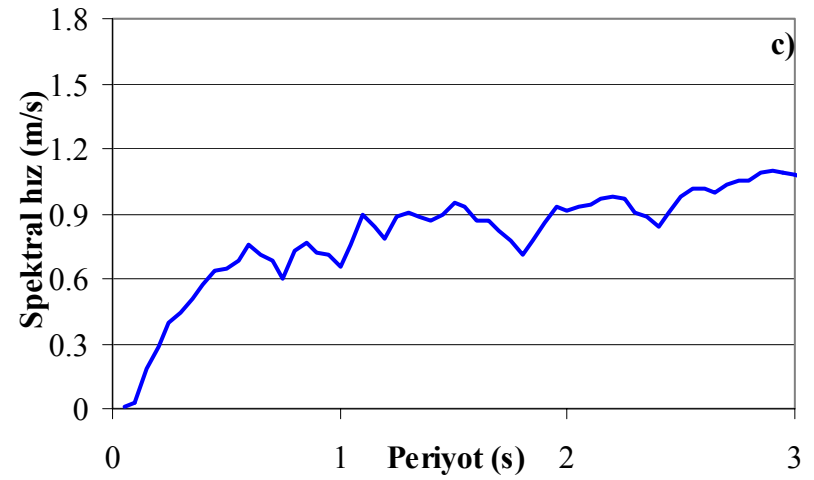
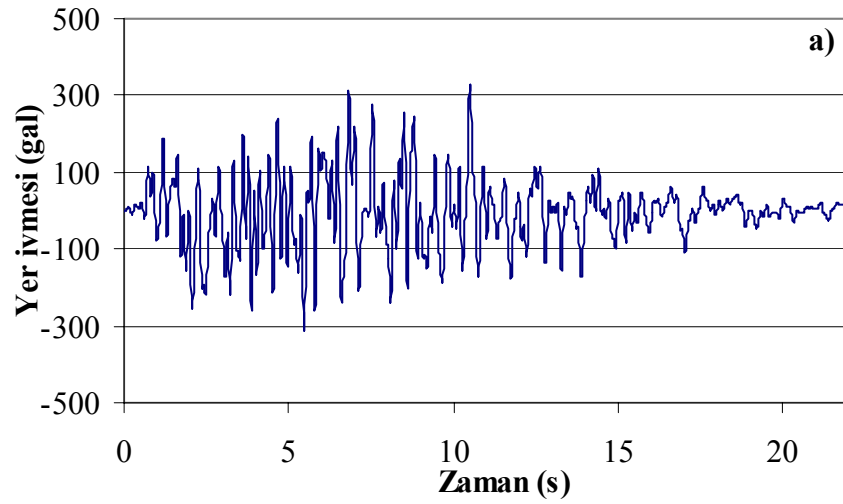
Şekil 4.6: Z2-B Depremine Ait a) İvme Kaydı b) Elastik İvme Spektrumu c) Hız Spektrumu d) Deplasman Spektrumu



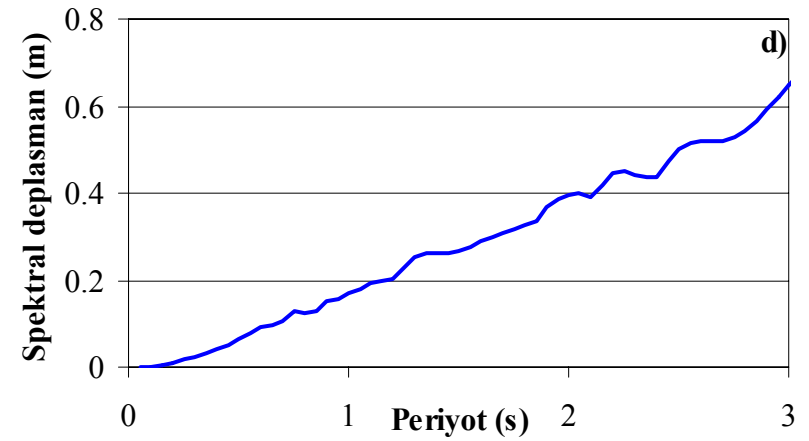
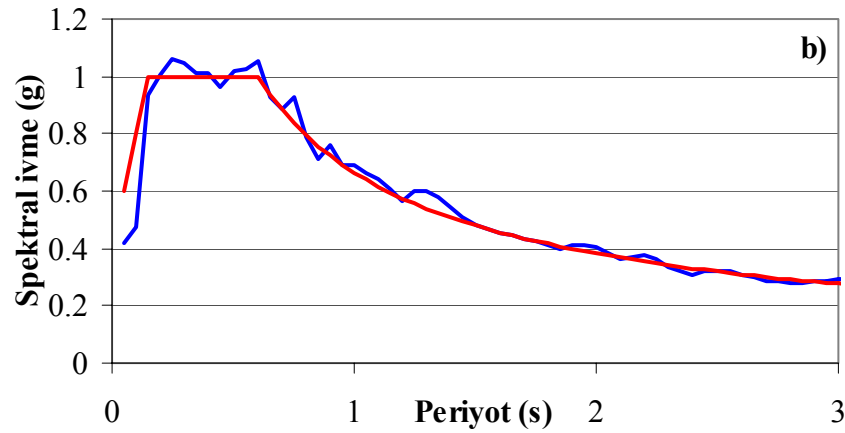
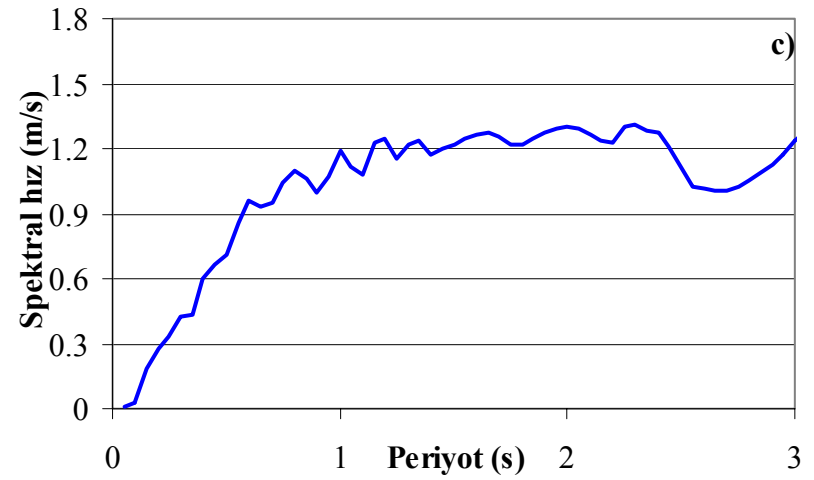
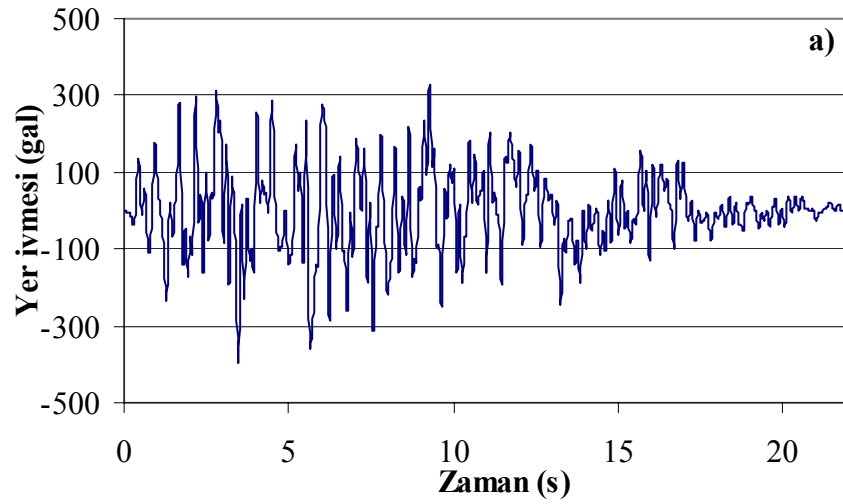
Şekil 4.7: Z2-C Depremine Ait a) İvme Kaydı b) Elastik İvme Spektrumu c) Hız Spektrumu d) Deplasman Spektrumu



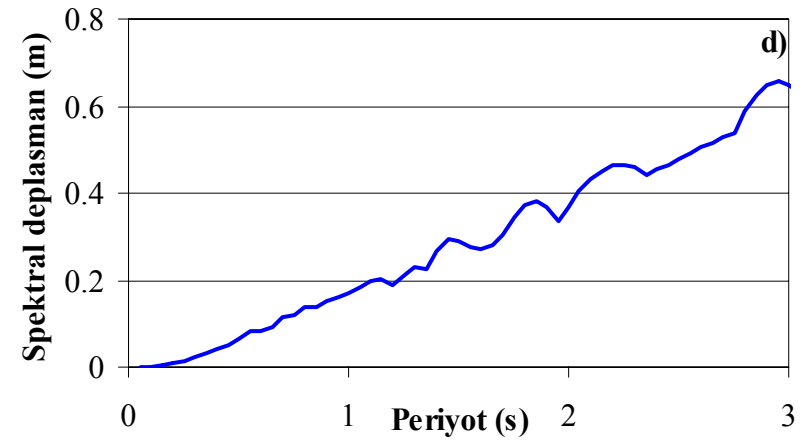
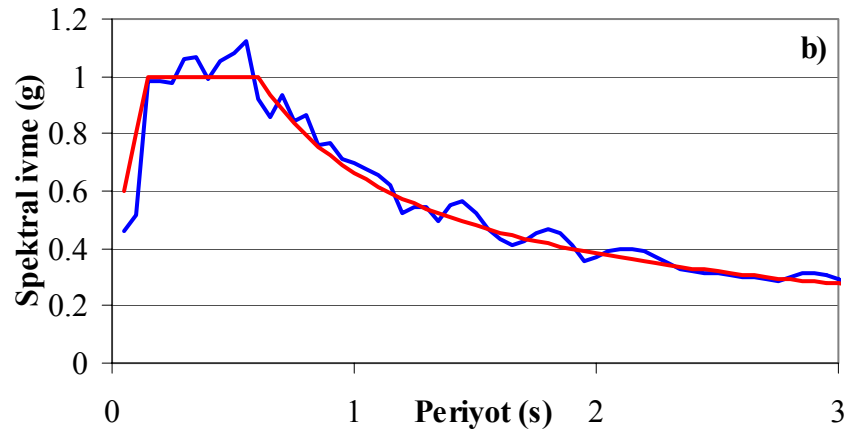
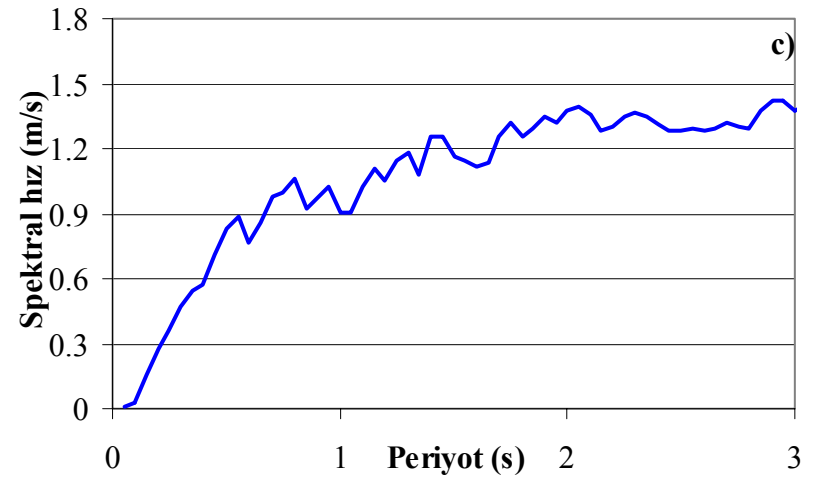
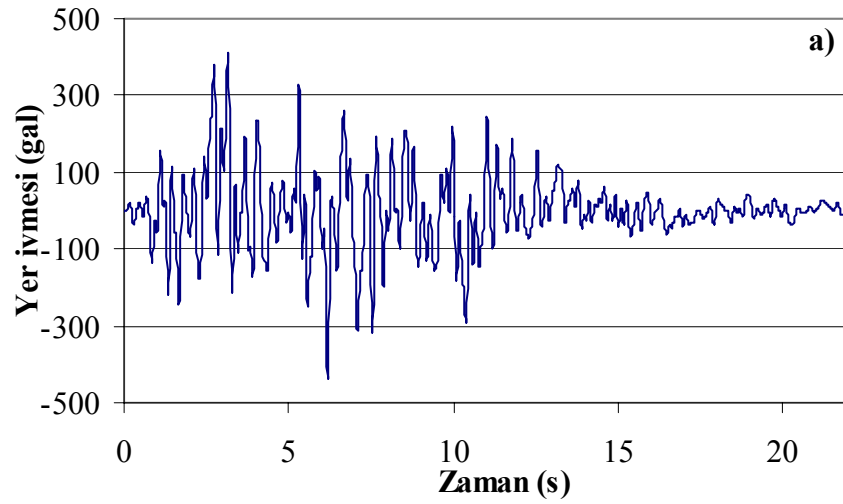
Şekil 4.8: Z2-D Depremine Ait a) İvme Kaydı b) Elastik İvme Spektrumu c) Hız Spektrumu d) Deplasman Spektrumu



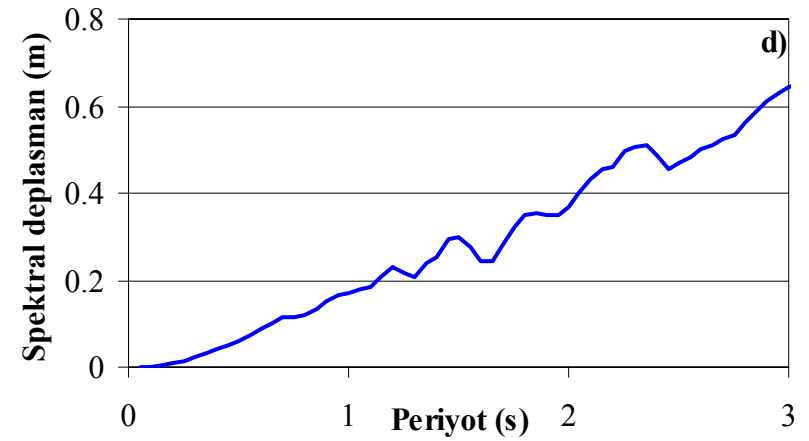
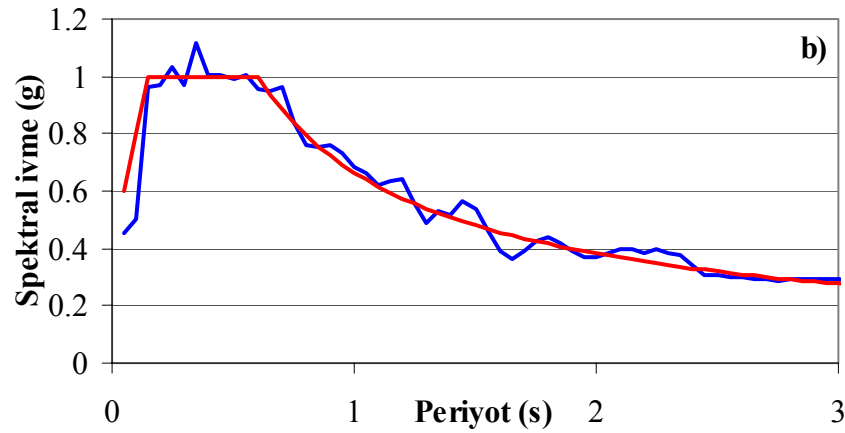
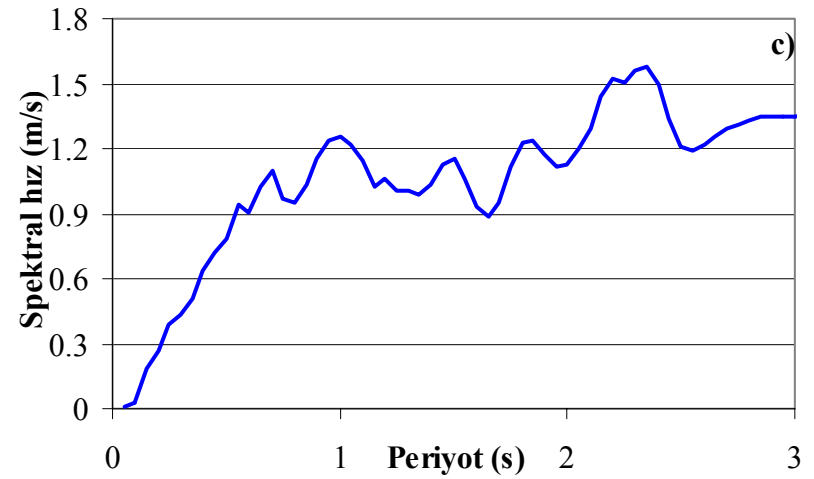
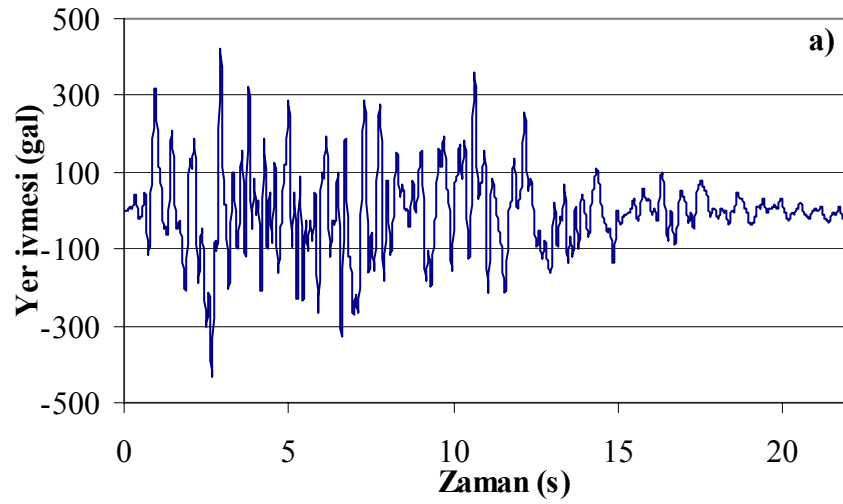
Şekil 4.9: Z2-E Depremine Ait a) İvme Kaydı b) Elastik İvme Spektrumu c) Hız Spektrumu d) Deplasman Spektrumu



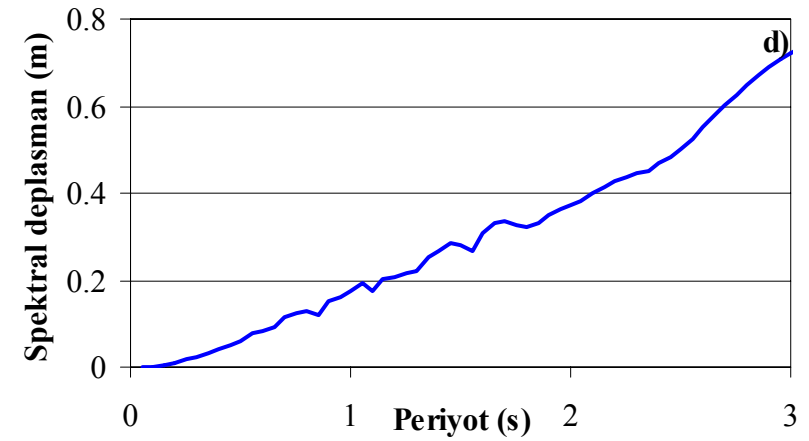
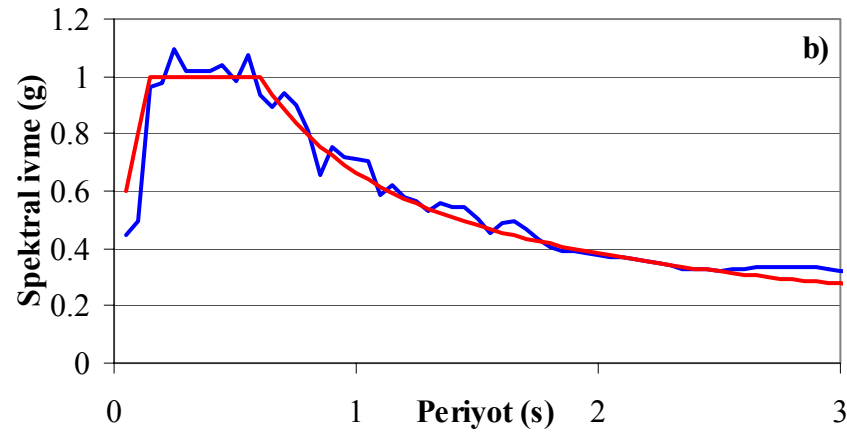
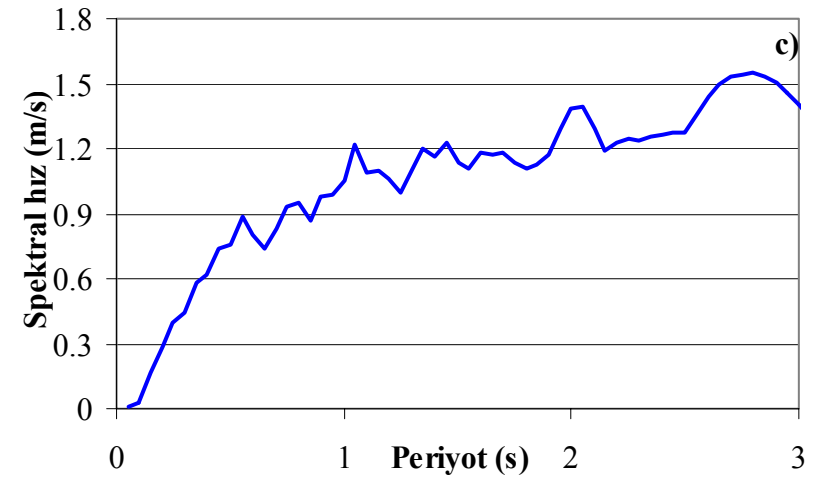
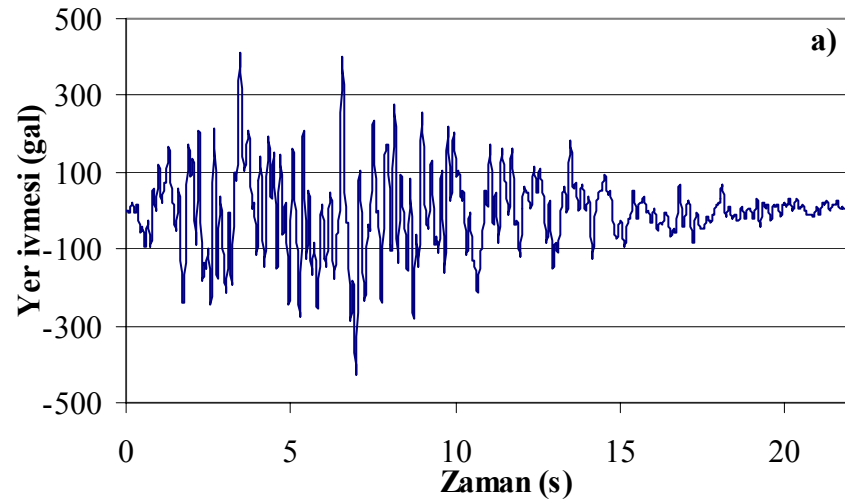
Şekil 4.10: Z3-A Depremine Ait a) İvme Kaydı b) Elastik İvme Spektrumu c) Hız Spektrumu d) Deplasman Spektrumu



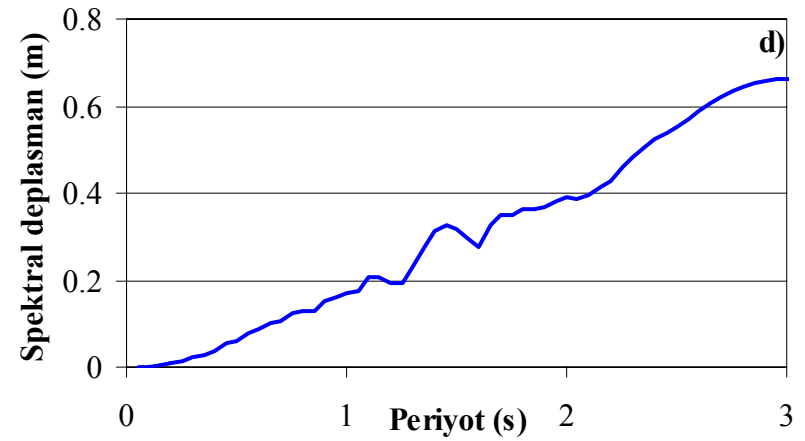
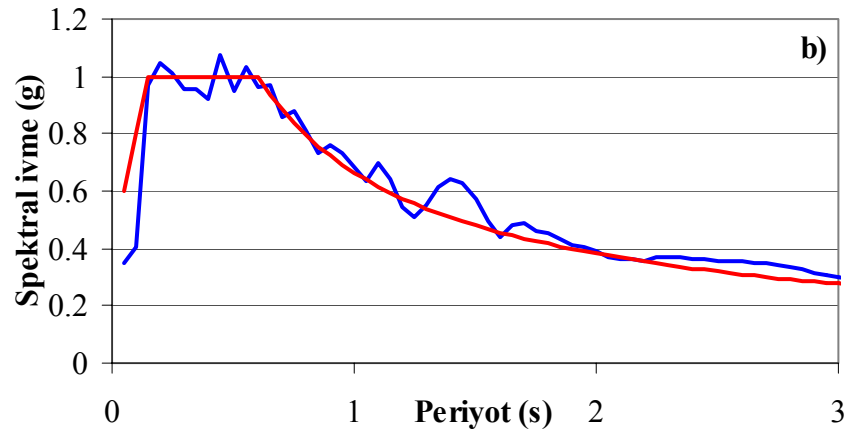
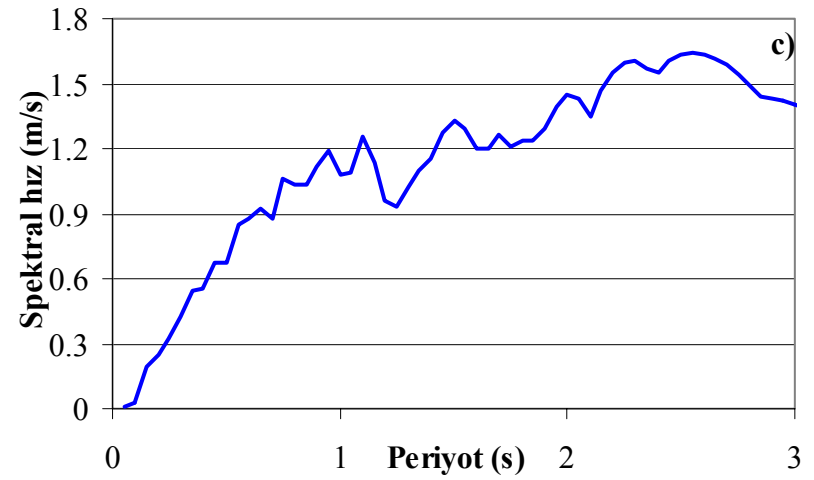
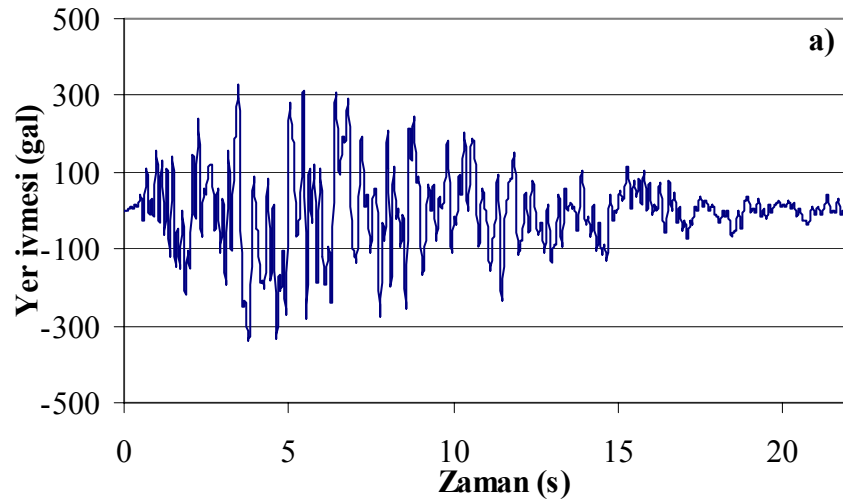
Şekil 4.11: Z3-B Depremine Ait a) İvme Kaydı b) Elastik İvme Spektrumu c) Hız Spektrumu d) Deplasman Spektrumu



Şekil 4.12: Z3-C Depremine Ait a) İvme Kaydı b) Elastik İvme Spektrumu c) Hız Spektrumu d) Deplasman Spektrumu



Şekil 4.13: Z3-D Depremine Ait a) İvme Kaydı b) Elastik İvme Spektrumu c) Hız Spektrumu d) Deplasman Spektrumu



Şekil 4.14: Z3-E Depremine Ait a) İvme Kaydı b) Elastik İvme Spektrumu c) Hız Spektrumu d) Deplasman Spektrumu

Fakat, sistemde katkısı yüksek bir ikinci modun varlığı bu ölçeklendirme işini de zorlaştırır. Böyle bir durumda spektrum katkısı yüksek olan tüm modlar için yukarıda açıklandığı gibi ölçeklenmelidir. Bu şekilde bir ölçeklendirme yapmak ise neredeyse imkansız bir iştir. Prefabrik yapılarda da makas kirişinin esnek olması dolayısıyla katkısı yüksek olan modlar mevcuttur. Bu sebeple, yönetmelik kritiği yapabilmek için sentetik ivme kayıtlarının kullanılması kaçınılmaz hale gelir. (Mwafy and Elnashai, 2001)

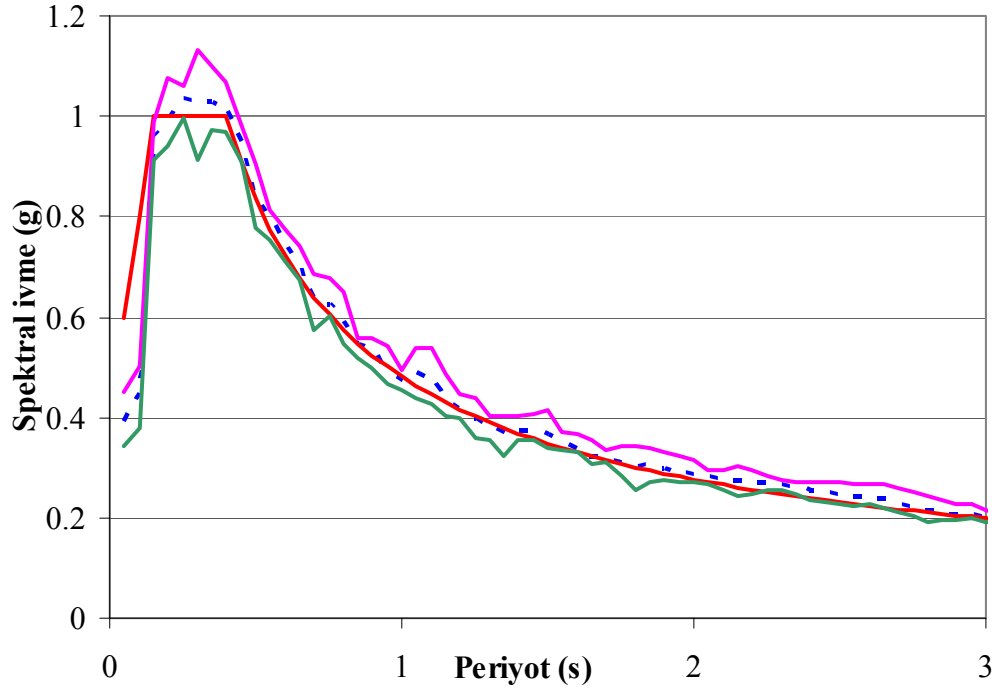
Bu çalışmada yapılacak analizler için, beşi Z2, beşi Z3 zeminlere ait olmak üzere on adet sentetik ivme kaydı üretilmiştir. Bu ivme kayıtlarına ait ivme-zaman grafikleriyle, ivme, hız ve deplasman spektrumlarına Şekil 4.5-4.14'de yer verilmiştir. Her ivme kaydının süresi 22 sn'dir. İvme kayıtlarına ait maksimum ivme değerleri Çizelge 4.5'de özetlenmiştir.

Çizelge 4.5: İvme Kayıtlarının Maksimum İvme Değerleri

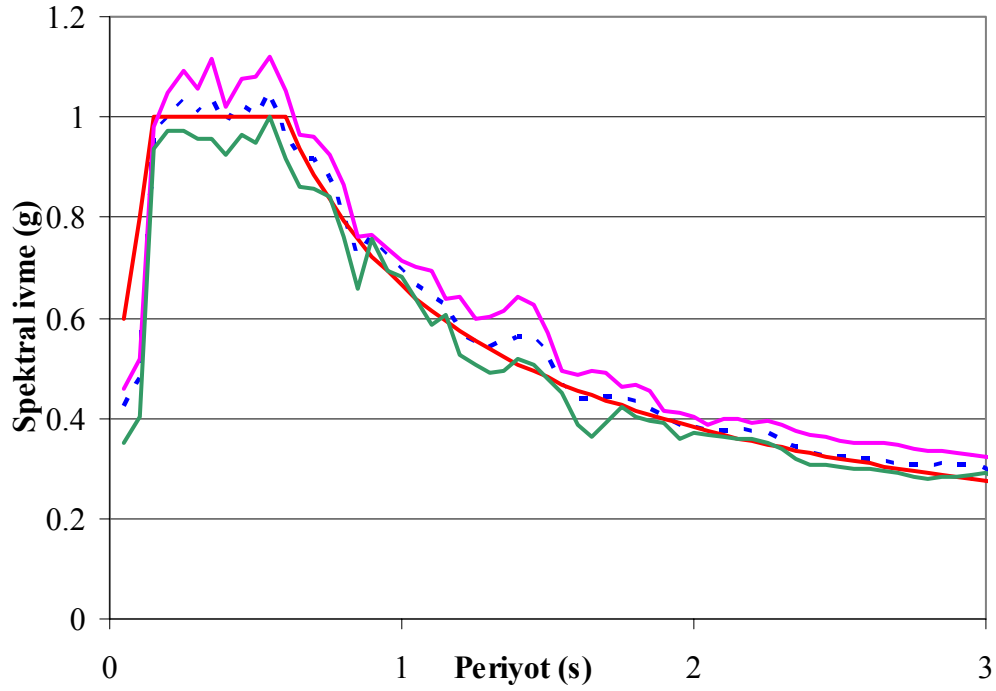
| İvme kaydı | T_B (s) | A_{max} (gal) |
|------------|-----------|-----------------|
| Z2-A | 0.4 | 383.0 |
| Z2-B | 0.4 | 385.0 |
| Z2-C | 0.4 | 346.0 |
| Z2-D | 0.4 | 429.0 |
| Z2-E | 0.4 | 328.0 |
| Z3-A | 0.6 | 397.4 |
| Z3-B | 0.6 | 439.2 |
| Z3-C | 0.6 | 431.3 |
| Z3-D | 0.6 | 425.1 |
| Z3-E | 0.6 | 338.0 |

Her iki zemin türü için kullanılan ivme kayıtlarının ortalama ivme spektrumları ise Şekil 4.15 ve 4.16'da verilmiştir. Şekillerde de görüldüğü gibi üretilen ivme kayıtlarına ait spektrum eğrileri Deprem Yönetmeliğinde verilen spektrum eğrisine oldukça

yakındır. Bu ivme kayıtlarına ait ivme spektrumu eğrilerinin ortalaması ise neredeyse Deprem Yönetmeliğinin spektrumuyla aynıdır. Spektrumların maksimum ve minimum değerleri incelendiğinde ise maksimumların Deprem Yönetmeliğinde öngörülen spektral ivme değerlerinin üzerine en fazla % 15 kadar çıktığı görülmektedir. Bu konuda herhangi bir sınır Deprem Yönetmeliğinde belirtilmemesine rağmen yönetmeliği kritik edebilmek için çok fazla olmaması gerekmektedir. Bu sebeple % 15 kabul edilebilir bir değerdir. Minimum değerler incelendiğinde ise Deprem Yönetmeliğinde konulan sentetik depremlerin spektrumlarının yönetmelik spektrumunun % 90'ından az olmaması şartı ise T_A 'dan küçük periyotlar haricinde sağlandığı görülmektedir. Bu bölgedeki modların katkılarının olmadığı veya az olduğu düşünüldüğünde minimum değerler de kabul edilebilir sınırlar içerisindedir.



Şekil 4.15: Z2 A-E Kayıtları İçin Ortalama, Maksimum Ve Minimum İvme Spektrumları ve Deprem Yönetmeliğinde Öngörülen Spektrum



Şekil 4.16: Z3 A-E Kayıtları İçin Ortalama, Maksimum ve Minimum İvme Spektrumları ve Deprem Yönetmeliğinde Öngörülen Spektrum

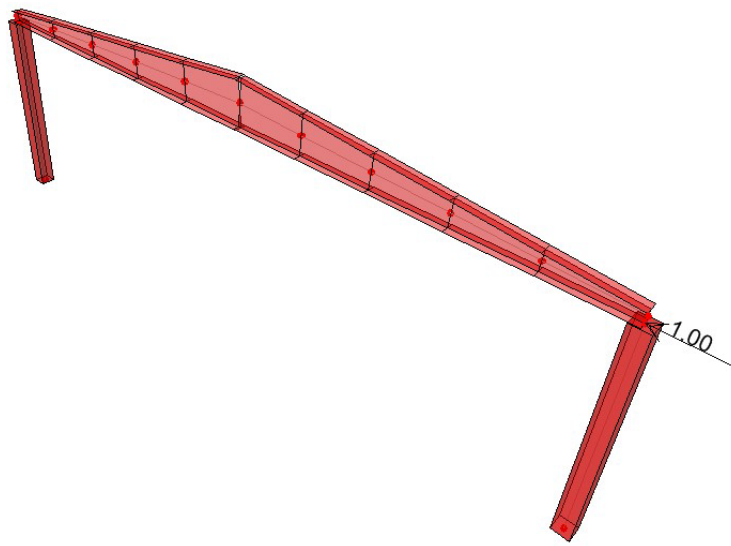
4.5. İtme Analizinde Kullanılacak İttirme Şekilleri (Push-Pattern)

İttirme analizinde kullanılacak ittirme şekilleri mümkün olduğunca yapının deprem davranışını yansıtacak şekilde olmalıdır. Gelişigüzel belirlenmiş bir ittirme şekli yapının deprem davranışını yansıtamayacağı gibi oldukça yanlış sonuçların ortaya çıkmasına yol açabilir. Özellikle mafsal bağlantılı prefabrik yapılar gibi sistemde süreksizliklerin bulunduğu yapılarda ittirme şekli büyük önem kazanır. Bu yapıların deprem güvenliğini etkileyen iki ana unsur vardır. Bunlardan birincisi kolon altında mafsallaşma, diğeri ise çatı kirişinin devrilmesidir. Kolon altında mafsallaşma her iki deprem doğrultusunda meydana gelebilir. Dolayısıyla, her iki deprem doğrultusu için kolon altında mafsal oluşumunu incelemek için kolon üst uçlarından tekil yükler uygulanarak bina itilmelidir. Çatı kirişinin devrilmesinin tahkiki zaman tanım alanında analizler sonucunda elde edileceğinden bu duruma ilişkin bir itme şekli belirlenmemiştir. Yapının

her iki deprem doğrultusunda itme şekilleri, şekil 4.21 ve 4.22’de gösterilmiştir. Bu itme şekilleri yapının kapasite eğrisinin elde edilmesi için yeterlidir.



Şekil 4.17: X Yönü İtme Analizi İçin İtme Şekli



Şekil 4.18: Y Yönü İtme Analizi İçin İtme Şekli

BEŞİNCİ BÖLÜM

ANALİZ SONUÇLARI

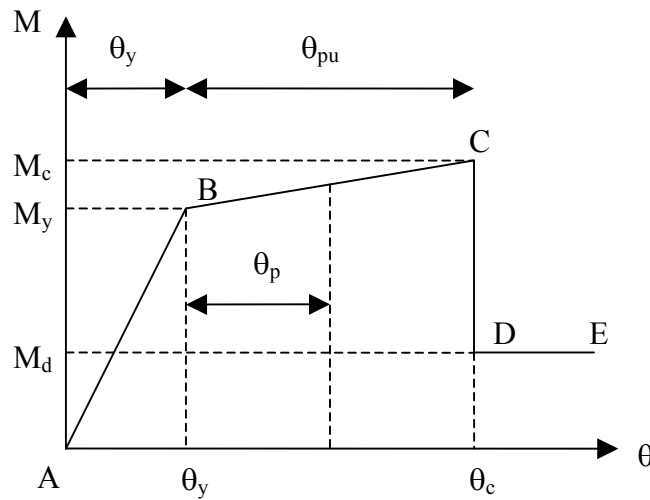
5. 1. Tanımlamalar

Analiz sonuçlarını verdiğimiz bu bölümde sonuçların anlaşılır olması açısından bazı tanımlamaların yapılması gereklidir.

Plastik Mafsallaşma Yüzdesi (PMY): Plastik mafsal'ın, plastik dönme kapasitesinin % kaçını kullandığını ifade eden bir orandır. Plastik dönme oluşmuş bir mafsaldaki plastik dönmenin toplam plastik dönme kapasitesine yüzdesel oranıdır. (Değişkenler için Şekil 5.1'e bakınız.)

$$PMY(\%) = \frac{\theta_p}{\theta_{pu}} \cdot 100$$

(Denklem 5.1)



Şekil 5.1: Moment – Dönme İlişkisi

Plastik Dönme Oranı (r): Plastik mafsaldaki plastik dönmenin, akma dönmesine oranıdır. Bu terim yapının ne kadar sünek davrandığının bir göstergesidir. Literatürde daha çok kullanılan süneklikten ise farklıdır. Dönme sünekliği daha çok, toplam dönmenin akma dönmesine oranı olarak bilinir. Bu sebeple plastik dönme oranı dönme sünekliğinden farklıdır. Denklem 5.2’de bu oran verilmiştir. Deprem Yönetmeliğinde yer alan taşıyıcı sistem davranış katsayısı, R’den farklıdır. Bununla da karıştırılmamalıdır.

$$r = \frac{\theta_p}{\theta_y} \quad (\text{Denklem 5.2})$$

Tasarım Görelî Ötelenmesi (GÖ): Tasarım aşamasında indirgenmiş elastik yükler altında yapının yaptığı (Deprem Yönetmeliğinde tanımlanmış olan) görelî kat ötelenmesidir

Toplam Görelî Ötelenme (TGÖ): Yapılan analizler neticesinde bulunan elastik ve plastik çatı deplasmanlarının bulunmasından elde edilen toplam deplasmandan hesap edilen görelî kat ötelenmesidir.

5. 2. Doğrusal Ötesi Zaman Tanım Alanında Analiz Sonuçları

Zaman tanım alanında yapılan doğrusal ötesi analizlerin sonuçları bu bölümde detaylı olarak ele alınmıştır. Ayrıca bu analizlerin sonuçları, beklenen hasar türlerine ve bu hasarların belirtilerine göre ayrı ayrı değerlendirilmiştir.

Öncelikle kolon alt bölgesinde plastik mafsalları oluşumu değerlendirilmiştir. Bu değerlendirmede hem tanımlanan plastik mafsallardaki plastik dönmenin göçme sınırına ne kadar yaklaştığı incelenmiş, hem de çatı deplasmanının ulaştığı seviyeler kontrol edilmiştir.

Daha sonra makas kirişindeki bağlantı detayı kusurundan kaynaklanan makas devrilmesi ve düşmesi ele alınmıştır. Bağlantının güvenliği hem kiriş ucunda oluşan devrilme momentini taşımadaki yeterliliği hem de bu bölgede oluşan kesme kuvvetinin pimli bağlantı tarafından karşılanıp karşılanamayacağı değerlendirilmiştir. Bu tahkikler yapılırken makas kirişinin orta noktasının rölatif yanal deplasmanı, bu noktanın deplasmanı ile kolon üst ucundaki düğümün deplasmanı olarak tanımlanmıştır.

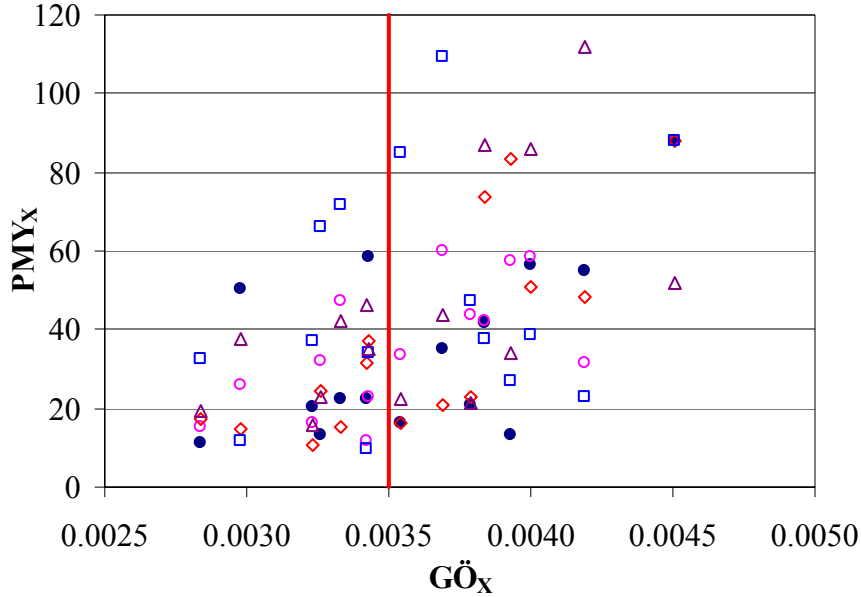
Ancak hemen belirtmek gerekir ki prefabrik yapıların deprem davranışı makasa dik doğrultuda ve makas yönünde birbirinden çok farklıdır. Kolon alt bölgesindeki mafsallaşma incelendiğinde seçilen modeller her iki doğrultuda aynı rijitliğe sahip olduğu halde, iki doğrultuda farklı deplasmanlar göstermektedirler. Makas kirişindeki devrilme ise y yönündeki deprem etkisinde söz konusu değildir.

5.2.1 Kolon Alt Bölgesinde Mafsallaşma

Kolon alt bölgeleri prefabrik yapılarda mafsallaşmanın oluşabileceği tek yerdir. Yani, başka kesitlerde, plastik enerji tüketimi sözkonusu değildir. Ancak bu bölgedeki mafsal oluşumu binanın stabil durumdan labil duruma doğru değişmesi demektir. Dolayısıyla bu bölgedeki mafsallaşma kapasitesi mutlaka kullanılmalı, ancak bu kullanıma oldukça kontrollü bir biçimde izin verilmelidir. Çünkü bu mafsallardan bir tanesinin bile yük taşıma kapasitesini yitirmesi binanın kısmen veya tamamen göçmesine sebep olur. Deprem Yönetmeliği bu mafsal oluşumunu ve binaların yanal ötelenmesini sınırlandırmak için elastik görelî ötelenme sınırını kullanmaktadır. Bu sınır taşıyıcı sistem davranış katsayısı 7'den küçük binalarda 0.0035'tir. Yüksek periyotlu olmaları dolayısıyla eş-deplasman davranışı beklediğimiz prefabrik yapıların taşıyıcı sistem davranış katsayısının 5 olduğu düşünülürse, bu sınır dolaylı olarak toplam (elastik + plastik) görelî ötelenme sınırının 0.0175 olduğunu da ortaya koymaktadır. Verilen grafiklerde bu iki sınır ile kolonlardaki mafsallaşmanın ve bu iki sınırın birbirleriyle olan ilişkilerine yer verilmiştir. Her iki yön depremi için mafsallaşma oluşumu ayrı ayrı incelenmiş daha sonra da karşılaştırılmıştır.

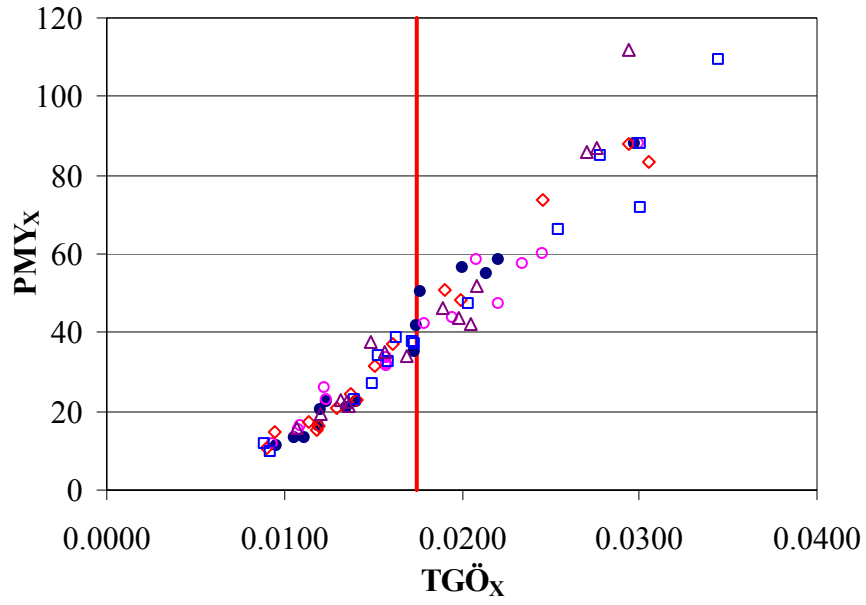
5.2.1.1. X Yönünde Kolon Alt Bölgesinde Mafsallaşma

Şekil 5.2 – 5.7’de seçilen 15 adet binanın 5 farklı sentetik ivme kaydıyla yapılan analizlerin sonuçları verilmektedir. Şekil 5.2’de farklı GÖ’lere sahip binalar için PMY’nin her depremde aldığı değerler verilmiştir. Grafikte yatay eksen GÖ’yü, düşey eksen ise PMY’yi temsil etmektedir. Deprem Yönetmeliğince güvenli olan binalarda (0.0035’den küçük görelî ötelenmeye sahip binalar) PMY’nin %72’yi geçmediği görülmüştür. PMY, 7 modelde yapılan 35 doğrusal ötesi zaman tanım alanında analizden sadece 4 tanesinde %50’yi geçmiştir. PMY’nin %100’ü geçtiği, yani mafsalın taşıma kapasitesini yitirdiği sadece 2 kolon vardır.

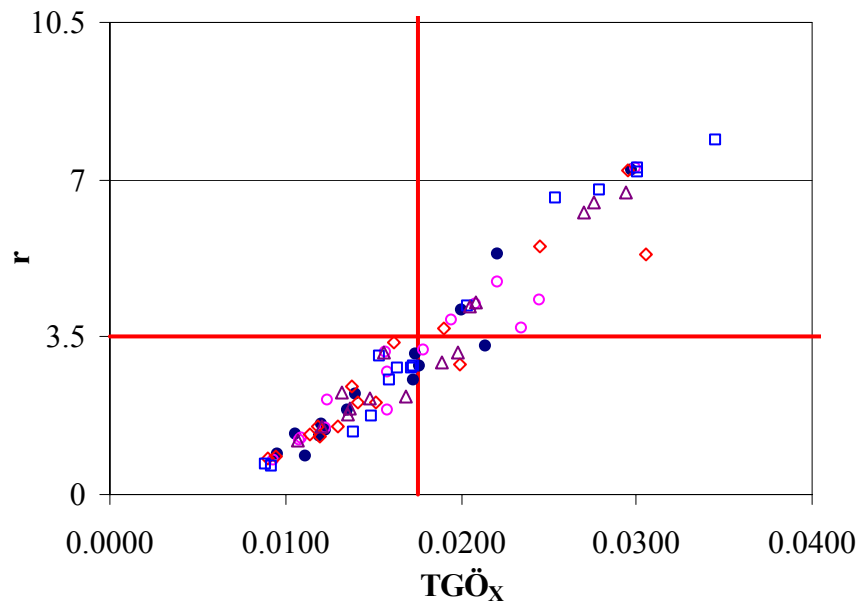


Şekil 5.2: GÖ – PMY Grafiği (X Yönü)

Şekil 5.3’de TGÖ için PMY’ye yer verilmiştir. Görüldüğü gibi toplam görelî ötelenme ile plastik mafsallaşma yüzdesi arasında çok iyi bir korelasyon vardır. Zaten böyle de olması gerekir. Kolon üst ucu ne kadar ötelenirse mafsallaşma da o oranda artar.



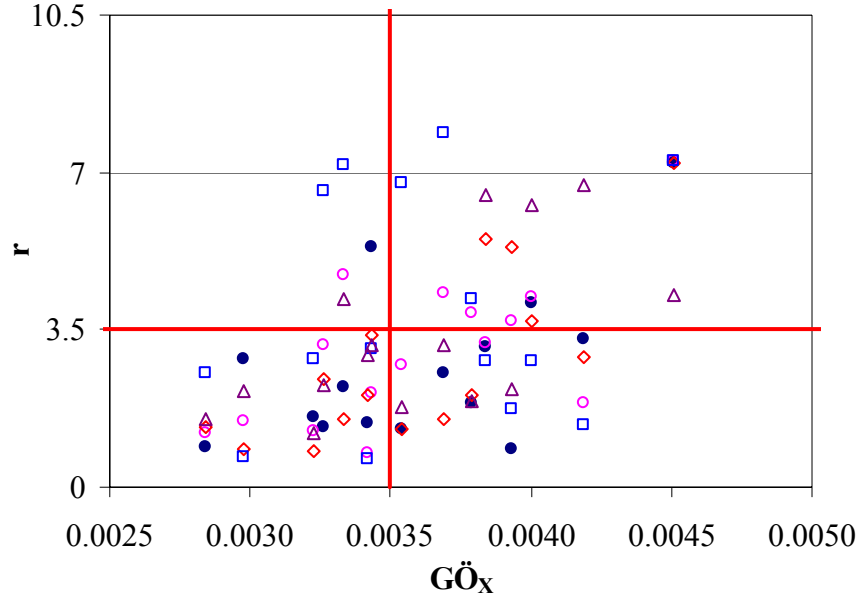
Şekil 5.3: TGÖ-PMY Grafiği (X Yönü)



Şekil 5.4: Plastik Dönme Oranı (r) – TGÖ (X Yönü)

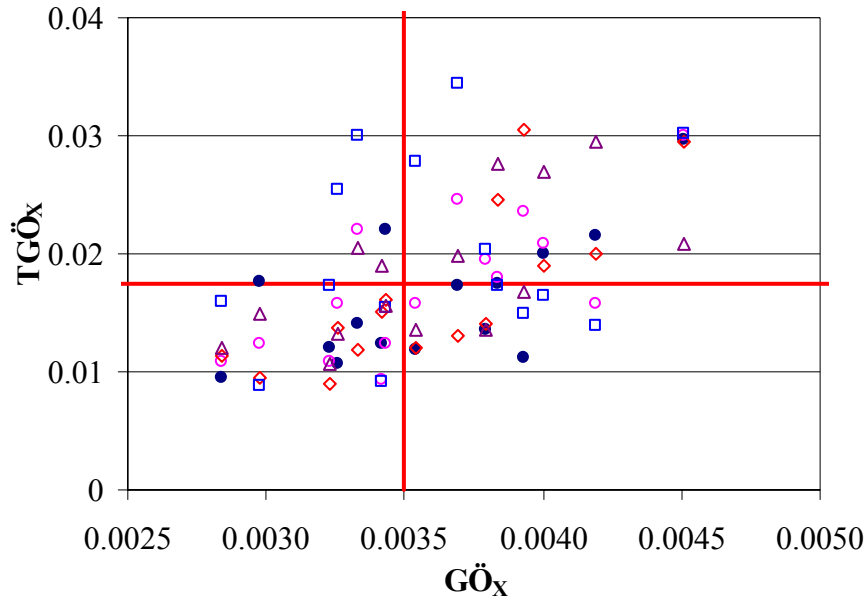
Şekil 5.4’de ise TGÖ’ye karşılık olarak plastik dönme oranı (r) verilmiştir. Mafsalın yaptığı plastik dönmenin akma dönmesine oranı olarak tanımlanabilecek olan plastik dönme oranı mafsallarda oluşan hasar derecesi hakkında bize fikir vermektedir. Yine

Şekil 5.3’de olduğu gibi grafiğin de bu şekilde çıkması çok normaldir. Çünkü bir yapı ne kadar ötelenirse mafsallaşma o derece artar.



Şekil 5.5: Plastik Dönme Oranı (r) – GÖ (X Yönü)

Şekil 5.5’de tasarım elastik görelî ötelenmesine karşılık plastik dönme oranı verilmiştir. Deprem Yönetmeliğine yeni eklenecek 13. bölüme ait taslak metinde prefabrik binaların kolonlarında oluşacak mafsallarda dönme sınırı olarak 4.5 değeri öngörülmüştür. Bu dönme sınırı, nihai toplam dönme miktarının ($\theta_y + \theta_p$), akma dönmesine oranı olarak tanımlanmıştır. Yönetmelikte tanımlanan dönme sınırı, bu metinde kullanılan plastik dönme oranının 1 fazlasıdır. Tanımlardaki farklılık dolayısıyla, yönetmelik taslağında 4.5 olan dönme sınırı, 3.5 plastik dönme oranına karşılık gelmektedir. Yönetmelikçe güvenli binalarda r değerleri yapılan 35 analizden 5 tanesinde 3.5 değerini geçmektedir. Bu da yeni eklenecek 13. bölüme ait taslak metinde prefabrik binalar için verilen rakamın gerçekçi olduğunu, en azından yönetmeliğin 6. ve 7. bölümlerine göre tasarlanmış binaların, yine yönetmeliğin 13. bölümüne göre analizinde güvensiz duruma düşmemesini sağlamış, yönetmelik kendi içinde tutarlılığını korumuştur.



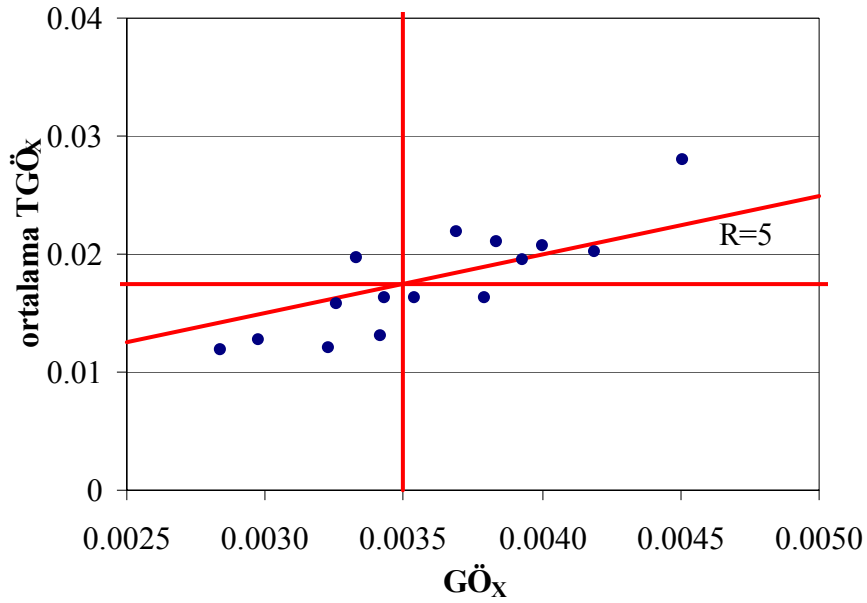
Şekil 5.6: Tasarımda Kullanılan Elastik Görelî Ötelenme (GÖ) – Toplam Görelî Ötelenme (TGÖ) (X Yönü)

Şekil 5.6’da tasarımda kullanılan görelî ötelenmenin (GÖ) doğrusal ötesi zaman tanım alanında analiz neticesinde bulunan toplam görelî ötelenmeyle (TGÖ) birlikte gösterimine yer verilmiştir. Bu binalar için eş deplasman davranışı beklediğimize göre, toplam görelî ötelenme değerlerinin, tasarımda bulunan elastik görelî ötelenme değerinin 5 katı olması Deprem Yönetmeliğinin tasarım hedeflerini yakaladığının bir göstergesi olacaktır. Şekilde ise aynı binanın çok farklı toplam görelî ötelenme değerlerine ulaştığını görmekteyiz.

Bu farklı toplam görelî ötelenme oranları, bazı ekstrem depremler için, Deprem Yönetmeliğine göre güvenli görünen binaların (görelî ötelenmesi 0.0035’den küçük binalar) bazılarında dahi bazen 0.0175 sınırını geçmektedir. Bu modeller haricinde yönetmeliğın dolaylı olarak öngördüğü TGÖ sınır şartını sağladıkları görülmektedir.

Ayrı depremlerde ulaşılan TGÖ oranlarına tek tek bakmak yerine ortalamalarına göz atmak daha açık bir görüntü oluşturabilir. Şekil 5.7’deki değerler, her bir yapının, 5 sentetik ivme spektrumuna göre davranışının (Şekil 5.6’da verilmiştir.) ortalamalarıdır. Grafikte de görüldüğü gibi Deprem Yönetmeliğine göre güvenli bölgede olan 7 binadan

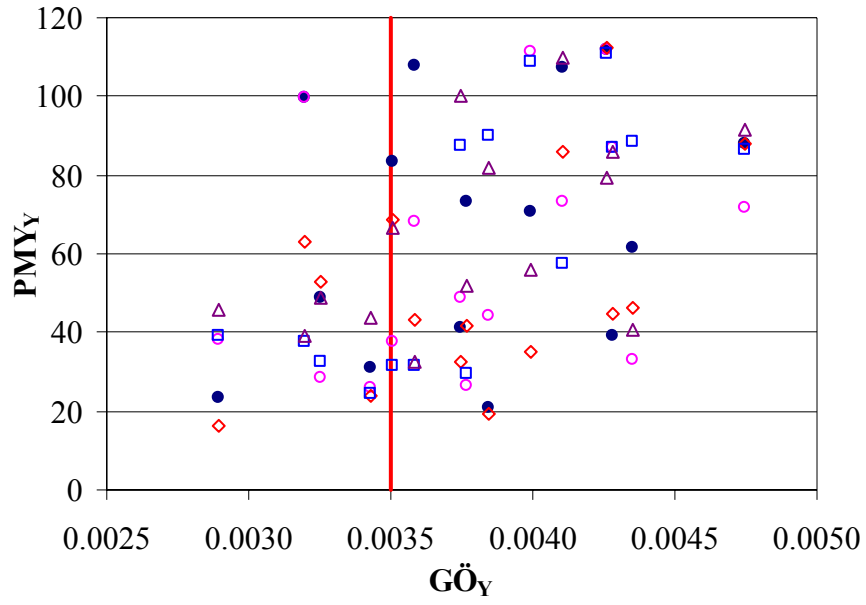
altısı ortalama olarak Deprem Yönetmeliğinin R=5 için dolaylı olarak öngördüğü TGÖ şartını sağlamaktadır. Yönetmeliğe göre güvenli modeller ise elastik görelî ötelenmelerine uyumlu TGÖ değerlerine ulaşmaktadır. Ancak, bu TGÖ değerleri göçmenin engellenmesi için yönetmeliğın dolaylı olarak koyduğı TGÖ sınırını aşmaktadır.



Şekil 5.7: GÖ – Ortalama TGÖ Grafiğı (X Yönü)

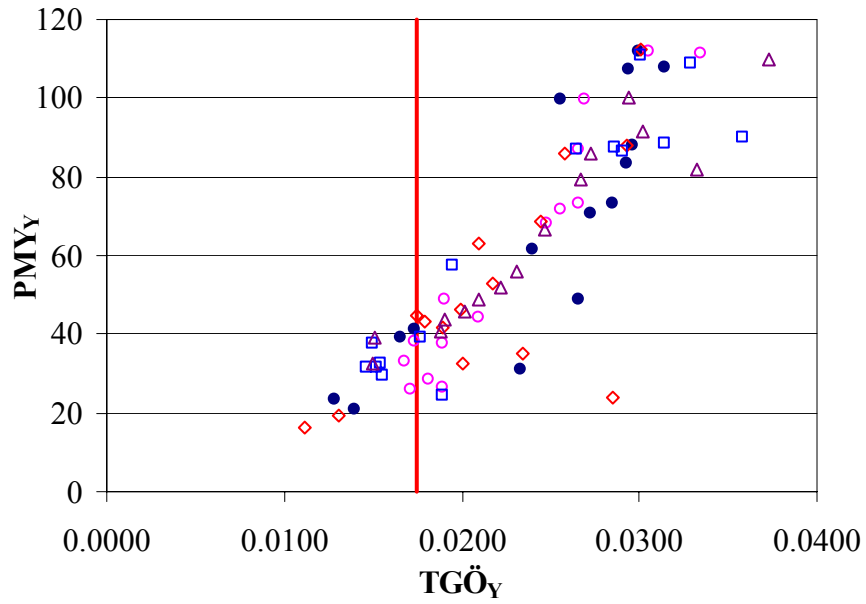
5.2.1.2. Y Yönünde Kolon Alt Bölgesinde Mafsallaşma

Prefabrik yapıların her iki deprem doğrultusundaki davranışları birbirinden farklıdır. Şekil 5.8'de özetlenen, Y yönündeki deprem etkisinde mafsallaşma davranışını inceleyelim. PMY'nin %100'ü geçtiğı kolon sayısının x yönüne göre oldukça arttığını, 0.0035 GÖ sınırının altındaki modellerin %50 PMY düzeyini pek geçmediğini, güvenli olan modellerden sadece birinde PMY'nin %100'e ulaştığını görmekteyiz. 0.0035 sınırının üzerindeki modellerde, PMY artışının da çok daha fazla olduğu da hemen göze çarpmaktadır.



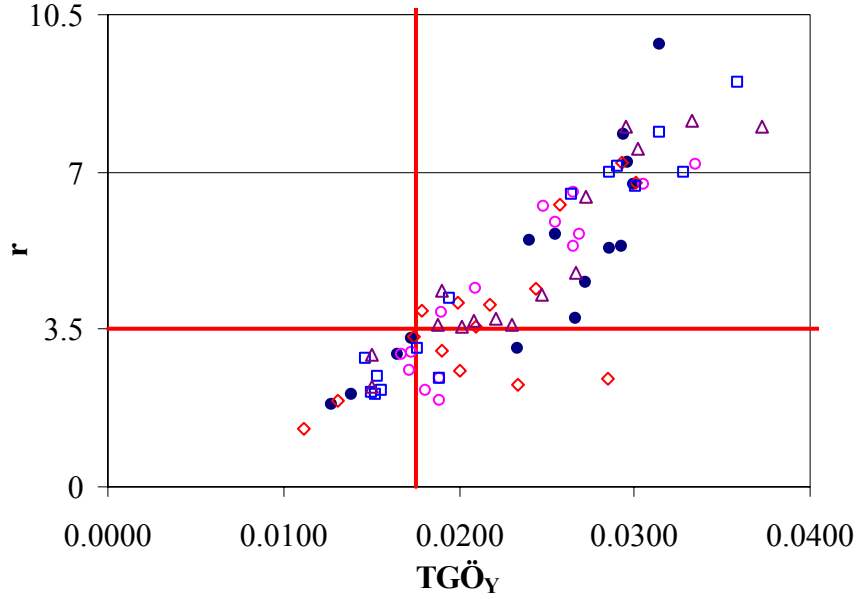
Şekil 5.8: GÖ-PMY Grafiği (Y Yönü)

Şekil 5.9’da ise PMY’ler, TGÖ’lere karşılık verilmişlerdir. Yine arada bir korelasyon görmek mümkündür. Ancak bir modelde bir TGÖ oranı için çok küçük bir PMY bulunmuştur. Bu modelde plastik mafsallaşma ara makasta değil, kenar makastaki kolonlarda daha kritiktir.



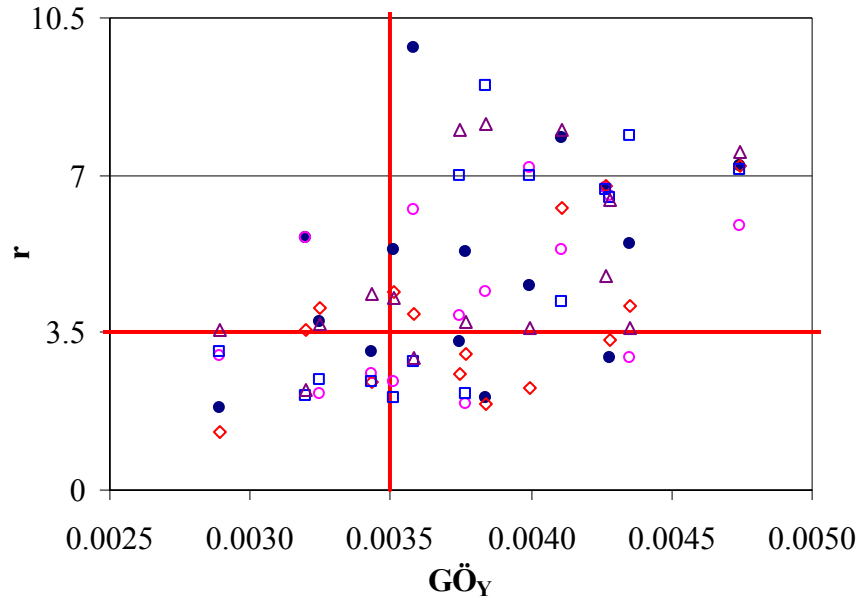
Şekil 5.9: Farklı TGÖ’ler İçin PMY Değerleri (Y Yönü)

Şekil 5.10'da ise TGÖ'ye karşılık plastik dönme oranları verilmiştir. Büyük TGÖ'lere karşılık küçük r 'lere sahip modellerin de kenar makasları kritik modellerdirler. Burada da Deprem Yönetmeliğinin taslak 13. bölümündeki mafsal dönme sınırı ile 0.0175 TGÖ sınırının örtüştüğünü göstermektedir.



Şekil 5.10: Plastik Dönme Oranı (r) - Toplam Görelî Ötelenme (Y Yöntü)

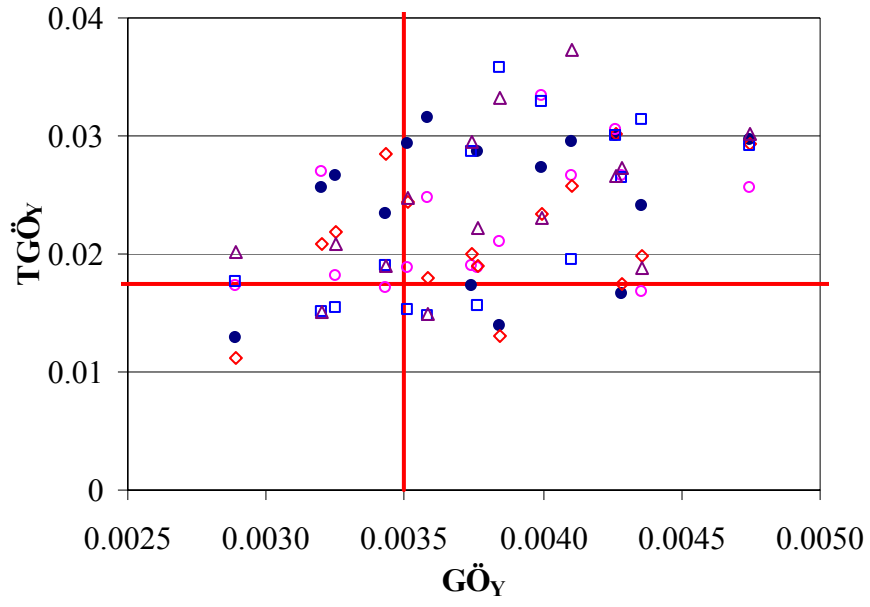
Şekil 5.11'de de şekil 5.5'deki durumun daha da kötüleştiği görülmektedir. Deprem Yönetmeliğince güvenli sayılan binalar için yapılan 20 analizden 7 tanesinde r değeri 3.5 sınırını aşmıştır. X yönünde yapılan analizlerde, yönetmeliğin eski ve yeni bölümleri tutarlı görünürken, y yönünde aynı seviyede bir tutarlılık gözlenememektedir. Yönetmeliğin kendi içerisinde tutarlılığını koruması için taslakta yer alan dönme sınırının 5 ($r=4$) olarak artırılması veya 6. bölümdeki görelî ötelenme sınırının azaltılması yerinde olacaktır. Tutarlılık sağlamak için güvensiz bölgeye kaymak doğru bir tavır olmayacağına göre görelî kat ötelenmesi sınırının azaltılması yerinde olacaktır.



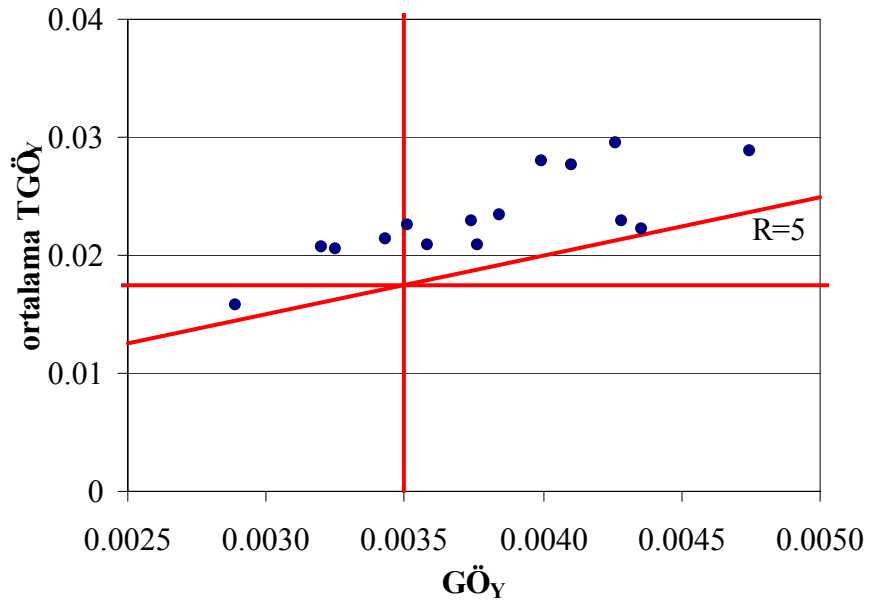
Şekil 5.11: Plastik Dönme Oranı (r) – GÖ (Y Yönü)

Şekil 5.12 ve 5.13 incelendiğinde, yönetmelik sınırı altında kalan ve güvenli sayılan üç modelde bile TGÖ değerlerinin çok büyük olduğu görülmektedir. Hemen göze çarpan bir başka husus ise, yapıların deplasmanlarının indirgenmiş elastik deprem kuvvetleri altında yaptığı deplasmanın beş katından fazla olmasıdır. TGÖ için yönetmeliğin öngördüğü sınır sadece bir modelde aşılmamıştır. Diğer modellerin deplasmanları ise çok fazla olmuştur.

Şekil 5.11'de plastik mafsalsal dönme oranı güvenli binalar için kabul edilebilir değerlerde iken, Şekil 5.12 ve 5.13'de aynı modellerin büyük ve kabul edilmesi mümkün olmayan TGÖ değerlerine ulaştığı görülmektedir. Yani mafsaldaki dönme oranı tek başına bir kriter olarak bina güvenliğini belirlemede yeterli değildir. TGÖ de bu değerlendirmede kullanılmalıdır.



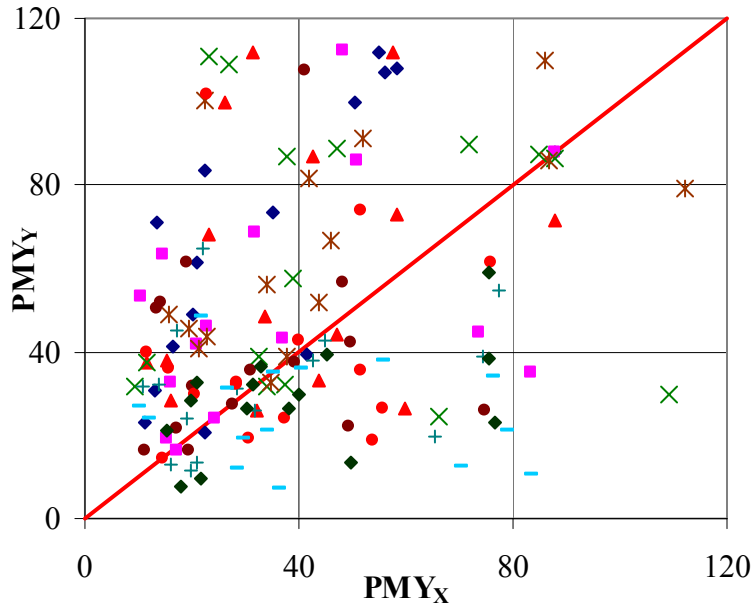
Şekil 5.12: GÖ – TGÖ (Y Yönü)



Şekil 5.13: GÖ – Ortalama TGÖ (Y Yönü)

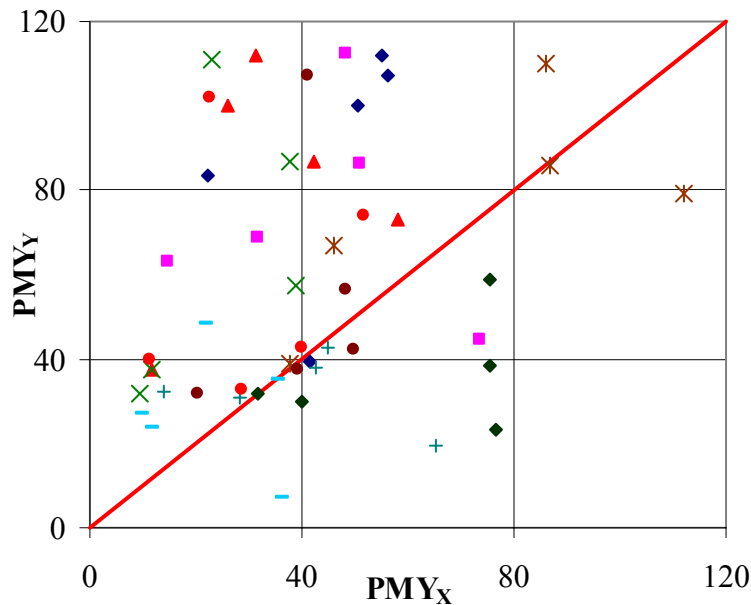
5.2.1.3. X ve Y Yönündeki Mafsallaşma ve Deplasman Seviyelerinin Karşılaştırılması

Şekil 5.2-5.7 ile Şekil 5.8-5.13 sırasıyla karşılaştırılırsa yapının her iki yöndeki deprem etkisi altındaki davranışı arasındaki fark görülebilir. Şekil 5.2 ve 5.8 incelendiğinde x yönünde yönetmeliğin güvenli kabul ettiği modellerin güvenli olduklarını, ancak mafsallaşma kapasitelerinin yaklaşık %50 - 60'ına kadar mafsallaştıklarını görmekteyiz. Y yönünde güvenli kabul edilen modellerde birisi de 2 sentetik ivme kaydı için mafsallaşma kapasitesinin tamamını kullanmıştır. X yönü analizlerinde böyle bir sorunla karşılaşılmaştır. Toplam görelî ötelenmeler (TGÖ) üzerinden bir karşılaştırma yapmak için Şekil 5.7 ve 5.13'e bakmak gerekir. Görüldüğü gibi her iki yönde de güvensiz binalar TGÖ bakımından büyük değerlere ulaşmışlardır. Ayrıca bu binalarda TGÖ, GÖ'nün 5 katını da aşmıştır. Güvenli modeller incelendiğinde ise x yönünde TGÖ'nün bu modellerde genel olarak beklenen seviyenin altında olduğu söylenebilir. Y yönünde ise genel olarak TGÖ'ler hem GÖ'lerin 5 katını aşmış hem de 0.0175 TGÖ sınırının üstüne çıkmışlardır.



Şekil 5.14: Tüm Modeller İçin X Yönü ve Y Yönü PMY'leri

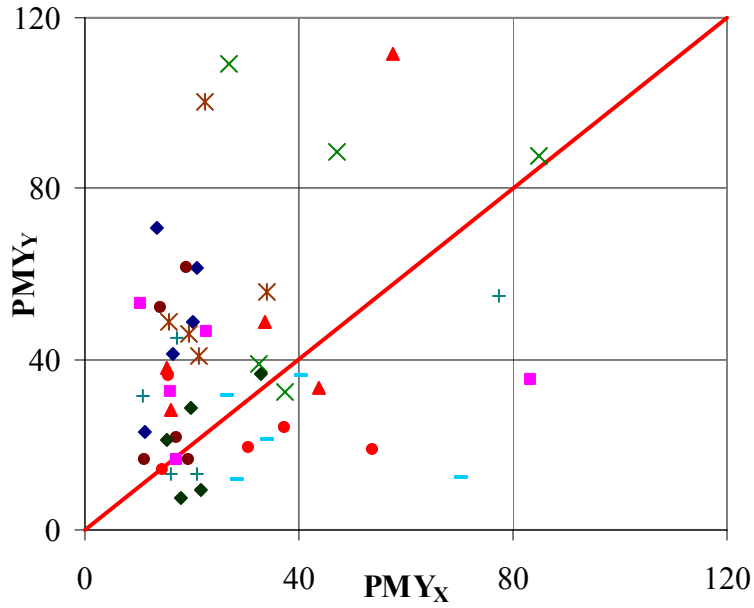
Ancak, her iki yöndeki davranış farkını daha iyi karşılaştırabilmek için Şekil 5.14-5.17'de x yönü ve y yönü depremleri için PMY'ler verilmiştir. Grafiklerde yatay eksenler x yönü PMY'lerini, dikey eksenler ise y yönü PMY'lerini göstermektedir. Şekil 5.14'de PMY'lerin her iki yönde de büyük ve küçük değerler aldığı, ancak genellikle Y yönünde PMY'nin daha büyük olduğu görülmektedir. Aynı grafik, Şekil 5.15, 5.16 ve 5.17'de sırasıyla 20, 16 ve 12 metre açıklıklı modeller için çizilmiştir. Şekillerde eş mafsallaşma çizgisi de gösterilmiştir. 20 metrelik kiriş uzunluğu için verilen grafikte noktaların çoğunun eş mafsallaşma çizgisinin üzerinde kaldığı görülmektedir. Yani, x yönündeki deprem etkisinde kiriş salınım yaparak enerjinin bir kısmını depolamakta ve elastik sönüm için yapıya zaman kazandırmaktadır. Yapı böylece x yönü depreminde daha az hasar görmekte, y yönünde gördüğü hasar ise daha fazla olmaktadır.



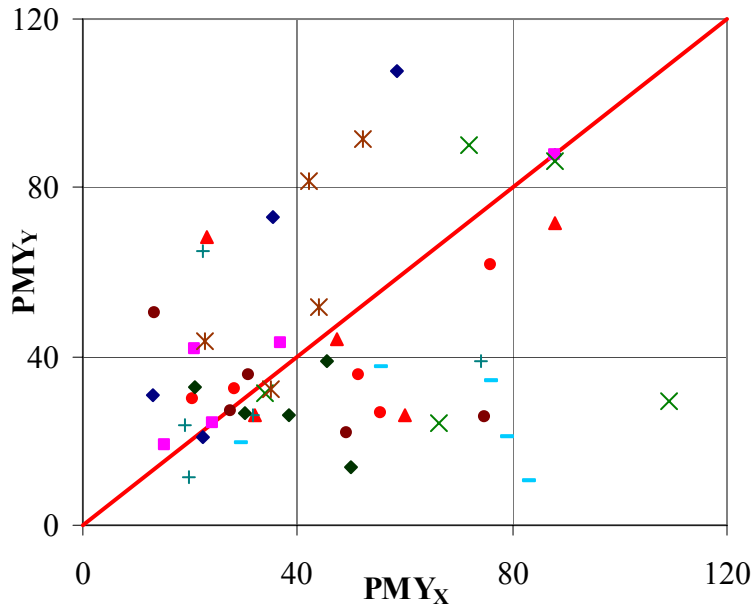
Şekil 5.15: X ve Y Yönü PMY (Makas Uzunluğu: 20 m)

Ancak, diğer yöndeki deprem etkisinde enerji depolanabilecek bir eleman olmadığı için, mafsallarda söndürülmesi gereken enerji miktarı artmaktadır. Bu sebeple mafsallaşma yüzdesi bu yönde artmaktadır. 16 metrelik kiriş uzunluğu için de durum pek farklı değildir. Ancak noktalar aşağı doğru kaymaya başlamış, yani her iki yöndeki

mafsallaşma oranı birbirine yaklaşılmaya başlamaktadır. Makas kirişi uzunluğunun 12 metreye düştüğü modellerde ise, dağılımın eş mafsallaşma çizgisi etrafında yaklaşık eşit olduğu görülmektedir. Bu modelde makas kirişi daha az esneyebildiği için diğer modellere göre daha az enerji depolayabilmekte ve her iki deprem yönündeki davranış birbirine yaklaşılmaktadır.



Şekil 5.16: X ve Y Yönü PMY (Makas Uzunluğu: 16 m)



Şekil 5.17: X ve Y Yönü PMY (Makas Uzunluğu: 12 m)

Her iki yöndeki deprem davranışının farklılığının başlıca sebebi makas kirişinin ne kadar esneyeceğidir. Bu esneme ile çatı kirişi enerji depolayarak sistemin x yönündeki davranışını rahatlatmaktadır.

Makas kirişinin esnemesinin bir başka etkisi ise periyot üzerinde görülmektedir. X yönünde makas kirişinin esnekliği dolayısıyla sistemin periyodu büyümektedir. Büyüyen periyot dolayısıyla sistem daha az deprem kuvvetine maruz kalmaktadır. Ancak, bilindiği gibi aynı ivme kaydı için bir sistemin periyodunun büyümesi deplasman talebini artırır. (Dördüncü bölümde verilen sentetik ivme kayıtlarına ait deplasman spektrumlarına bakınız.) Y yönünde periyodu küçük olan sistemin daha fazla deplasman göstermesi nasıl açıklanabilir: Eş enerji - eş deplasman yaklaşımları ile. Dördüncü bölümde verilen spektrumlar elastik sistemler için geçerlidir. Halbuki kullanılan analiz metodu doğrusal-ötesidir. Y yönünde periyodu küçük olan sistem, eş-enerji yaklaşımına uygun davranış sergilemektedir. X yönünde büyük periyoda sahip sistem ise daha çok eş-deplasman yaklaşımına uygun hareket etmektedir. Dolayısıyla, y yönünde doğrusal sistemle aynı enerjiyi sönmüleyebilmek için yapı daha büyük deplasmanlar yapmaktadır.

5.3. Makas Kirişi Devrilmesi ve Düşmesi

Piyasa şartlarında makas kirişi bağlantıları önceleri kirişin oturtulacağı konsol üzerinde bırakılan tek bir pime kirişin oturtulması ile bazen harç kullanılarak bazen de harçsız yapılmakta idi. Ancak, piyasada bu bağlantılar çokça prefabrik yapı hasarının gündeme geldiği 1998 Ceyhan ve 1999 Marmara depremlerinden sonra tek pimden, çift pime dönüştürüldü. Kirişteki deliğe de harç dökülerek üstten soketle bu pimlerin uçları tutuldu. Böylece, kirişlerin devrilmesi ve düşmesinin önüne geçilebileceği düşünüldü.

Deprem Yönetmeliğinde eğik çatı kirişlerinin bağlantılarına ait hesapların nasıl yapılması gerektiğine dair açık bir madde bulunmamaktadır. 1998 yönetmeliği 6. bölümdeki formülden bulunan bağlantı kuvvetlerin 1.2 ile çarpılmasını söyleyerek, dolaylı bir anlatım izlemektedir. Prefabrik yapılar standardında da bu hesabın yapılışı

ile ilgili bir madde yoktur. Prefabrik yapı yönetmeliğinde bağlantılar için bulunan artırılmış kuvvetlerin 4/3 gibi ek bir katsayı ile bir daha artırılması öngörülmektedir. Bu birkaç yoruma açık madde piyasa koşullarında yarım yamalak uygulanmaktadır. Nitekim, makas kirişinin bağlantı tasarımının anlatıldığı bir makalede (Zorbozan ve diğ., 1998) yönetmeliğin 6. bölümünde verilen formül kullanılmış ancak 7. bölümde verilen 1.2, TS9967’de verilen 4/3 yük faktörlerine hiç değinilmemiştir. Piyasada halen kullanılmakta olan yöntem de bu makaledeki aynıdır. (Dördüncü bölümde, bu yöntemle ilgili bir hesap örneği verilmiştir.)

Bu çalışmada aynı çatı kirişi uzunluğuna sahip modellerin çatıları aynı şekilde tasarlanmıştır. Her modele ait tasarım devrilme momenti değerleri dördüncü bölümde verilmiştir. Bu bölümde doğrusal ötesi zaman tanım alanında analizle bulunan devrilme momentleri, tasarım devrilme momenti ile ve Ø20 ve Ø24 çift pim kullanılarak teşkil edilmiş bağlantıların taşıyabileceği devrilme momenti ile karşılaştırılacaktır.

Çizelge 5.1 ve 5.2’de kenar ve orta makasta tasarım aşamasında inşaat sektöründe uygulanan şekliyle hesaplanmış makas kirişi ucu deprem kesme kuvvetleri ile yönetmeliklerin öngördüğü şekilde artırılan kuvvetlere ve 5 ivme kaydına ait makas kirişi ucu deprem kesme kuvvetleri ve bu kuvvetlerin ortalamalarına yer verilmiştir. Her iki çizelge incelendiğinde piyasada bulunan şekliyle tasarım kesme kuvveti ile zaman tanım alanında analiz sonucunda elde edilen kesme kuvvetleri birkaç istisnai model haricinde birbirine yakın değerlerdedir. Ancak, yakın değerlerde olmasına rağmen pek çok modelde tasarımda kullanılan artırılmamış kesme kuvvetinin deprem kesme kuvvetinden düşük seviyede kaldığı görülmektedir. Oysa yönetmeliklerde öngörülen yük katsayıları ile artırılmış makas kesme kuvvetleri sadece üç modelle (PF04, PF06, PF15) ait kenar makas kirişlerinde zaman tanım alanında analiz sonucunda bulunan kuvvetten küçük çıkmıştır.

Çizelge 5.1: Kenar Makas Ucunda Kesme Kuvveti

| Model | Kenar makas ucunda deprem kesme kuvveti (t) | | | | | Ortalama kesme kuvveti (t) | Tasarım kesme kuvveti*, V_p (t) | Tasarım kesme kuvveti**, V_p (t) |
|-------|---|---------|---------|---------|---------|----------------------------|-----------------------------------|------------------------------------|
| | Deprem1 | Deprem2 | Deprem3 | Deprem4 | Deprem5 | | | |
| PF01 | 3.09 | 2.90 | 3.25 | 3.15 | 2.80 | 3.04 | 4.56 | 2.85 |
| PF02 | 3.04 | 2.84 | 2.99 | 3.01 | 2.69 | 2.91 | 4.56 | 2.85 |
| PF03 | 2.06 | 2.05 | 2.44 | 2.10 | 2.08 | 2.15 | 3.34 | 2.09 |
| PF04 | 3.67 | 3.66 | 3.46 | 3.83 | 2.77 | 3.48 | 3.34 | 2.09 |
| PF05 | 1.92 | 1.91 | 1.90 | 2.14 | 1.99 | 1.97 | 2.34 | 1.46 |
| PF06 | 3.46 | 2.97 | 3.20 | 3.44 | 3.24 | 3.26 | 2.34 | 1.46 |
| PF07 | 1.79 | 1.63 | 1.88 | 1.68 | 1.77 | 1.75 | 2.34 | 1.46 |
| PF08 | 1.79 | 2.18 | 1.90 | 1.97 | 1.90 | 1.95 | 4.56 | 2.85 |
| PF09 | 2.81 | 2.54 | 2.68 | 2.99 | 2.60 | 2.72 | 4.56 | 2.85 |
| PF10 | 2.67 | 2.53 | 2.77 | 3.09 | 2.60 | 2.73 | 4.56 | 2.85 |
| PF11 | 1.72 | 1.99 | 2.04 | 1.64 | 2.18 | 1.91 | 3.34 | 2.09 |
| PF12 | 1.60 | 2.03 | 2.39 | 2.16 | 1.90 | 2.02 | 3.34 | 2.09 |
| PF13 | 3.15 | 3.29 | 2.87 | 3.24 | 3.14 | 3.14 | 3.34 | 2.09 |
| PF14 | 2.60 | 2.55 | 1.98 | 2.52 | 2.53 | 2.44 | 2.34 | 1.46 |
| PF15 | 3.08 | 2.96 | 2.56 | 3.14 | 3.07 | 2.96 | 2.34 | 1.46 |

*) Yük faktörleri ile artırılmış (Yönetmeliklerin öngördüğü)

***) Yük faktörleri ile artırılmamış (Piyasada kullanılan)

Orta makastaki kesme kuvvetleri bakımından yönetmelik formülasyonu ve yük katsayıları sorunsuzdur. Çizelge 5.3 ve 5.4'de ise 5 beş adet ivme kaydı için zaman tanım alanında analizden elde edilen makas kirişi ucunda pimler tarafından karşılanması gereken devrilme momenti değerlerine ve ortalamalarına yer verilmiştir. Çizelge 5.5'de ise Çizelge 5.3 ve 5.4'de verilen zaman tanım alanında analiz sonucunda bulunmuş ortalama devrilme momentleri ile tasarım aşamasında pimlerin tasarımı için kullanılan devrilme momentleri karşılaştırılmıştır.

Çizelge 5.2: Orta Makas Ucunda Kesme Kuvveti

| Model | Orta makas ucunda deprem kesme kuvveti (t) | | | | | Ortalama kesme kuvveti (t) | Tasarım kesme kuvveti*, V_p (t) | Tasarım kesme kuvveti**, V_p (t) |
|-------|--|---------|---------|---------|---------|----------------------------|-----------------------------------|------------------------------------|
| | Deprem1 | Deprem2 | Deprem3 | Deprem4 | Deprem5 | | | |
| PF01 | 3.23 | 3.03 | 3.32 | 3.21 | 2.84 | 3.13 | 6.50 | 4.06 |
| PF02 | 3.11 | 2.77 | 3.06 | 3.08 | 2.83 | 2.97 | 6.50 | 4.06 |
| PF03 | 2.06 | 2.06 | 2.47 | 2.11 | 2.11 | 2.16 | 4.78 | 2.99 |
| PF04 | 3.73 | 3.70 | 3.50 | 3.88 | 2.79 | 3.52 | 4.78 | 2.99 |
| PF05 | 1.91 | 1.92 | 1.88 | 2.12 | 2.02 | 1.97 | 3.36 | 2.10 |
| PF06 | 3.45 | 2.96 | 3.19 | 3.43 | 3.24 | 3.25 | 3.36 | 2.10 |
| PF07 | 1.80 | 1.62 | 1.88 | 1.66 | 1.76 | 1.74 | 3.36 | 2.10 |
| PF08 | 1.81 | 2.23 | 1.95 | 1.95 | 1.95 | 1.98 | 6.50 | 4.06 |
| PF09 | 2.81 | 2.48 | 2.71 | 3.02 | 2.62 | 2.73 | 6.50 | 4.06 |
| PF10 | 2.71 | 2.65 | 2.74 | 3.12 | 2.75 | 2.79 | 6.50 | 4.06 |
| PF11 | 1.76 | 1.98 | 2.04 | 1.67 | 2.17 | 1.92 | 4.78 | 2.99 |
| PF12 | 1.60 | 2.03 | 2.38 | 2.15 | 1.90 | 2.01 | 4.78 | 2.99 |
| PF13 | 3.18 | 3.32 | 2.90 | 3.27 | 3.17 | 3.17 | 4.78 | 2.99 |
| PF14 | 2.58 | 2.53 | 1.96 | 2.50 | 2.51 | 2.42 | 3.36 | 2.10 |
| PF15 | 3.07 | 2.96 | 2.58 | 3.14 | 3.07 | 2.96 | 3.36 | 2.10 |

*) Yük faktörleri ile artırılmış (Yönetmeliklerin öngördüğü)

***) Yük faktörleri ile artırılmamış (Piyasada kullanılan)

Çizelge 5.3: Kenar Makas Ucunda Devrilme Momenti

| Model | kenar makas ucunda devrilme momenti (t*cm) | | | | | Ortalama devrilme momenti (t.cm) |
|-------|--|---------|---------|---------|---------|----------------------------------|
| | Deprem1 | Deprem2 | Deprem3 | Deprem4 | Deprem5 | |
| PF01 | 328.4 | 328.3 | 371.4 | 366.6 | 304.6 | 339.9 |
| PF02 | 393.7 | 329.2 | 319.0 | 389.1 | 285.1 | 343.2 |
| PF03 | 121.6 | 124.4 | 140.4 | 121.6 | 122.7 | 126.1 |
| PF04 | 255.6 | 249.6 | 224.0 | 269.2 | 151.2 | 229.9 |
| PF05 | 84.4 | 86.2 | 85.1 | 84.5 | 85.3 | 85.1 |
| PF06 | 157.9 | 121.3 | 140.2 | 156.6 | 143.2 | 143.8 |
| PF07 | 84.6 | 84.6 | 84.5 | 84.4 | 84.4 | 84.5 |
| PF08 | 168.7 | 213.0 | 166.4 | 171.7 | 164.6 | 176.9 |
| PF09 | 369.2 | 233.6 | 297.9 | 347.2 | 251.9 | 300.0 |
| PF10 | 338.4 | 287.1 | 291.1 | 379.9 | 251.4 | 309.6 |
| PF11 | 125.2 | 121.6 | 123.7 | 123.1 | 121.9 | 123.1 |
| PF12 | 123.4 | 121.8 | 121.3 | 123.0 | 124.0 | 122.7 |
| PF13 | 202.0 | 211.8 | 168.4 | 211.0 | 194.2 | 197.5 |
| PF14 | 95.5 | 94.7 | 83.6 | 92.7 | 90.8 | 91.5 |
| PF15 | 128.6 | 120.1 | 95.6 | 133.6 | 126.7 | 120.9 |

Çizelge 5.4: Orta Makas Ucunda Devrilme Momenti

| Model | Orta makas ucunda devrilme momenti (t.cm) | | | | | Ortalama devrilme momenti (t.cm) |
|-------|---|---------|---------|---------|---------|----------------------------------|
| | Deprem1 | Deprem2 | Deprem3 | Deprem4 | Deprem5 | |
| PF01 | 330.5 | 305.6 | 377.3 | 382.1 | 317.2 | 342.5 |
| PF02 | 364.7 | 313.5 | 335.4 | 394.2 | 291.4 | 339.8 |
| PF03 | 187.5 | 189.8 | 189.4 | 190.6 | 186.3 | 188.7 |
| PF04 | 236.7 | 232.2 | 205.0 | 264.7 | 189.1 | 225.5 |
| PF05 | 131.5 | 132.1 | 132.4 | 132.5 | 132.5 | 132.2 |
| PF06 | 131.7 | 131.4 | 132.0 | 133.6 | 131.7 | 132.1 |
| PF07 | 132.5 | 131.7 | 131.6 | 132.5 | 132.1 | 132.1 |
| PF08 | 258.8 | 263.6 | 258.6 | 262.4 | 256.2 | 259.9 |
| PF09 | 351.3 | 258.5 | 295.6 | 359.1 | 275.4 | 308.0 |
| PF10 | 339.7 | 310.2 | 295.3 | 390.5 | 330.1 | 333.2 |
| PF11 | 190.2 | 188.9 | 190.0 | 190.3 | 187.3 | 189.3 |
| PF12 | 188.7 | 189.0 | 188.5 | 189.3 | 189.9 | 189.1 |
| PF13 | 187.9 | 190.1 | 190.9 | 192.1 | 186.8 | 189.5 |
| PF14 | 132.2 | 134.2 | 130.9 | 130.7 | 135.4 | 132.7 |
| PF15 | 131.5 | 131.4 | 131.7 | 142.9 | 133.6 | 134.2 |

Çizelge 5.5: Tasarım Devrilme Momentleri ve Ortalama Devrilme Momentleri

| Model | Makas kirişi uzunluğu (m) | Orta makas kirişi | | | Kenar makas kirişi | | |
|-------|---------------------------|---------------------------------------|----------------------------------|-----------------------------------|---------------------------------------|----------------------------------|-----------------------------------|
| | | ZTAA Ortalama devrilme momenti (t.cm) | Tasarım devrilme momenti* (t.cm) | Tasarım devrilme momenti** (t.cm) | ZTAA Ortalama devrilme momenti (t.cm) | Tasarım devrilme momenti* (t.cm) | Tasarım devrilme momenti** (t.cm) |
| PF01 | 20 | 342.5 | 385.6 | 241 | 339.9 | 220.8 | 138 |
| PF02 | 20 | 339.8 | 385.6 | 241 | 343.2 | 220.8 | 138 |
| PF03 | 16 | 188.7 | 115.2 | 72 | 126.1 | 89.6 | 56 |
| PF04 | 16 | 225.5 | 115.2 | 72 | 229.9 | 89.6 | 56 |
| PF05 | 12 | 132.2 | 115.2 | 72 | 85.1 | 51.2 | 32 |
| PF06 | 12 | 132.1 | 115.2 | 72 | 143.8 | 51.2 | 32 |
| PF07 | 12 | 132.1 | 115.2 | 72 | 84.5 | 51.2 | 32 |
| PF08 | 20 | 259.9 | 385.6 | 241 | 176.9 | 220.8 | 138 |
| PF09 | 20 | 308.0 | 385.6 | 241 | 300.0 | 220.8 | 138 |
| PF10 | 20 | 333.2 | 385.6 | 241 | 309.6 | 220.8 | 138 |
| PF11 | 16 | 189.3 | 115.2 | 72 | 123.1 | 89.6 | 56 |
| PF12 | 16 | 189.1 | 115.2 | 72 | 122.7 | 89.6 | 56 |
| PF13 | 16 | 189.5 | 115.2 | 72 | 197.5 | 89.6 | 56 |
| PF14 | 12 | 132.7 | 115.2 | 72 | 91.5 | 51.2 | 32 |
| PF15 | 12 | 134.2 | 115.2 | 72 | 120.9 | 51.2 | 32 |

*) Yük faktörleri ile artırılmış (Yönetmeliklerin öngördüğü)

***) Yük faktörleri ile artırılmamış (Piyasada kullanılan)

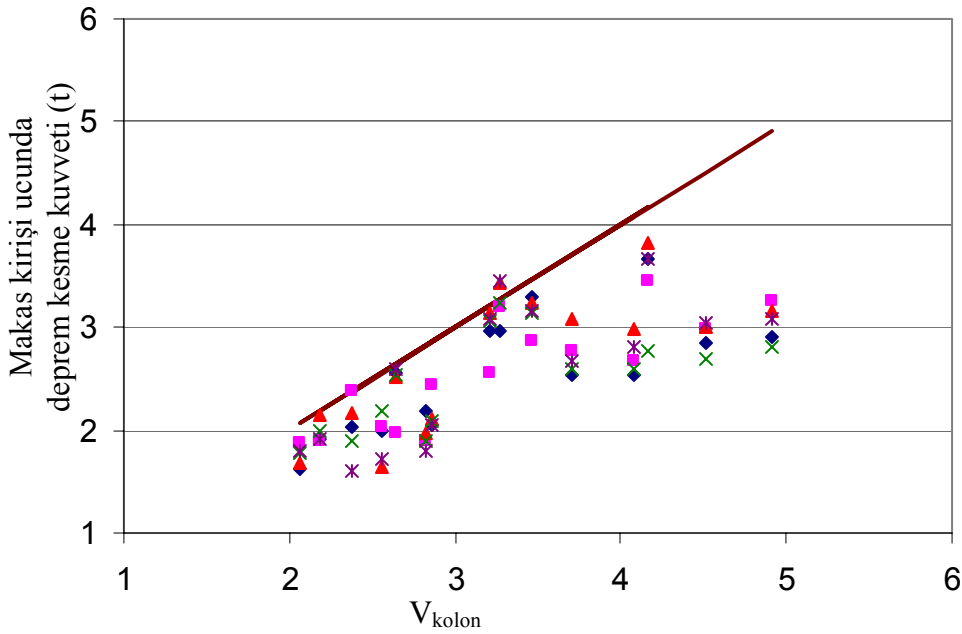
Çizelge 5.5'deki tasarım momentleri ve zaman tanım alanında analizler sonucunda ortaya çıkan devrilme momentleri incelendiğinde piyasada halen kullanılmakta olan ve içerisinde yük faktörleri bulunmayan hesap yönteminin yanlışlığı hemen ortaya çıkmaktadır. Yük faktörleri kullanıldığında sonuçlar bir miktar düzelmesine rağmen yine de çok yetersizdir. İşin kötüsü, bir miktar güvenlik payı bırakmak amacıyla belli yük faktörleriyle artırılmasına rağmen ortaya çıkan tesirler yine de oldukça güvensiz seviyelerdedir.

Çizelge 5.6: Ø20 ve Ø24 (S420) Çift Pimli Bağlantıların Dayanımları ve Ortalama Devrilme Momentleri

| Model | Makas kirişi uzunluğu (m) | Orta kiriş ZTAA ortalama devrilme momenti (t.cm) | Kenar kiriş ZTAA ortalama devrilme momenti (t.cm) | Ø20 çift pimli bağlantı dayanımı (t.cm) | Ø24 çift pimli bağlantı dayanımı (t.cm) |
|-------|---------------------------|--|---|---|---|
| PF01 | 20 | 342.5 | 339.9 | 341 | 492 |
| PF02 | 20 | 339.8 | 343.2 | 341 | 492 |
| PF03 | 16 | 188.7 | 126.1 | 341 | 492 |
| PF04 | 16 | 225.5 | 229.9 | 341 | 492 |
| PF05 | 12 | 132.2 | 85.1 | 341 | 492 |
| PF06 | 12 | 132.1 | 143.8 | 341 | 492 |
| PF07 | 12 | 132.1 | 84.5 | 341 | 492 |
| PF08 | 20 | 259.9 | 176.9 | 341 | 492 |
| PF09 | 20 | 308.0 | 300.0 | 341 | 492 |
| PF10 | 20 | 333.2 | 309.6 | 341 | 492 |
| PF11 | 16 | 189.3 | 123.1 | 341 | 492 |
| PF12 | 16 | 189.1 | 122.7 | 341 | 492 |
| PF13 | 16 | 189.5 | 197.5 | 341 | 492 |
| PF14 | 12 | 132.7 | 91.5 | 341 | 492 |
| PF15 | 12 | 134.2 | 120.9 | 341 | 492 |

Çizelge 5.1 ve 5.2'de yer verilen kesme kuvvetleri karşılaştırılmasında fazlaca bir fark yokken, devrilme momentleri için bu fark çok açılmıştır. Pimler tasarım için dikkate alınan devrilme momentinin 3-4 katı (yük faktörleriyle artırılan kuvvetlerin 2-3 katı) kadar devrilme momentlerine maruz kalmaktadırlar. Ancak, bu veriler mevcut bulunan bütün prefabrik yapıların makas kirişlerinin devrilmeye karşı güvensiz olduğu anlamına gelmemelidir. Bu veriler, hesap yönteminin güvensizliğini ve yük faktörlerinin yetersizliğini ortaya koymaktadır. Mevcut binalardaki bu bağlantılar ise

tasarım aşamasında çoğu kez tercih edilen fakat ekonomik olmayan fazladan tasarım (over-design) sebebiyle güvenli de olabilir. Çizelge 5.6'da bu olasılık üzerinde durularak Ø20 ve Ø24 çift pimli bağlantının devrilme momenti taşıma kapasitesi ile bu bağlantılara gelen devrilme momentleri karşılaştırılmıştır. Çizelgede görüldüğü gibi Ø20 çift pimli bağlantı bir modeldekiler haricindeki tüm kirişlerde devrilmeye karşı yeterlidir. Ø24'lük bağlantı ise tüm modeller için yeterlidir.



Şekil 5.18: Ara Kolon Maksimum Kesme Kuvveti – Ara Kiriş Ucunda Kesme Kuvveti

Aslında, kesme kuvvetleri arasında çok büyük farkların olmayışı, kesme kuvvetinin doğru hesaplandığı anlamına gelmez. Makas kirişi deprem kesme kuvveti, doğrudan ağırlık ve deprem büyüklüğüyle orantılı olarak hesaplanmaktadır. Halbuki, doğrusal ötesi davranan bir sistemde sistemin akma anındaki taban kesme kuvvetinin değişmesi bütün sistemde elemanlara gelen yükü de çok değiştirir. Şekil 5.18'de daha büyük kesme kuvveti etkisine maruz ara kirişlerin bir ucundaki deprem kesme kuvveti ile altındaki kolona gelebilecek maksimum kesme kuvveti beraberce çizilmiştir. Kolonun eğilme kapasitesine ulaştığında taşıyacağı maksimum kesme kuvveti ise Denklem 5.3'teki gibi hesaplanmıştır.

$$V_{kolon} = \frac{M_{r,kolon}}{H_{kat}} \quad (\text{Denklem 5.3})$$

V_{kolon} : Kolon eğilme kapasitesine ulaştığında taşıyacağı kesme kuvveti

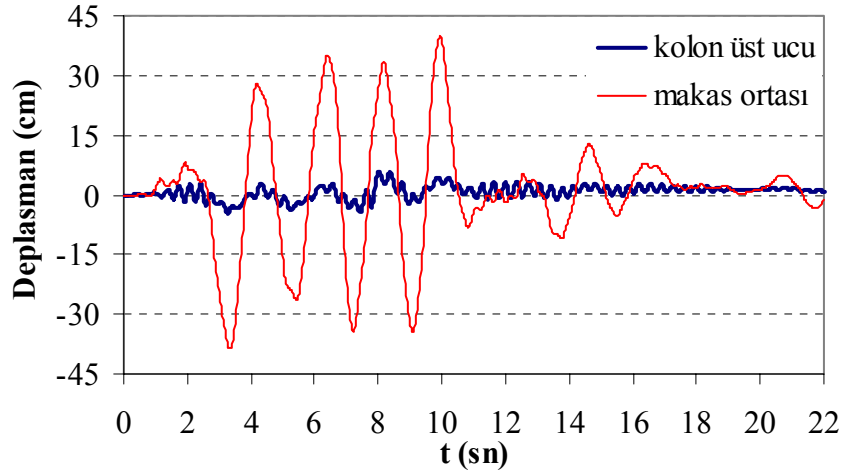
$M_{r,kolon}$: Kolonun pekleşmeli moment taşıma kapasitesi

H_{kat} : Kat yüksekliği

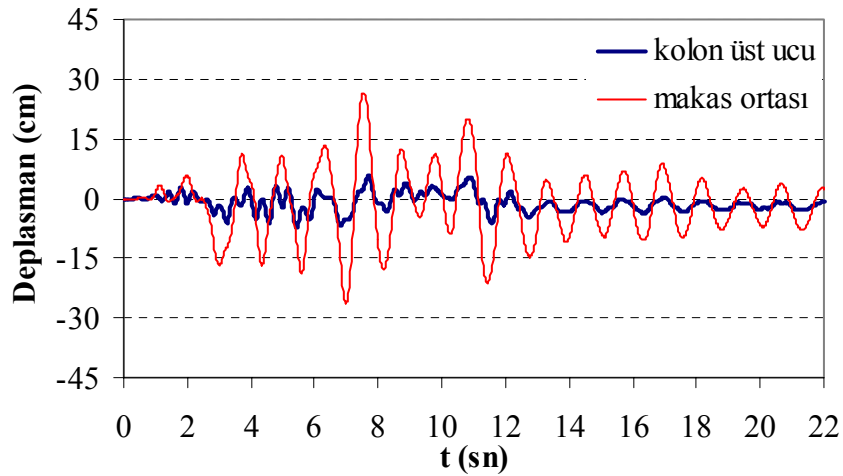
Şekilde de görüldüğü gibi kiriş ucunda oluşan kesme kuvveti kolonun moment kapasitesinden hesaplanan kesme kuvvetini bir iki istisnai durumda atalet kuvvetleri sebebiyle aşmışsa da genellikle kolonun kapasitesinin altında kalmıştır ve aslında böyle de olması gerekir. Şu an kullanılan hesap yöntemi de yakın kesme kuvveti değerleri vermekte ise de, fazladan tasarım veya muhtemel bir yönetmelik değişikliğinde taban kesme kuvveti hesabının değişmesi gibi kolona gelecek kesmeyi artıracak her şey, bu yöntemi güvensizliğe sürükleyecektir. Dolayısıyla, kiriş ucunda kesme kuvveti hesabı için kapasite tasarımı yapılmalı, kolonlar boyutlandırılıp, betonarme hesabı yapıldıktan sonra, moment kapasiteleri bulunarak, Denklem 5.3'de verilen formülle kolon moment kapasitesine ulaştığında taşıyacağı kesme kuvveti bulunmalıdır. Makas kirişinin bir ucuna gelecek kesme kuvveti için hesap yapılmadan bu kuvvet yük katsayıları ile artırılarak kullanılmalıdır.

Hesaplama yöntemi yanlış olmasına rağmen, hesaplanan kesme kuvveti analizler neticesinde çok fazla değişmezken devrilme momentinin bu derece değişmesinin bir tek sebebi vardır: Yanlış bir algılama ile makas kirişi ve üzerindeki ağırlığın devrilmeye karşı koyan bir kuvvet olarak görülmektedir. Piyasada halen kullanılmakta olan Zorbozan ve diğ., (1998) tarafından önerilen hesap yönteminin temel varsayımı da bu şekildedir. Halbuki, oldukça uzun olan ve düşey eksen etrafında atalet momenti göreceli olarak çok küçük olan bu kirişler yatay yükler altında yanal sehim yaparak ağırlık merkezleri çoğunlukla mesnette oturduğu alanın dışına çıkarak ağırlıkları devirmeye çalışan kuvvet haline dönüşmektedir. Dolayısıyla deprem kesme kuvvetlerinin yakın

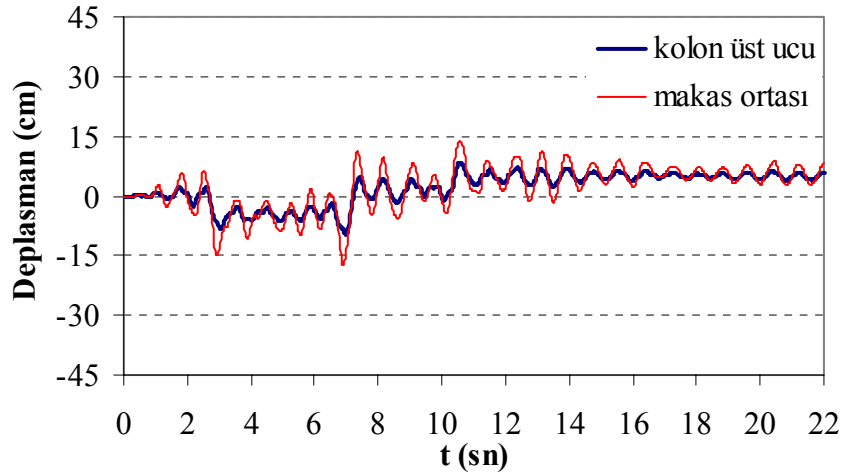
olmasına rağmen çok daha büyük devrilme momentleri kiriş uçlarında oluşabilmektedir. Makas kirişinin orta noktası ve kolon tepe deplasmanının 20, 16 ve 12 metrelik makas kirişi uzunlukları için birer adet grafiği Şekil 5.19, 5.20 ve 5.21’de sunduktan sonra, diğer modellere ait maksimum deplasmanlar ve maksimum göreceli deplasmanlar çizelge halinde verilmiştir.



Şekil 5.19: Makas Kirişi Ortası ve Kolon Üst Ucu Deplasmanı (20m’lik Kiriş - PF01 – Z3B Depremi)



Şekil 5.20: Makas Kirişi Ortası ve Kolon Üst Ucu Deplasmanı (16m’lik Kiriş - PF04 – Z3B Depremi)



Şekil 5.21. Makas Kirişi Ortası ve Kolon Üst Ucu Deplasmanı (12m'lik Kiriş - PF06 – Z3B Depremi)

Çizelge 5.7'de kolon üst uçlarının maksimum deplasmanları ile kiriş orta noktalarının deplasmanları her deprem için yan yana verilmiştir. Çizelge 5.8'de ise kiriş orta noktasının kolon üst ucuna göre maksimum rölatif ötelenmesine yer verilmiştir. Şekil 5.19, 5.20 ve 5.21 incelendiğinde 20 metre makas kirişi uzunluğuna sahip modelin makas kirişi orta noktasının kolon üst ucuna göre yaptığı büyük deplasman hemen göze çarpmaktadır. 16 ve 12 metrelik kiriş uzunluklarında bu deplasman farkı gözle görülür şekilde azalmakta 12 metrelik kiriş uzunluğu için makul seviyelere inmektedir. Düşey eksen etrafında oldukça narin olan bu kirişler deprem etkisiyle gelen yanıl yük dolayısıyla bu eksen etrafında eğilmeye zorlanmaktadır. Düzgün yayılı yatay yük altındaki iki ucundan mafsallı bir kirişin orta noktasının yatay sehimi şu formülle bulunabilir:

$$\Delta = \frac{5 \cdot w \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} \quad (\text{Denlem 5.4})$$

Δ : Kiriş yatay sehimi

w : Düzgün yayılı yük

L : Kiriş uzunluğu

E : Elastisite modülü

I : Atalet momenti

Çizelge 5.7: Kolon Üst Uçlarının ve Kiriş Orta Noktalarının Maksimum Deplasmanı

| Model | Deprem1 (cm) | | Deprem2 (cm) | | Deprem3 (cm) | | Deprem4 (cm) | | Deprem5 (cm) | | Ortalama (cm) | |
|-------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|------------------|-----------------|
| | kolon üstü | kiriş ortası | kolon üstü | kiriş ortası | kolon üstü | kiriş ortası | kolon üstü | kiriş ortası | kolon üstü | kiriş ortası | kolon üstü | kiriş ortası |
| PF01 | 10.6 | 46.8 | 5.7 | 39.9 | 7.4 | 48.5 | 5.3 | 42.4 | 8.9 | 41.3 | 7.6 | 43.8 |
| PF02 | 9.9 | 49.4 | 12.1 | 41.9 | 7.5 | 41.5 | 7.4 | 44.7 | 15.2 | 45.6 | 10.4 | 44.6 |
| PF03 | 7.7 | 17.9 | 9.1 | 19.6 | 8.6 | 23.0 | 12.7 | 21.8 | 9.6 | 21.0 | 9.6 | 20.6 |
| PF04 | 9.7 | 29.1 | 7.2 | 26.6 | 8.7 | 30.0 | 13.9 | 35.4 | 8.6 | 24.6 | 9.6 | 29.1 |
| PF05 | 6.4 | 11.4 | 8.2 | 12.8 | 9.4 | 13.2 | 15.3 | 20.8 | 7.9 | 13.4 | 9.5 | 14.3 |
| PF06 | 13.3 | 21.1 | 9.7 | 17.3 | 7.4 | 13.8 | 9.2 | 15.0 | 9.4 | 15.9 | 9.8 | 16.6 |
| PF07 | 11.2 | 15.3 | 9.5 | 13.2 | 17.7 | 23.9 | 24.0 | 29.0 | 16.4 | 21.1 | 15.8 | 20.5 |
| PF08 | 10.5 | 31.2 | 14.7 | 36.7 | 10.8 | 32.5 | 10.3 | 32.7 | 16.5 | 37.1 | 12.6 | 34.0 |
| PF09 | 12.1 | 47.3 | 11.4 | 41.3 | 12.5 | 47.0 | 9.8 | 46.2 | 16.2 | 49.3 | 12.4 | 46.2 |
| PF10 | 17.2 | 50.9 | 16.0 | 42.7 | 12.6 | 42.7 | 11.1 | 48.4 | 23.6 | 55.8 | 16.1 | 48.1 |
| PF11 | 7.2 | 14.5 | 7.2 | 18.5 | 9.5 | 20.0 | 16.7 | 24.8 | 8.1 | 22.9 | 9.7 | 20.2 |
| PF12 | 10.8 | 19.3 | 11.3 | 24.9 | 15.6 | 27.3 | 16.3 | 26.3 | 10.9 | 19.7 | 13.0 | 23.5 |
| PF13 | 9.0 | 27.0 | 24.5 | 40.7 | 18.8 | 34.5 | 12.0 | 30.1 | 13.5 | 28.6 | 15.5 | 32.2 |
| PF14 | 17.8 | 23.6 | 17.7 | 21.5 | 18.0 | 22.7 | 18.1 | 24.9 | 12.5 | 18.6 | 16.8 | 22.3 |
| PF15 | 13.8 | 21.8 | 10.4 | 17.6 | 19.6 | 26.1 | 27.6 | 35.0 | 15.9 | 23.2 | 17.5 | 24.7 |

Kiriş kesiti değişken olduğu için atalet momenti değişkendir. Fakat düşey eksen etrafında bu değişim çok fazla olmaz. Her uzunluk için ortalama atalet momentleri kullanılabilir. Kiriş uzunluğu 20 metreden 12 metreye düşerken, atalet momentinde ancak %10'luk bir azalma olur. Elastisite modülü ve düzgün yayılı yükün aynı olduğu kabul edilirse, kiriş uzunluğunun 12 metreden 20 metreye çıkması sehmin (uzunluğun dördüncü kuvvetiyle orantılı olması dolayısıyla) yaklaşık 7.7 kat artmasına yol açar. Grafiklerde verilen durum diğer modeller için rakamsal olarak Çizelge 5.7'de incelenebilir. Çizelge 5.8'de ise kiriş orta noktası ile kolon üst ucu arasındaki deplasman farkının maksimumları verilmiştir. Bu çizelge, Çizelge 5.7'de verilen rakamların farkını vermemektedir. Kolon ucu ve kiriş ortasının maksimum

deplasmanları farklı zamanlarda olabilmektedir. Dolayısıyla her zaman adımında bu iki deplasmanın farkları bulunarak bu farkın maksimumları bu çizelgenin oluşturulmasında kullanılmıştır.

Çizelge 5.8: Makas Kirişi Orta Noktası Rölatif Ötelenmesi (cm)

| Model | Deprem1 | Deprem2 | Deprem3 | Deprem4 | Deprem5 | Ortalama |
|-------|---------|---------|---------|---------|---------|----------|
| PF01 | 39.50 | 36.22 | 42.25 | 40.67 | 35.63 | 38.85 |
| PF02 | 42.68 | 36.25 | 37.64 | 40.95 | 36.81 | 38.87 |
| PF03 | 13.16 | 14.35 | 16.73 | 13.67 | 14.97 | 14.58 |
| PF04 | 24.61 | 24.18 | 22.69 | 25.69 | 18.19 | 23.07 |
| PF05 | 5.76 | 5.84 | 5.76 | 7.20 | 6.07 | 6.13 |
| PF06 | 10.33 | 9.07 | 9.35 | 10.01 | 9.15 | 9.58 |
| PF07 | 5.43 | 4.92 | 6.37 | 6.01 | 5.67 | 5.68 |
| PF08 | 23.36 | 30.29 | 26.50 | 25.57 | 26.30 | 26.41 |
| PF09 | 41.48 | 30.71 | 37.32 | 38.27 | 34.88 | 36.53 |
| PF10 | 40.72 | 36.17 | 36.07 | 41.01 | 34.93 | 37.78 |
| PF11 | 12.61 | 13.52 | 14.79 | 11.43 | 15.26 | 13.52 |
| PF12 | 11.32 | 14.09 | 16.56 | 14.88 | 13.36 | 14.04 |
| PF13 | 21.27 | 23.04 | 19.53 | 21.33 | 21.07 | 21.25 |
| PF14 | 8.41 | 7.81 | 6.41 | 8.37 | 7.74 | 7.75 |
| PF15 | 9.18 | 8.84 | 7.46 | 9.79 | 9.24 | 8.90 |

5.4. Doğrusal Olmayan İtme Analizi Sonuçları

Doğrusal olmayan itme analizi, bir yapının deprem performansını belirlemek için kullanılan yöntemlerden birisidir. Ancak bu analiz, bir yapının belirli bir depremde göstereceği performansı belirlemek için tek başına yeterli değildir. İtme analizi neticesinde bulunan kapasite eğrisini kullanarak belli bir deprem talebi için yapının göstereceği performansı belirlemek için çeşitli yöntemler mevcuttur. Bu bölümde her iki doğrultudaki itme analizlerinden elde edilen kapasite eğrilerine ve ATC-40'da tanımlanan kapasite spektrumu yönteminin A prosedürü kullanılarak bulunan performans seviyeleri verilecektir. Verilerin çokluğu gözönüne alınarak veriler çizelge olarak sunulmuştur.

Çizelge 5.9: X Yönünde Kapasite Eğrileri

| Model | d_y (cm) | V_y (ton) | d_u (cm) | V_u (ton) |
|-------|------------|-------------|------------|-------------|
| PF01 | 3.6 | 36.3 | 14.9 | 33.6 |
| PF02 | 5.2 | 34.0 | 23.3 | 30.7 |
| PF03 | 4.8 | 21.2 | 25.9 | 18.5 |
| PF04 | 4.6 | 31.6 | 25.9 | -28.8 |
| PF05 | 4.1 | 15.2 | 19.1 | 14.2 |
| PF06 | 3.6 | 23.7 | 18.2 | 22.5 |
| PF07 | 5.5 | 15.2 | 25.0 | 13.6 |
| PF08 | 5.2 | 18.7 | 16.2 | 17.3 |
| PF09 | 4.5 | 28.9 | 15.9 | 27.4 |
| PF10 | 6.3 | 27.6 | 22.4 | 24.8 |
| PF11 | 4.8 | 17.4 | 17.1 | 16.2 |
| PF12 | 6.2 | 16.6 | 25.1 | 14.8 |
| PF13 | 5.8 | 26.0 | 24.6 | 23.7 |
| PF14 | 4.9 | 18.6 | 17.6 | 18.0 |
| PF15 | 5.4 | 24.3 | 25.7 | 22.3 |

Çizelge 5.9’da çatı kirişine dik yöndeki itme analizi sonucu elde edilmiş kapasite eğrilerine ait noktalar verilmiştir. Bu eğrilerdeki taban kesme kuvveti tüm kolonların tabanlarında oluşan kesme kuvvetleri toplamıdır. Çizelge 5.10’da ise çatı kirişi yönündeki itme analizine ait sonuçlara yer verilmiştir. Bu çizelgedeki taban kesme kuvveti ise daha kritik olan ara makastaki iki kolonun alt uçlarında oluşan kesme kuvveti toplamıdır.

Her iki yöndeki itme analizi neticesinde elde edilen kapasite eğrileri kapasite spektrumuna dönüştürülmüş ve binaların buldukları zeminlere uygun elastik ivme spektrumları ile ATC-40’da ayrıntıları verilen kapasite spektrumu yönteminin A prosedürü kullanılarak yapıya ait performans noktaları bulunmuştur. Çizelge 5.11’de bulunan performans noktalarının deplasmanlarına yer verilmiştir.

Çizelge 5.10: Y Yönünde Kapasite Eğrileri

| Model | d_y (cm) | V_y (ton) | d_u (cm) | V_u (ton) |
|-------|------------|-------------|------------|-------------|
| PF01 | 3.5 | 10.0 | 14.7 | 9.8 |
| PF02 | 4.9 | 9.0 | 23.1 | 8.7 |
| PF03 | 4.7 | 5.7 | 25.9 | 5.5 |
| PF04 | 4.6 | 8.4 | 25.7 | 8.1 |
| PF05 | 3.9 | 4.1 | 19.0 | 4.2 |
| PF06 | 3.6 | 6.4 | 18.1 | 6.5 |
| PF07 | 5.4 | 4.1 | 28.4 | 3.9 |
| PF08 | 5.1 | 5.3 | 16.0 | 5.3 |
| PF09 | 4.4 | 7.8 | 15.7 | 8.0 |
| PF10 | 6.3 | 7.4 | 22.1 | 7.2 |
| PF11 | 4.7 | 4.9 | 16.9 | 5.0 |
| PF12 | 6.0 | 4.5 | 25.0 | 4.5 |
| PF13 | 5.7 | 6.9 | 24.4 | 6.7 |
| PF14 | 4.9 | 5.0 | 17.4 | 5.2 |
| PF15 | 5.4 | 6.5 | 25.6 | 6.3 |

Çizelge 5.11: X ve Y Yönünde Performans Noktaları

(Kolon Üst Ucu Deplasmanı)

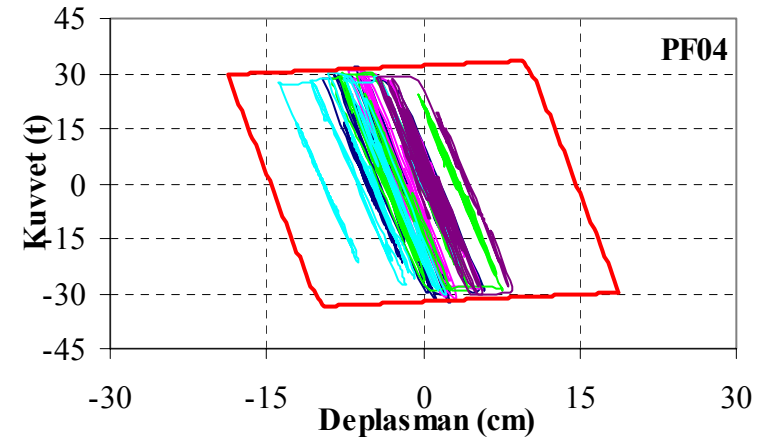
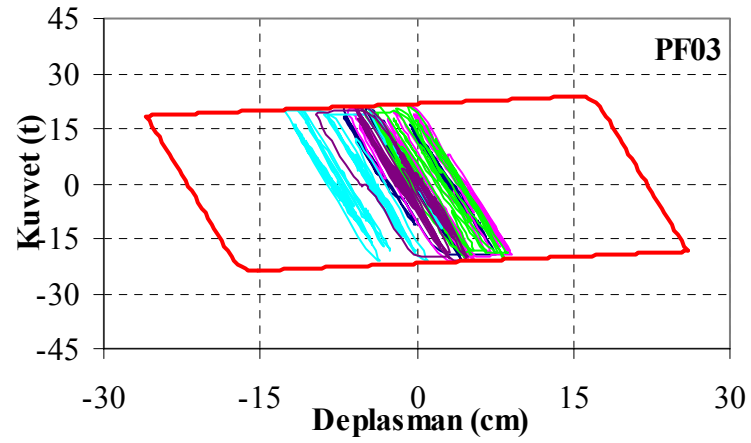
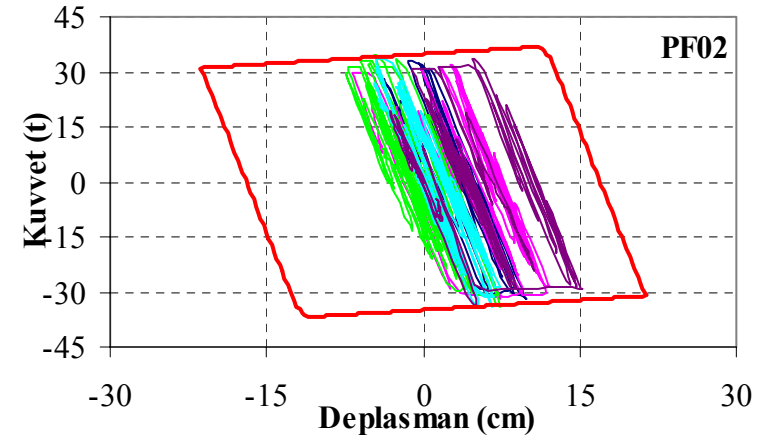
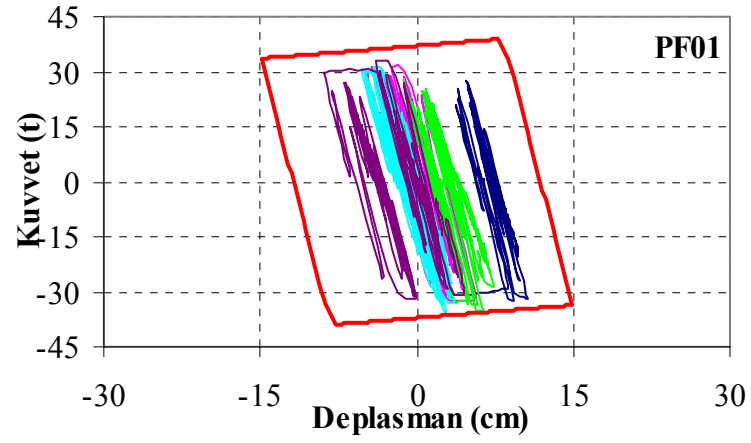
| Model | X yönü d_p (cm) | Y yönü d_p (cm) |
|-------|----------------------|----------------------|
| PF01 | 6.02 | 8.51 |
| PF02 | 8.32 | 11.95 |
| PF03 | 8.09 | 9.97 |
| PF04 | 9.28 | 11.95 |
| PF05 | 6.88 | 8.57 |
| PF06 | 7.52 | 10.10 |
| PF07 | 9.30 | 11.00 |
| PF08 | 8.25 | 9.65 |
| PF09 | 8.00 | 10.88 |
| PF10 | 11.10 | 14.75 |
| PF11 | 7.49 | 8.88 |
| PF12 | 9.95 | 11.72 |
| PF13 | 10.24 | 13.70 |
| PF14 | 9.99 | 12.78 |
| PF15 | 10.20 | 12.75 |

5.5. İtme Analizi – Kapasite Spektrumu Yöntemi ve Zaman Tanım Alanında Analiz Sonuçlarının Karşılaştırılması

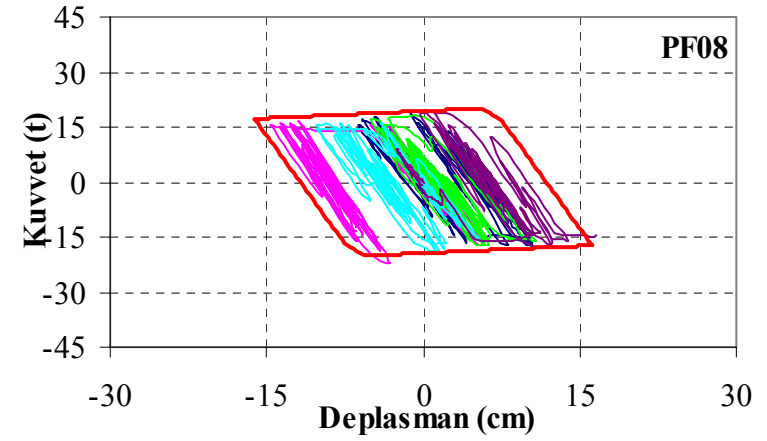
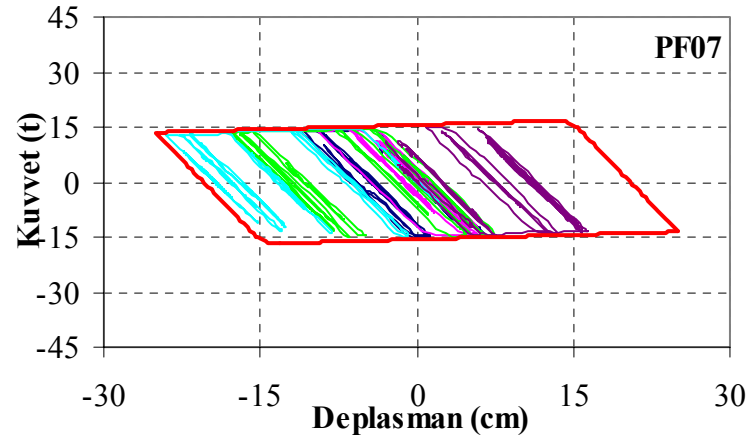
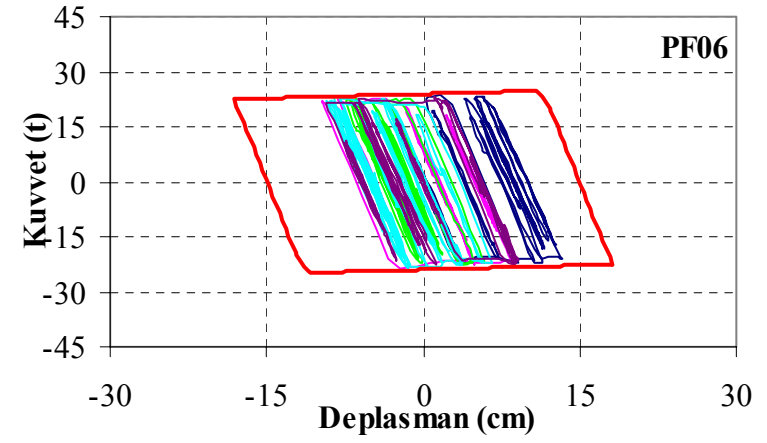
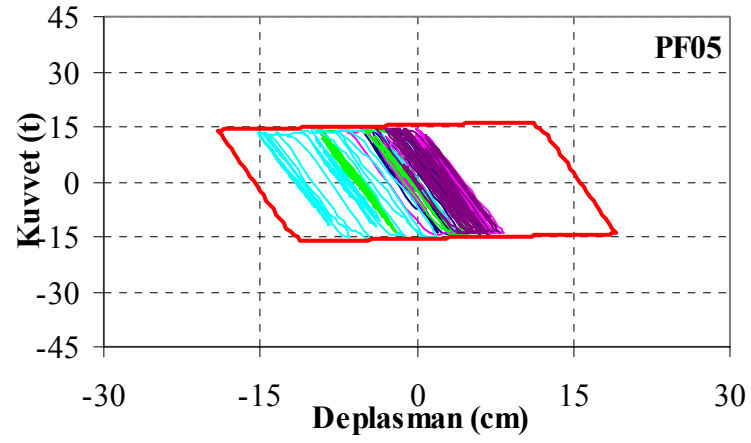
5.5.1 Histerisis Çevrimlerinin Karşılaştırılması

İtme analizlerinden elde edilen histerisis çevrimleri ile her modelin zaman tanım alanında beş ayrı ivme kaydından elde edilmiş histerisis çevrimleri Şekil 5.22 ve 5.25’de verilmiştir. Şekil 5.22’de x yönündeki deprem etkisinde elde edilen histerisis çevrimleri ve itme analizinden elde edilen histerisis çevrimi birlikte çizilmiştir. Şekil 5.25’de ise y yönündeki deprem etkisindeki çerçevelerin durumuna yer verilmiştir. Zaman tanım alanında analiz sonuçları değerlendirilirken, hangi modellerin hangi deplasman seviyelerine ve plastik mafsallaşma oranlarına ulaştığına değinildiği için burada bu konuya değinilmemiş sadece çevrimlerin benzerliği karşılaştırılmıştır.

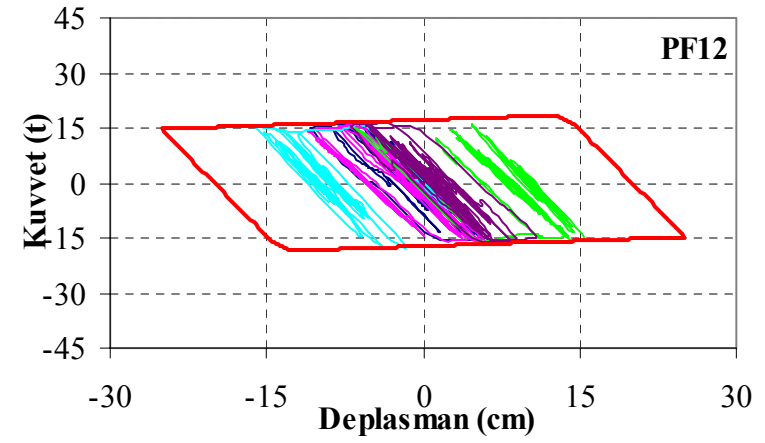
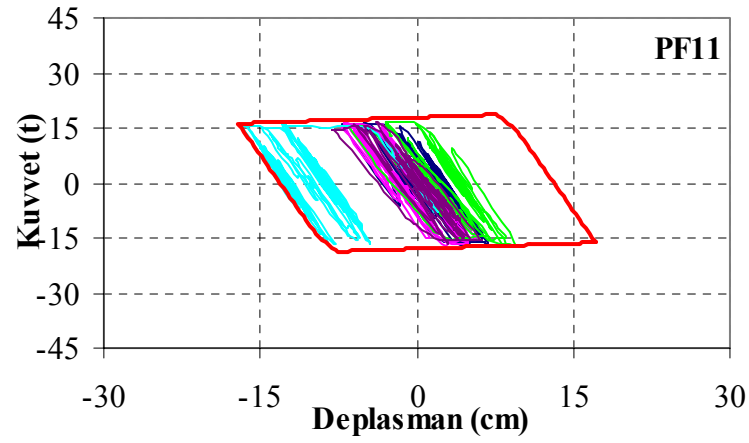
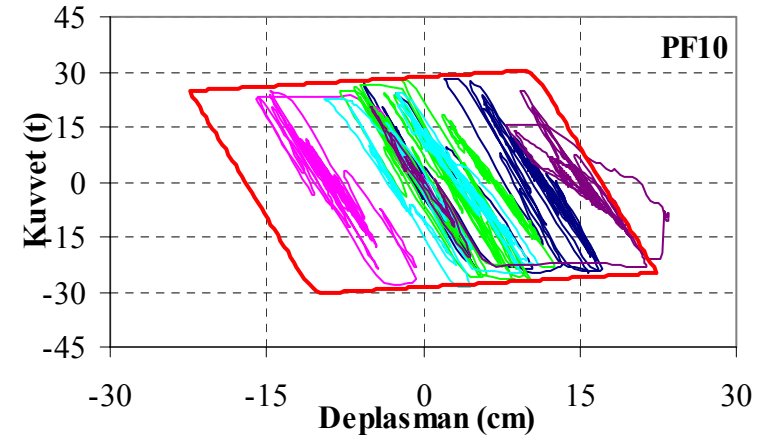
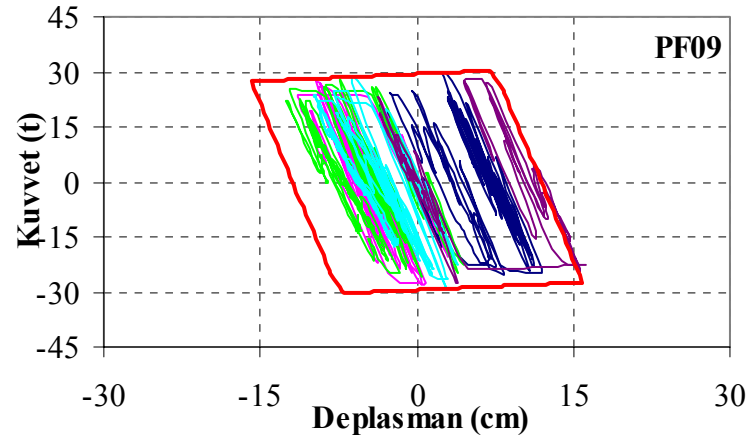
Grafikler incelendiğinde, zaman tanım alanında analiz sonuçlarıyla itme analizi sonuçları arasında uyumluluk olduğu hemen görülebilir. Modeller her iki analizde de yaklaşık aynı taban kesme kuvveti seviyelerine kadar çıkmış, kuvvet deplasman grafiklerinin eğimleri olması gerektiği gibi benzer bulunmuştur. Bunlar analiz sonuçlarında bir hata olmadığını da göstermektedir. Analiz sonucunda, x yönünde bazı modellerin itme analizinden elde edilen histerisis çevrimine ulaşmadan aktığı (PF01-P09 gibi) bazılarının ise bu eğrinin dışına taşıdığı görülmektedir. Bu itme şeklinden kaynaklanan bir durumdur. Özellikle birinci titreşim modu haricinde başka modların da katkısının yüksek olduğu sistemlerde tek bir itme şekli bina kapasitesini tam olarak yansıtamaz. Ancak belirlemiş olduğumuz itme şeklinin bina kapasitesini yansıtmaya açısından oldukça iyi ve yeterli olduğu Şekil 5.22’deki grafiklerin incelenmesi sonucunda görülecektir.



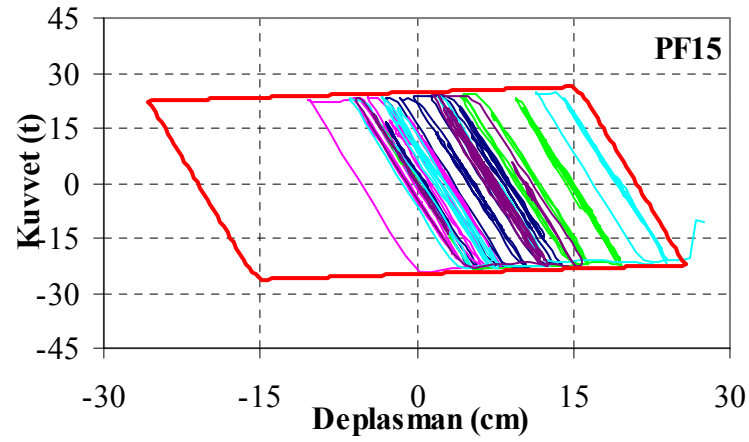
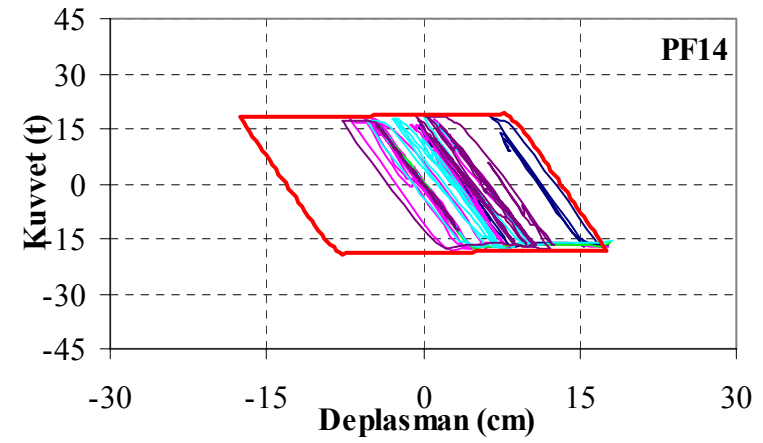
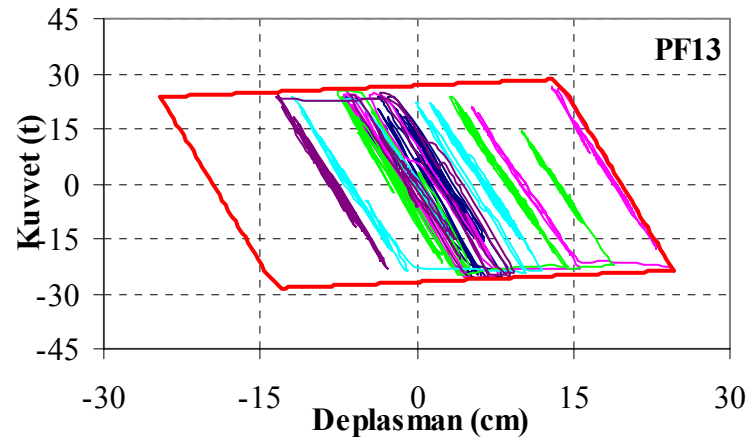
Şekil 5.22: İtme Analizi ve Zaman Tanım Alanında Analiz Histerisis Çevrimleri (X Yönü) PF01, PF02, PF03, PF04



Şekil 5.22: İtme analizi ve zaman tanım alanında analiz histerisis çevrimleri (x yönü) PF05, PF06, PF07, PF08



Şekil 5.22: İtme analizi ve zaman tanım alanında analiz histerisis çevrimleri (x yönü) PF09, PF10, PF11, PF12



- Deprem 1
- Deprem 2
- Deprem 3
- Deprem 4
- Deprem 5
- itme analizi

Şekil 5.22 İtme analizi ve zaman tanım alanında analiz histerisis çevrimleri (x yönü) PF13, PF14, PF15

Y yönünde ise tepe deplasmanı ile taban kesme kuvvetini bir arada çizdirerek yorumlayabilmek mümkün değildir. Çünkü periyodu birbirinden farklı çerçeveler, aynı anda farklı yönlere doğru deplasman yapabilmektedirler. Bu eğriler de bir histerisis çevrimine benzememektedir. PF01 modeline ait makasa paralel yöndeki taban kesme kuvveti - çatı deplasmanı grafiği Şekil 5.23’de verilmiştir. Grafiğin istenilen şekilde olmadığı açıktır. Binada henüz hiçbir elemanda mafsallaşma olmamışken eğrinin doğrusal olması beklenmektedir. Ancak eğri doğrusal değildir. Çünkü çatı deplasmanı tek bir noktadan alınmaktadır. Çatı deplasmanın alındığı çerçevede oluşan taban kesme kuvveti bu deplasmanla ilişkili ise de diğer çerçevede oluşan taban kesme kuvvetinin bu deplasmanla ilişkili olması beklenemez. Çatı deplasmanın hangi çerçeveye göre çizileceği sorunu burada ortaya çıkmaktadır. Grafiği istenilen şekle sokmak için denklem 5.3’deki gibi bir düzenleme yapılabilir.

$$V_1 = k_1 \cdot d_1 \quad (\text{Denklem 5.3a})$$

$$V_2 = k_2 \cdot d_2 \quad (\text{Denklem 5.3b})$$

$k_1 = k_2 = k$ ise

$$V_t = V_1 + V_2 \quad (\text{Denklem 5.3c})$$

$$V_t = k \cdot (d_1 + d_2) \quad (\text{Denklem 5.3d})$$

V_1 : birinci çerçeve taban kesme kuvveti

V_2 : ikinci çerçeve taban kesme kuvveti

d_1 : birinci çerçeve tepe deplasmanı

d_2 : ikinci çerçeve tepe deplasmanı

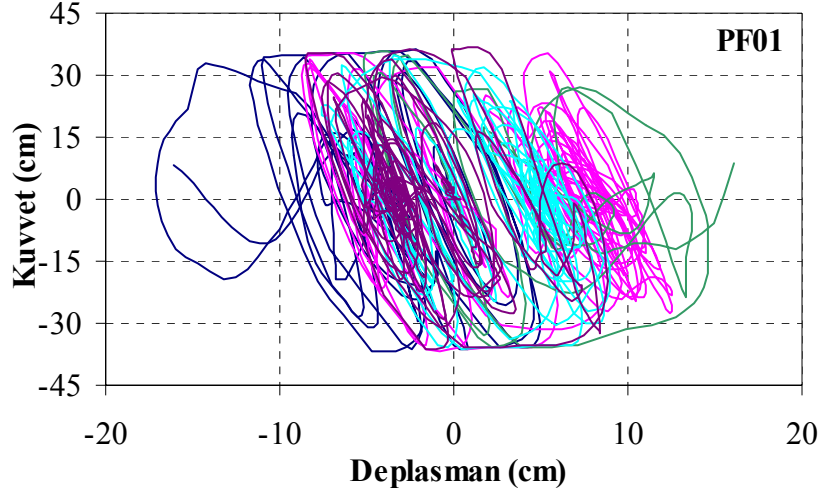
k_1 : birinci çerçeve rijitliği

k_2 : ikinci çerçeve rijitliği

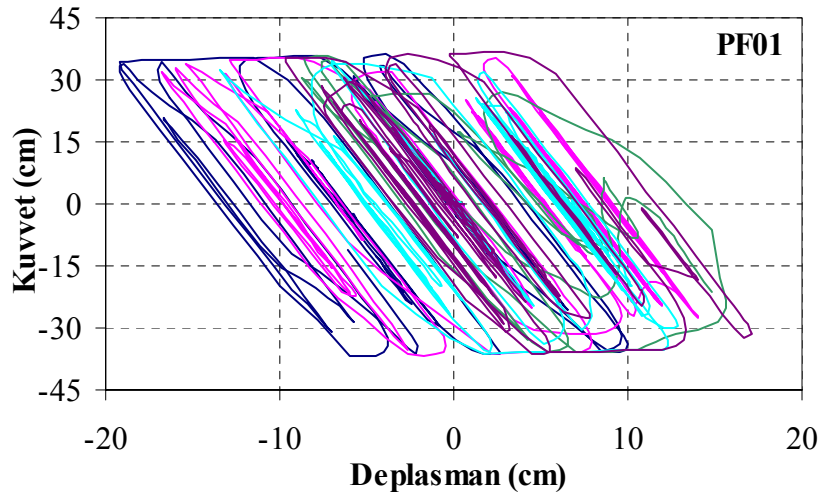
k : çerçeve rijitliği

Yani çatı deplasmanı tek bir noktadan alınmak yerine her iki çerçeveden alınarak toplanarak kullanılabilir. Bu durumda bu sorun giderilmiş olur. (Şekil 5.24) Ancak, bu

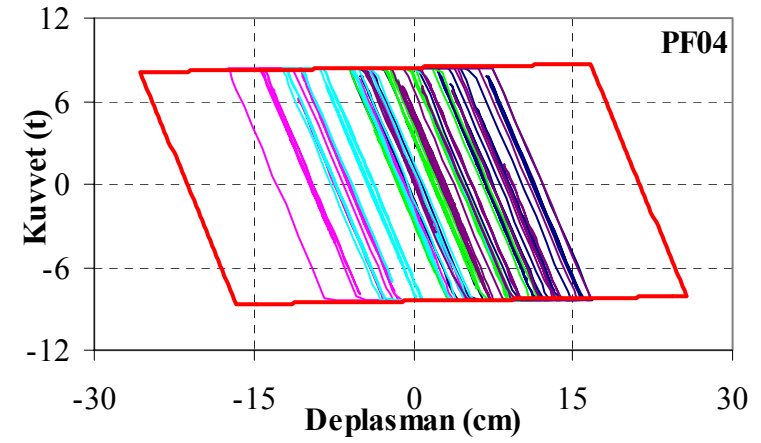
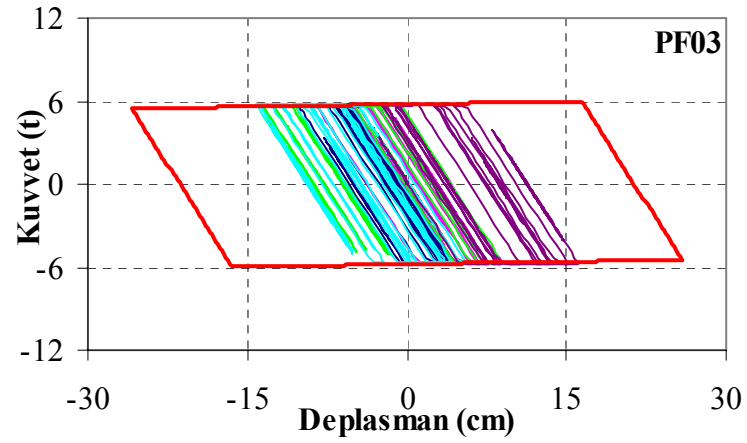
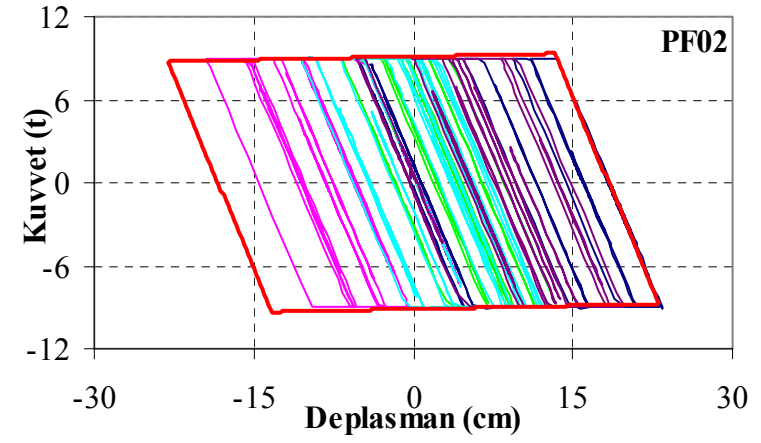
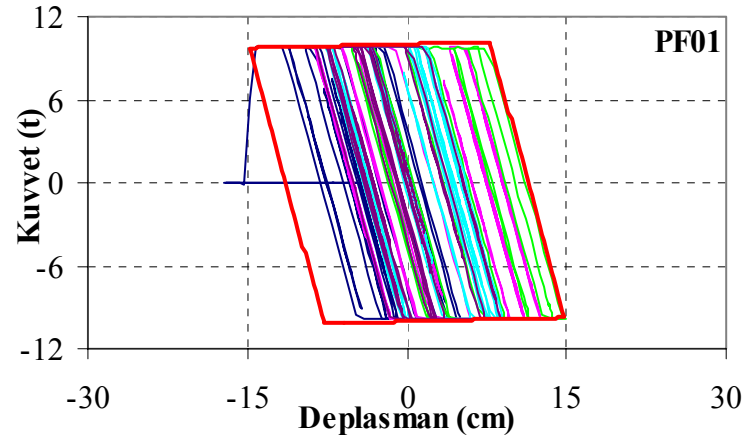
durumda da itme analizinden elde edilecek histerisis çevrimi sorun olmaktadır. Her modele uyacak bir itme şekli bulmak oldukça zahmetli ve zor bir iştir.



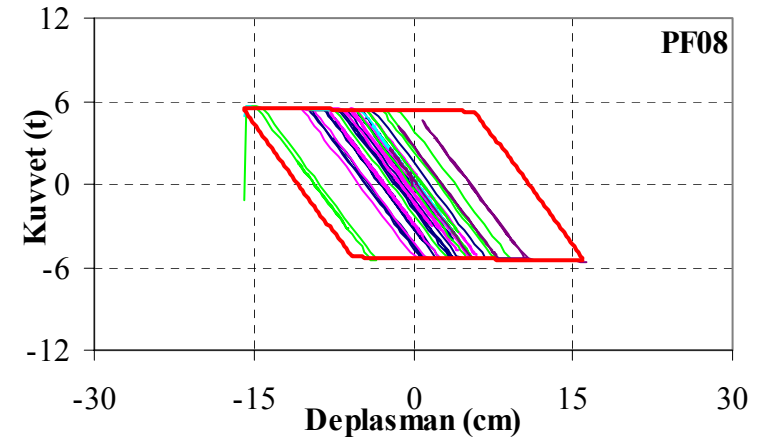
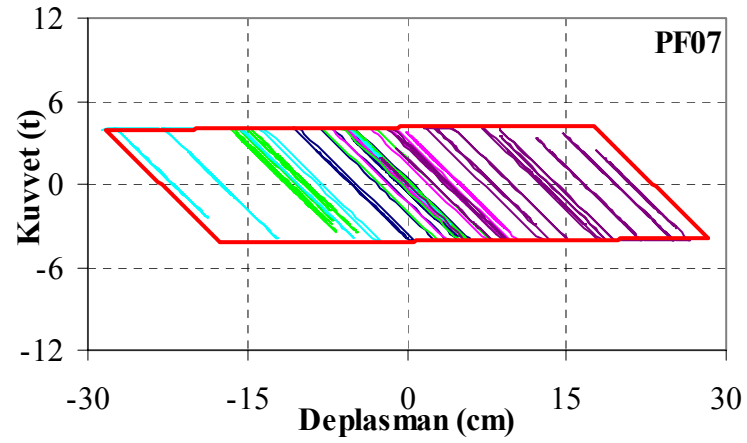
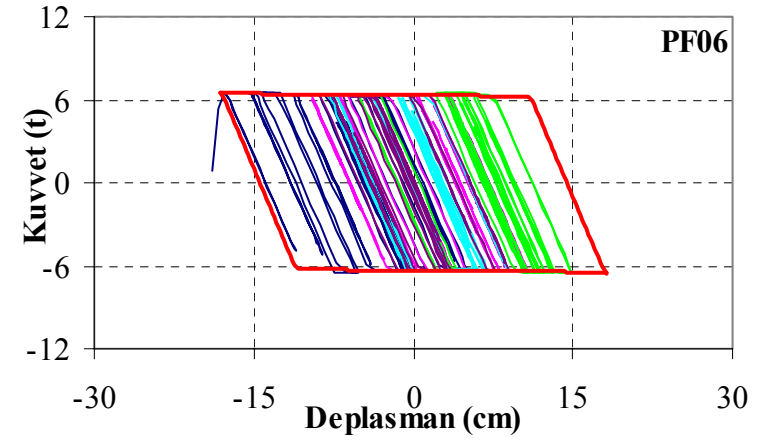
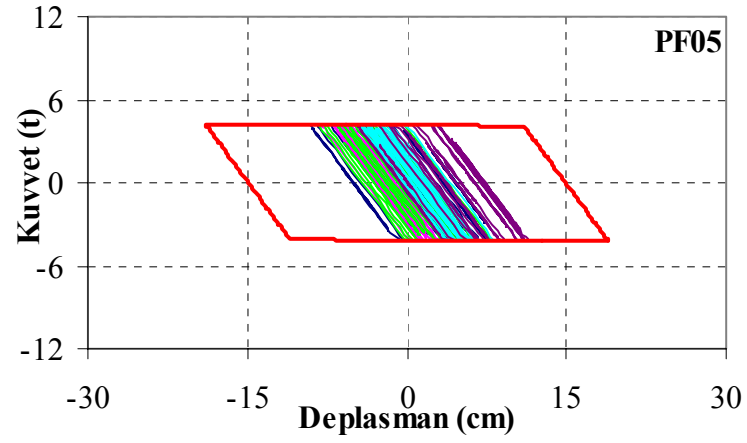
Şekil 5.23: Toplam Taban Kesme Kuvveti – Çatı Deplasmanı (Tek Noktadan) ($V_t - d_1$) (PF01)



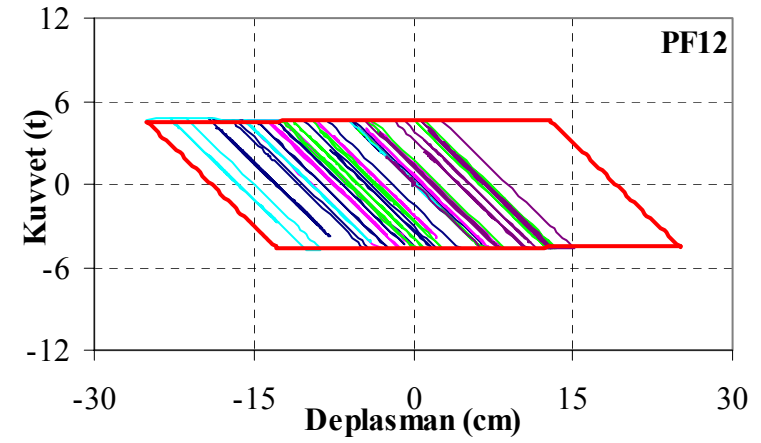
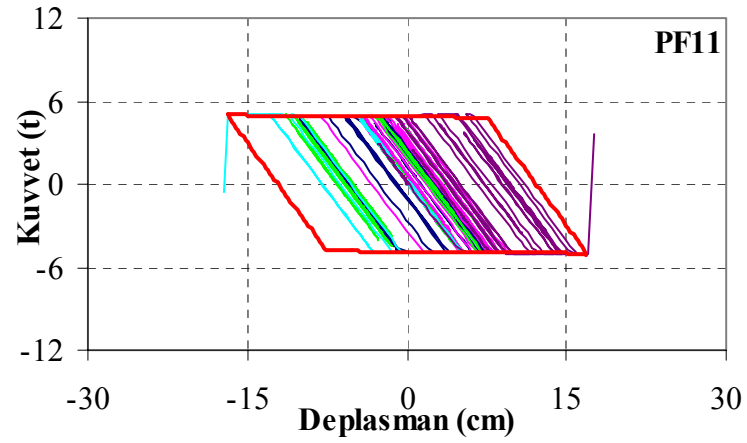
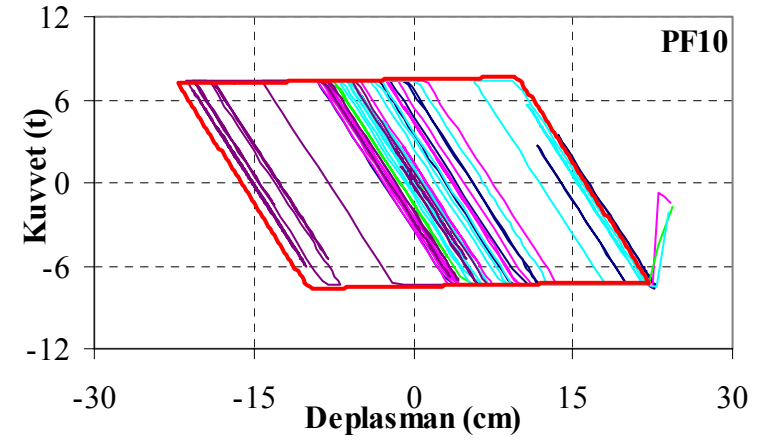
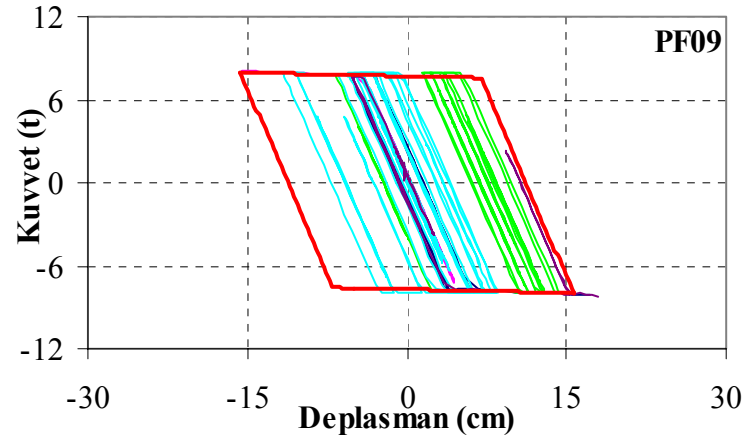
Şekil 5.24: Toplam Taban Kesme Kuvveti – Toplam Çatı Deplasmanı Grafiği
($V_t - (d_1 + d_2)$) (PF01)



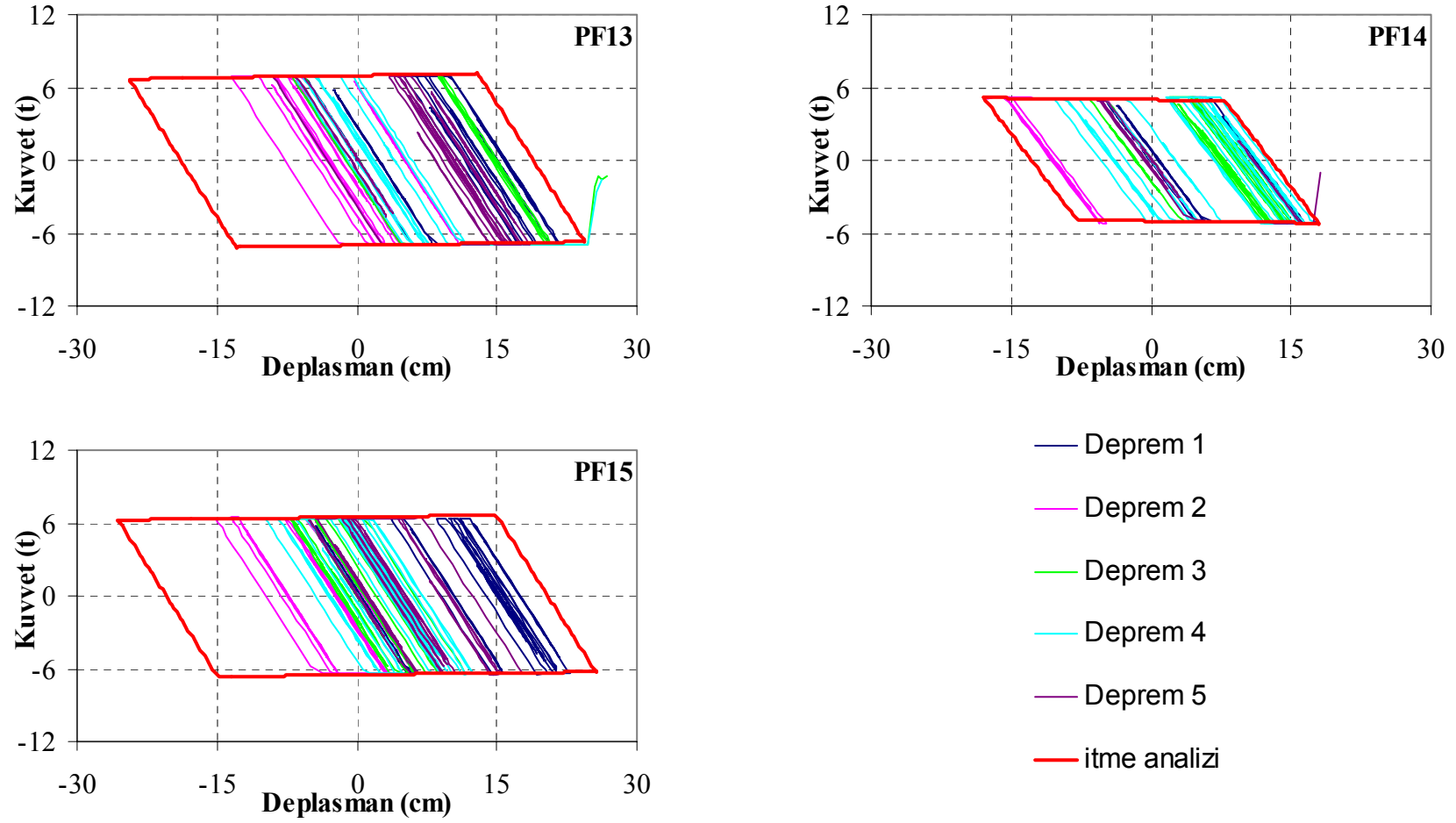
Şekil 5.25: İtme Analizi ve Zaman Tanım Alanında Analiz Histerisis Çevrimleri (Y Yönü) PF01, PF02, PF03, PF04



Şekil 5.25: İtme Analizi ve Zaman Tanım Alanında Analiz Histerisis Çevrimleri (Y Yönü) PF05, PF06, PF07, PF08



Şekil 5.25: İtme Analizi ve Zaman Tanım Alanında Analiz Histerisis Çevrimleri (Y Yönü) PF09, PF10, PF11, PF12



Şekil 5.25: İtme Analizi ve Zaman Tanım Alanında Analiz Histerisis Çevrimleri (Y Yönü) PF13, PF14, PF15

Çünkü bulunan itme şekline göre bina itildiğinde çerçevelerden biri göçtüğünde diğeri akmamış bile olabilir. Yani binanın kapasite eğrisi tam olarak elde edilemeyebilir. Çünkü birbirinden bağımsız çalışan çerçeveleri aynı anda itmek bize bina kapasitesini veremez.

Bu durumda yapılacak en iyi şey, modelleme bölümünde itme şekillerinde anlatıldığı gibi birbirinden farklı periyoda sahip çerçevelerin olduğu bu yönde binayı bir bütün halinde değil tek bir çerçeve olarak itmektir. Yapılan zaman tanım alanında analizler neticesinde en kritik çerçeve olarak belirlenen ara çerçevelerden bir tanesi itilmiştir. Şekil 5.25’de ise doğrusal ötesi zaman tanım alanında analiz ve itme analizi neticesinde elde edilen ara çerçeveye ait histerisis çevrimlerine yer verilmiştir. Verilen grafiklerde görüldüğü gibi doğrusal ötesi zaman tanım alanında analizle bulunan çevrim ile itme analizinden elde edilen çevrimler örtüşmektedir. Çünkü y yönünde makas kirişinin esnemesi gibi sistemin davranışını etkileyen bir şey yoktur. Sistem tek serbestlik dereceli konsol kolon gibi çalışmaktadır.

5.5.2. Doğrusal Ötesi Zaman Tanım Alanında Analiz Sonuçları İle Kapasite Spektrumu Yöntemi Sonuçlarının Karşılaştırılması

Kapasite spektrumu yöntemi (KSY) ve doğrusal ötesi zaman tanım alanında analiz yapıların depremlerde göstereceği performans seviyesinin belirlenmesi için kullanılabilir iki doğrusal ötesi yöntemdir. Zaman tanım alanında yapılan doğrusal ötesi analizle (ZTAA), mevcut imkanlarla ulaşılabilecek en gerçekçi ve doğru sonuçlar elde edilebilir. Ancak bu yöntem, oldukça fazla zaman ve uzmanlık isteyen külfetli bir iştir. Kapasite spektrumu yöntemi (KSY) ise oldukça basit kabullerle binaların doğrusal ötesi performanslarının tespit edilebileceği bir yöntemdir. Her basitleştirmede olduğu gibi KSY’de de bir miktar hata işe dahil olmaktadır. Önemli olan bu hatanın kabul edilebilir düzeylerde olup olmadığıdır. Bu bölümde her iki yöntemle elde edilen deplasman seviyeleri çizelgeler halinde verilmiştir. Karşılaştırmada doğrusal ötesi zaman tanım alanında analizden elde edilen ortalama deplasmana ve KSY’nin A prosedüründen elde edilen deplasmanlara yer verilmiştir.

Çizelge 5.12 ve 5.13’de yapıların x ve y yönünde her ivme kaydı için gösterdiği maksimum deplasman seviyeleri verilmiştir. Bazı yapılar, bazı depremlerde göçmüş ancak karşılaştırmada kullanabilmek amacıyla bu yapıların analiz esnasında ulaştıkları maksimum deplasman seviyeleri çizelgeye konulmuştur. Göçen binalar, hangi depremde göçtülerse, o hücre gölgelenmiştir. Çizelgelerde görüldüğü gibi aynı mukabele spektrumuna sahip bile olsalar, her bir depremin aynı binada oluşturacağı maksimum deplasmanlar, çok farklıdır. Her iki çizelge, aslında binaların depreme mukabelesinin ne kadar karmaşık olduğunu açıkça göstermektedir. Çünkü, (mukabele spektrumu) benzer depremler, aynı yapıda dahi iki kat farklı maksimum deplasmanlar doğurabilmektedir.

Çizelge 5.12: ZTAA ile X Yönü Maksimum Deplasman Seviyeleri (cm)

| Model | Deprem 1 | Deprem 2 | Deprem 3 | Deprem 4 | Deprem 5 | Ortalama deplasman |
|-------|----------|----------|----------|----------|----------|--------------------|
| PF01 | 10.61 | 5.67 | 7.38 | 5.32 | 8.91 | 7.58 |
| PF02 | 9.87 | 12.10 | 7.47 | 7.35 | 15.15 | 10.39 |
| PF03 | 7.65 | 9.12 | 8.64 | 12.72 | 9.64 | 9.55 |
| PF04 | 9.66 | 7.18 | 8.72 | 13.87 | 8.55 | 9.60 |
| PF05 | 6.36 | 8.24 | 9.43 | 15.27 | 7.93 | 9.45 |
| PF06 | 13.26 | 9.69 | 7.43 | 9.21 | 9.38 | 9.79 |
| PF07 | 11.24 | 9.47 | 17.69 | 24.04 | 16.39 | 15.77 |
| PF08 | 10.47 | 14.72 | 10.76 | 10.33 | 16.53 | 12.56 |
| PF09 | 12.05 | 11.39 | 12.49 | 9.84 | 16.20 | 12.39 |
| PF10 | 17.16 | 15.99 | 12.64 | 11.14 | 23.55 | 16.10 |
| PF11 | 7.15 | 7.19 | 9.48 | 16.73 | 8.14 | 9.74 |
| PF12 | 10.81 | 11.30 | 15.57 | 16.29 | 10.90 | 12.97 |
| PF13 | 8.96 | 24.45 | 18.79 | 11.97 | 13.48 | 15.53 |
| PF14 | 17.81 | 17.68 | 18.00 | 18.08 | 12.54 | 16.82 |
| PF15 | 13.84 | 10.39 | 19.63 | 27.59 | 15.91 | 17.47 |

Çizelge 5.13: ZTAA ile Y Yönü Maksimum Deplasman Seviyeleri (cm)

| Model | Deprem 1 | Deprem 2 | Deprem 3 | Deprem 4 | Deprem 5 | Ortalama deplasman |
|-------|----------|----------|----------|----------|----------|--------------------|
| PF01 | 15.33 | 12.56 | 16.14 | 9.01 | 8.81 | 12.37 |
| PF02 | 23.43 | 19.52 | 13.45 | 12.19 | 19.75 | 17.67 |
| PF03 | 10.25 | 8.92 | 13.86 | 14.12 | 16.09 | 12.65 |
| PF04 | 16.75 | 17.43 | 11.69 | 12.33 | 16.72 | 14.99 |
| PF05 | 9.14 | 7.99 | 8.32 | 8.19 | 11.43 | 9.01 |
| PF06 | 18.88 | 10.73 | 14.88 | 8.82 | 8.99 | 12.46 |
| PF07 | 10.71 | 10.49 | 16.76 | 28.68 | 26.60 | 18.65 |
| PF08 | 9.78 | 10.46 | 15.96 | 15.89 | 16.35 | 13.69 |
| PF09 | 17.67 | 15.47 | 14.39 | 11.67 | 22.38 | 16.32 |
| PF10 | 23.96 | 24.10 | 24.44 | 24.04 | 21.32 | 23.57 |
| PF11 | 10.39 | 9.48 | 11.42 | 17.16 | 17.68 | 13.23 |
| PF12 | 19.21 | 15.93 | 13.44 | 25.15 | 15.07 | 17.76 |
| PF13 | 21.78 | 13.46 | 26.77 | 26.29 | 18.44 | 21.35 |
| PF14 | 17.75 | 17.58 | 15.31 | 17.45 | 18.14 | 17.25 |
| PF15 | 22.85 | 15.19 | 11.69 | 12.46 | 17.72 | 15.98 |

Çizelge 5.14: Zaman Tanım Alanında Analiz ve Kapasite Spektrumu Yöntemi Kullanılarak Bulunan Performans Seviyeleri ve Karşılaştırılması (X Yönü)

| Model | ZTAA ortalaması (cm) | KSY-prosedür A | Prosedür A /ZTAA |
|-------|----------------------|----------------|------------------|
| PF01 | 7.58 | 6.02 | 0.79 |
| PF02 | 10.39 | 8.32 | 0.80 |
| PF03 | 9.55 | 8.09 | 0.85 |
| PF04 | 9.60 | 9.28 | 0.97 |
| PF05 | 9.45 | 6.88 | 0.73 |
| PF06 | 9.79 | 7.52 | 0.77 |
| PF07 | 15.77 | 9.30 | 0.59 |
| PF08 | 12.56 | 8.25 | 0.66 |
| PF09 | 12.39 | 8.00 | 0.65 |
| PF10 | 16.10 | 11.10 | 0.69 |
| PF11 | 9.74 | 7.49 | 0.77 |
| PF12 | 12.97 | 9.95 | 0.77 |
| PF13 | 15.53 | 10.24 | 0.66 |
| PF14 | 16.82 | 9.99 | 0.59 |
| PF15 | 17.47 | 10.20 | 0.58 |

Çizelge 5.15: Zaman Tanım Alanında Analiz ve Kapasite Spektrumu Yöntemi Kullanılarak Bulunan Performans Seviyeleri ve Karşılaştırılması (Y Yönü)

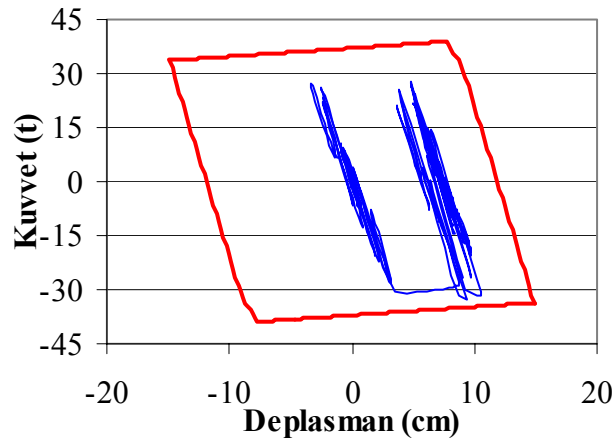
| Model | ZTAA ortalaması (cm) | KSY-prosedür A | Prosedür A /ZTAA |
|--|----------------------|----------------|------------------|
| PF01 | 12.37 | 8.51 | 0.69 |
| PF02 | 17.67 | 11.95 | 0.68 |
| PF03 | 12.65 | 9.97 | 0.79 |
| PF04 | 14.99 | 11.95 | 0.80 |
| PF05 | 9.01 | 8.57 | 0.95 |
| PF06 | 12.46 | 10.10 | 0.81 |
| PF07 | 18.65 | 11.00 | 0.59 |
| PF08 | 13.69 | 9.65 | 0.70 |
| PF09 | 16.32 | 10.88 | 0.67 |
| PF10 | 23.57 | 14.75 | 0.63 |
| PF11 | 13.23 | 8.88 | 0.67 |
| PF12 | 17.76 | 11.72 | 0.66 |
| PF13 | 21.35 | 13.70 | 0.64 |
| PF14 | 17.25 | 12.78 | 0.74 |
| PF15 | 15.98 | 12.75 | 0.80 |
| X yönü ve Y yönü ZTAA ve KSY deplasman oranlarının ortalaması: | | | 0.72 |
| Standard sapma: | | | 0.10 |

Çizelge 5.14 ve 5.15’de ise zaman tanım alanında analizden elde edilen ortalama deplasmanlar ile kapasite spektrumu yöntemi kullanılarak hesaplanan performans seviyeleri ve birbirine oranları sunulmuştur.

Çizelgede görüldüğü gibi Prosedür A ile elde edilen deplasmanlar ise zaman tanım alanında bulunanların yaklaşık %60 ile %80’i arasında değişmektedir. KSY ile bulunan deplasmanlar ortalama olarak ZTAA ile bulunanların %72’si seviyelerindedir. Her iki çizelgeden, kapasite spektrumu yönteminin sonuçlarının, prefabrike yapılar için hatasız ve doğrudan kullanılabilir olmadığı açıkça görülebilmektedir.

Deprem ivmelerinden elde edilen histerisis eğrileri incelendiğinde her depremde binanın her iki yöne doğru (+/-) aynı miktarda deplasman yapmadığı görülebilir. Yani depreme ait histerisis çevrimlerinin itme analizinden elde edilen çevrimde genellikle bir tarafa doğru kaydığı görülmektedir. Şekil 5.26’da verilen histerisis çevrimi, binanın bir

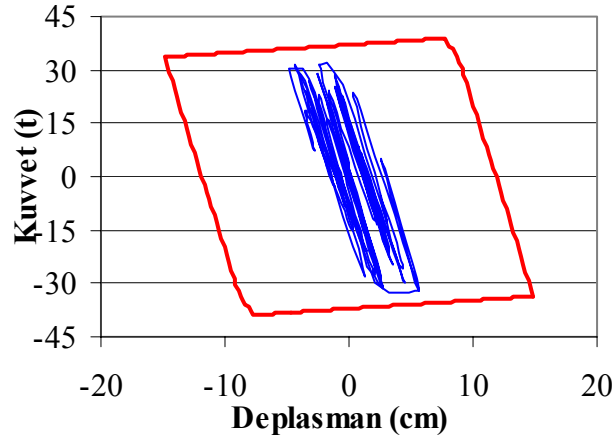
yöne doğru deplasman gösterdiği (sadece bu bina için – PF01) bir depreme (Z3-A) aittir. Şekil 5.27’de verilen çevrimde ise aynı binanın her iki yöne doğru yaklaşık aynı miktarda zorlandığı görülmektedir. Bu çevrim ise Z3-B depremine aittir. Bu bina için performans noktası deplasmanı KSY – prosedür A kullanıldığında 6.02 cm olarak bulunmuştur. Her iki depremde binada oluşan maksimum deplasman seviyeleri ise, (Şekil 5.26’da çevrimi verilen) Z3-A depreminde 10.61 cm, (Şekil 5.27’de çevrimi verilen) Z3-B depreminde 5.67 cm olarak bulunmuştur. Yani bina enerji tüketmek için bir tarafa doğru zorlandığında daha çok deplasman göstererek enerji tüketimini gerçekleştirmiştir. Bu durumda KSY’den bulunan performans noktası deplasmanı doğrusal ötesi zaman tanım alanında analiz sonuçlarının %60’ı seviyesindedir. Diğer deprem etkisinde KSY’nin kabul ettiği gibi her iki yöne doğru yaklaşık eşit olarak itildiğinde ise doğrusal ötesi zaman tanım alanında analizle KSY sonuçları birbirine yakın çıkmıştır.



Şekil 5.26: PF01 İçin İtme Analizi ve ZTAA (Z3-A depremi) Histerisis Çevrimi

İtme analizi neticesinde elde edilen kapasite eğrisi, histerisis çevriminin bir çeyreğini oluşturmaktadır. Kapasite Spektrumu Yönteminde binanın bu 4 çeyreğin hepsinden eşit olarak yararlanacağı yaklaşımı vardır. Halbuki gerçek depremlerde binaların her iki yöne aynı miktarda salınım yapmasını yani bu dört çeyreğin hepsini kullanmasını bekleyemeyiz. Binalar sadece bir tarafa doğru hareket ederek bu dört çeyrekte sadece bir tanesini de kullanabilirler. Yani kapasite spektrumu yöntemi ile bulunan deplasmanların, zaman tanım alanında analizle bulunan deplasmanların %25 ile %100’ü arasında olması beklenebilir. %25’lik sonucu verecek depremin bütün büyük ivmelerinin aynı yöne doğru olması, diğer yönde kayda değer büyük ivme değerlerine

ulaşılamaması gerekmektedir. %100 uyumlu sonucu verecek depremin ise binayı her iki doğrultuda benzer şekilde zorlaması gerekmektedir. Böyle ideal bir depremin oluşması ise çok düşük bir ihtimaldir. Gerçekte karşılaşılabilecek sonuçların arada bir bölgede olması beklenmelidir.



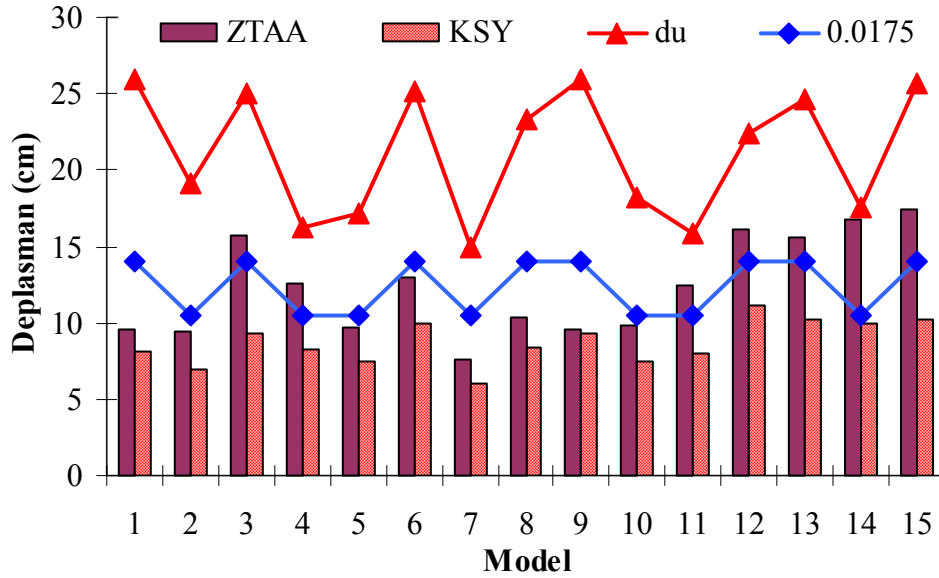
Şekil 5.27: PF01 İçin İtme Analizi ve ZTAA (Z3-B depremi) Histeresis Çevrimi

Şekil 5.28 ve 5.29’da zaman tanım alanında analizle kapasite spektrumu yönteminin sonuçları grafiksel olarak ifade edilmiştir. Her iki yöntemin sonuçlarının birbirinden çok farklı olduğu açıktır. Kapasite spektrumu yöntemini kullanılarak bulunan küçük deplasman seviyeleri yapıların güvenli olduğu imajını oluşturmaktadır. Yaklaşıklık içeren bir yöntemin, sonuçlarının mühendislik uygulaması açısından bir anlam ifade edebilmesi için sonuçlarının mühendise güvenli tarafta olan bir fikir vermesi gerekmektedir. Halbuki, KSY kullanılarak bulunan deplasmanlar mühendisi güvensiz tarafa itmektedir.

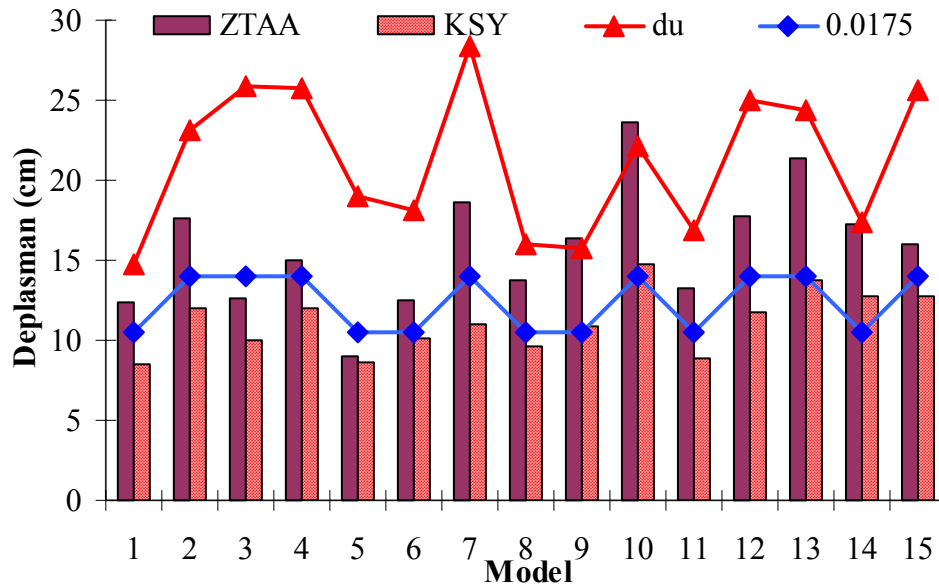
Her ne kadar bu çalışmada verdiği sonuçlar çok iyi olmasa da KSY yabana atılabilecek bir yöntem değildir. Yöntem, hızlı, kolay ve anlaşılır olması gibi avantajları dolayısıyla kullanılmaya devam edilecektir ve edilmelidir de, ancak yöntemin geliştirilmesine gerek olduğu açıktır.

Ancak yöntemler birbirinden ne kadar farklı sonuçlar verirse versinler, birleştikleri bir ortak noktaları vardır. Her yöntem kendi içerisindeki sonuçlarla değerlendirildiğinde eğik çatı kirişine dik doğrultudaki depremlerde yapının deplasmanı, dolayısıyla plastik mafsallaşması paralel yöndekine göre çok daha azdır. Makas kirişinin yanal deplasmanı ve böylece enerji depolaması yapıdaki plastik mafsalları rahatlatmakta ve

mafsal oluşumunu geciktirmekte ve azaltmaktadır. Ancak, böyle bir etki diğer yönde söz konusu değildir. Enerji ancak kolonların eğilmesiyle depolanmakta, böylece mafsal oluşumu kolaylaşmaktadır.



Şekil 5.28: Zaman Tanım Alanında Analiz ve Kapasite Spektrumu Yönteminden Elde Edilen Deplasmanlar (X Yönü)



Şekil 5.29: Zaman Tanım Alanında Analiz, ve Kapasite Spektrumu Yönteminden Elde Edilen Deplasmanlar (Y Yönü)

ALTINCI BÖLÜM

SONUÇLAR ve ÖNERİLER

6.1. Prefabrik Binaların Deprem Davranışı

Yapılan çalışmalar ve analizler sonucunda mafsal bağlantılı betonarme prefabrik sanayi yapılarının deprem davranışı hakkında, şu sonuçlara ulaşılmıştır:

1. Bu tür prefabrik yapılarda moment aktarmayan bağlantılar dolayısıyla her çerçeve ayrı ayrı hareket etmektedir. Bir çerçevenin ötelenmesini diğer çerçeveler ne engelleyebilmekte ne de ötelenmesine sebep olmaktadır. Bu bağımsız hareket bağlantıların moment aktarmamasından kaynaklanmaktadır. Özel bir durum olarak, periyotları aynı olan komşu iki çerçeve ise aralarında yardımlaşma olmamasına rağmen, birlikte hareket ediyormuş gibi görünmektedirler.
2. Plastik mafsallar sadece kolon alt bölgelerinde oluşmaktadır (kirişlerin plastik enerji sönümünde hiçbir payı yoktur).
3. Büyük ve ağır makas kirişleri ve bunların taşıdığı deprem kesme kuvvetleri dolayısıyla bu kirişlerin uçlarında büyük devrilme momentleri oluşmaktadır. Makas kirişlerinin uzandığı yöne dik doğrultudaki (x yönündeki) depremlerde yanal rijitliği (düşey eksen etrafındaki ataleti) düşük kirişler bu yanal deprem yükleri altında büyük ötelenmeler göstererek, sistemde enerji depolama mekanizmasını rahatlatmaktadır. Ancak, makas kirişlerinin devrilmesi bu ötelenme sebebiyle ağırlığın da devirmeye çalışan kuvvete dönüşmesiyle daha da kritik hale gelmektedir.

4. Sistemdeki süreksizlikler dolayısıyla, sadece çatı kirişlerinin devrilmesi sorun olmamakta aynı zamanda pimlerin kesilmesiyle düşmesi de gündeme gelebilmektedir.
5. Aşık kirişi bağlantıları da makas kirişinin büyük deplasmanlar göstermesi ve çerçevelerin bağımsız hareket etmesi sebebiyle oldukça risklidir. Kolonlara bağlanan ve makas kirişine oranla çok daha az yanal deplasman gösteren oluk kirişleri ise bu konuda daha sorunsuzdurlar.
6. Sistemde bir çerçevenin yanal yük taşıma kapasitesini kaybetmesi sistemin kısmen veya tamamen göçmesine sebep olacağı için yapısal bir elemandaki küçük bir yetersizlik bile (sistemde yeniden dağılım veya yardımlaşma olmadığından) doğrudan hasara yol açar.

6.2. Deprem Yönetmeliklerimizin Prefabrik Yapılar Açısından Değerlendirilmesi

Mevcut Deprem Yönetmeliğimiz oldukça modern ve güvenli bir yönetmeliktir. Mevcut Deprem Yönetmeliği özellikle Amerikan yönetmeliğiyle pek çok yönden benzerlikler göstermekte ise de Tezcan ve Çolakoğlu'nun belirttiği gibi prefabrik yapılar konusunda oldukça farklı hükümlere sahiptirler. Türk Deprem Yönetmeliğinin mafsal bağlantılı prefabrik yapılar açısından güvenli olup olmadığı konusunda şu sonuçlara ulaşılmıştır.

1. Mevcut afet yönetmeliğinde, mafsal bağlantılı prefabrik yapılar hakkında ayrıntılı özel hükümler yoktur. Sınırlayıcı koşullar ise, tüm yapılar için konulmuş olan görelî kat ötelenmelerinin sınırlandırılması ve donatı yüzdesinin sınırlandırılmasıdır. Ancak kolon boyuna donatı yüzdesi görelî ötelenme koşulu sağlandığında genellikle zaten %2 seviyelerini geçmemektedir. Dolayısıyla, görelî ötelenme sınırı bu yapılar için yönetmelikteki baskın sınırdır.

2. Yönetmeliğe göre güvenli olan binaların kolonları, x yönündeki depremde ortalama olarak mafsal kapasitelerinin %40'ına kadar zorlanabilmektedirler.
3. Yine yönetmeliğe göre güvenli binalar y yönündeki deprem etkisinde ortalama olarak mafsal kapasitelerinin %50'lerine kadar zorlanmaktadır, ancak güvenli bir modelde ise, bu mafsallaşmanın %70 oranlarına çıktığı görülmektedir.
4. Güvensiz binalarda ise, bu mafsallaşma yüzdesi %50'lerin çok üzerine çıkmakta, bu mafsallaşma göçmeye (%100'e) kadar ulaşmaktadır.
5. Göçme kriteri olarak plastik mafsallaşma oranı yerine toplam görelî ötelenme baz alındığında ise, makas kirişine dik yönde güvenli binaların görelî ötelenmesinin kritik sınır olan 0.0175'i, 7 modelden sadece birinde aştığı görülmektedir. Yönetmelikçe güvensiz 8 binadan ise sadece 2 tanesi bu sınırı aşmamaktadır.
6. Y yönü depreminde ise yönetmeliğe göre güvenli 4 binadan 2 tanesi 0.0175 toplam görelî ötelenme sınırını aşmamakta diğeri ikisi ise sınırın oldukça üzerine çıkmaktadır. Güvensiz olan 11 binadan 8 tanesi bu sınırın oldukça üzerinde görelî ötelenme değerlerine ulaşmakta iken üç tanesi bu sınırı aşmamıştır.
7. Deprem Yönetmeliğinin koyduğu "tasarım depreminde göçmenin engellenmesi kriterini" yönetmeliğin genellikle yerine getirebildiği görülmüştür.
8. Makas kirişinin devrilme hesabında ve tasarımında, yönetmelik belirsiz kalmıştır. Bu hesap için, yapısal olmayan elemanlar ile yapısal çıkıntılara etkiyen yükler için verilen basit formülün kullanılması gerektiği dolaylı olarak anlatılmıştır. Bu yükün ise 1.2 ile çarpılarak artırılması 7. bölümde hükme bağlanmıştır. Bu hesap yöntemi makas kirişine gelecek kesme konusunda çok fazla yanılmamaktadır. Fakat, makas kirişinin aşırı ötelenmesi sonucu makas kirişi ve çatının ağırlığıyla oluşan devrilme momentleri göz önüne alınmadığı hatta bu ağırlıklar devirmeye karşı koyan kuvvet olarak hesaba dahil edildiği için bu devrilme momentleri gerçektekinden oldukça farklı ve yanlıştır. Ancak bu bağlantıların tasarımında, ortaya çıkan fazladan tasarım, bu makas kirişi

bağlantılarının güvenli tarafta kalmasını sağlayabilir. Aksi takdirde, hesap devrilme momentine göre tasarlanan bağlantılara güvenmek imkansızdır.

6.3. Kapasite Spektrumu Yöntemi ve Zaman Tanım Alanında Analiz Sonuçlarının Karşılaştırılması

Zaman tanım alanında analiz sonuçlarıyla kapasite spektrumu yönteminden bulunan sonuçlar karşılaştırıldığında kapasite spektrumu yönteminden elde edilen performans noktalarının zaman tanım alanında analiz sonuçlarına göre daha küçük seviyelerde olduğu görülmüştür. Deprem ivmelerinden elde edilen histerisis eğrileri incelendiğinde her depremde binanın her iki yöne doğru (+/-) aynı miktarda deplasman yapmadığı görülebilir. Yani depreme ait histerisis çevrimlerinin itme analizinden elde edilen çevrimde genellikle bir tarafa doğru kaydığı görülmektedir. İtme analizi neticesinde elde edilen kapasite eğrisi, histerisis çevriminin bir çeyreğini oluşturmaktadır. Kapasite Spektrumu Yönteminde binanın bu 4 çeyreğın hepsinden eşit olarak yararlanacağı yaklaşımı vardır. Halbuki gerçek depremlerde binaların her iki yöne aynı miktarda salınım yapmasını yani bu dört çeyreğın hepsini kullanmasını bekleyemeyiz. Binalar sadece bir tarafa doğru hareket ederek bu dört çeyrekten sadece bir tanesini de kullanabilirler. Yani kapasite spektrumu yöntemi ile bulunan deplasmanların, zaman tanım alanında analizle bulunan deplasmanların %25 ile %100'ü arasında olması beklenebilir. %25'lik sonucu verecek depremin bütün büyük ivmelerinin aynı yöne doğru olması, diğer yönde kayda değer büyük ivme değerlerine ulaşılabilmesi gerekmektedir. %100 uyumlu sonucu verecek depremin ise binayı her iki doğrultuda benzer şekilde zorlaması gerekmektedir. Böyle ideal bir depremin oluşması ise çok düşük bir ihtimaldir. Gerçekte karşılaştırılması muhtemel sonuçların daha ara bir bölgede olması beklenmelidir.

Beşinci bölümde karşılaştırılmalı olarak verilen tablolar incelendiğinde kapasite spektrumu yöntemiyle elde edilen deplasmanların bu uç sınırlara ulaşmadığı ancak %40'lardan %80'lere kadar değiştiği görülmektedir. Bu sebeple kapasite spektrumu

yönteminden elde edilen sonuçların bu tür binalar için güvensiz bölgede kaldığı söylenebilir.

6.4. Öneriler

6.4.1. Deprem Yönetmeliğiyle ve Prefabrik Yapı Tasarımıyla İlgili Öneriler

Mevcut Deprem Yönetmeliğine göre tasarlanmış prefabrike binaların doğrusal ötesi zaman tanım alanında analizinden ve KSY sonuçlarından elde edilen bilgiler ışığında şu önerileri yapabilmekteyiz:

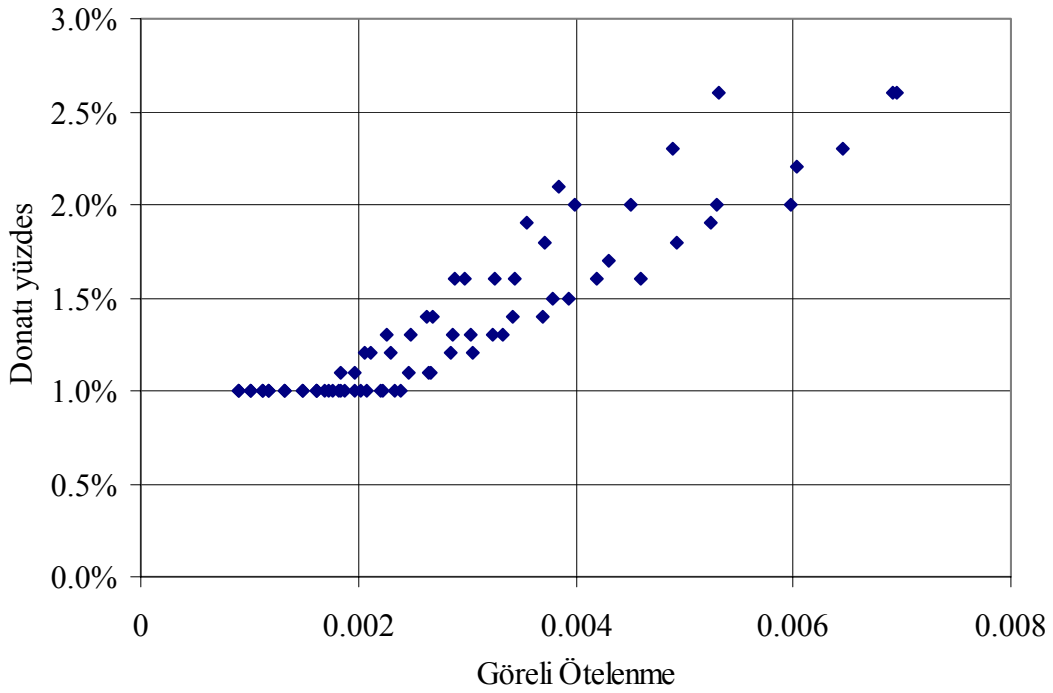
1. Piyasada prefabrik binaların yapısal modelleri hazırlanırken, genellikle, aşık kirişleri modele dahil edilmemekte makas kirişleri ise tek parçalı eşdeğer ağırlıkta bir kiriş olarak modellenmektedir. Dolayısıyla, çatı kirişinin yanal deplasmanı gözden kaçmaktadır. Tasarım için hazırlanan bu modeller, daha detaylı ve gerçeğe daha uygun olmalıdır. Makas kirişleri değişken kesitli tanımlanmalı, aşık kirişleri makas kirişine orta noktadan değil kiriş üstünden bağlanacak şekilde modellenmelidir.
2. Yönetmelikte makas kirişi bağlantılarına gelecek deprem yüklerin hesabının nasıl yapılacağı hakkında açık bir hüküm yoktur. Piyasada kesme kuvveti hesabı için kullanılan basit formül, yaklaşık olarak iyi sonuçlar vermektedir. Ancak bu sonuçlar her zaman yeterli düzeyde de olmamaktadır. Dolayısıyla, kiriş ucunda deprem kesme kuvveti hesabı için kapasite tasarımı yapılmalı, kolonlar boyutlandırılıp, betonarme hesabı yapıldıktan sonra, moment kapasiteleri bulunarak, Denklem 5.3'de verilen formülle kirişin bir ucuna gelebilecek kesme kuvveti hesaplanmalıdır. Bu kesme kuvveti, tüm kolonlar için, ayrı ayrı bulunmalı ve en büyük değer, tüm makas kirişi bağlantıları için kullanılmalıdır.
3. Piyasada uygulanmakta olan makas kirişi devrilme tahkiki ve uç bağlantısı tasarım yöntemi de çok tutarsızdır. Kirişin taşıyacağı deprem kesme kuvveti

yaklaşık doğru hesaplanmasına rağmen, devrilme momenti hesabı pek çok durum için çok yanlıştır. Devrilme momenti hesabı yapılırken kirişin ağırlığı devrilmeye karşı koyan olarak değerlendirilmemelidir. Kirişin yanal deplasmanı bulunması ve gerekiyorsa, kiriş ve üzerindeki çatı ağırlığının ve kar yükünün devirmeye çalışan kuvvet olarak hesaba katılması gerekir. Kenar makas kirişi üzerine oturan aşıkların eksantrik bağlanması dikkate alınmalıdır. Makas kirişinin yanal sehiminin az olduğu, yani kirişin ağırlık merkezinin mesnetlerinin dışına taşmadığı durumlarda, kiriş ve üzerindeki ağırlık devirmeye karşı koyan kuvvet olarak düşünülebilir. Ancak, bu durumda moment kolu, kiriş ağırlık merkezi ile bu ağırlığı taşıyan kısa konsolda oluşan basınç bölgesinin orta noktasına kadar olan mesafe kullanılmalıdır. Piyasada bu moment kolu kiriş ağırlık merkezi ile devrilme noktası arasındaki mesafe olarak kullanılmaktadır. Bu da çok yanlıştır. Yukarıdaki gibi detaylı bir hesaplama zaman kaybetmek yerine, bu moment kolu, kirişin ağırlık merkezi ile devrildiği nokta arasındaki mesafenin %80'i olarak da alınabilir.

4. Ayrıca kullanılmakta olan makas bağlantısı hesabında yüklerde bir güvenlik katsayısı uygulanmamaktadır. Oysa Deprem Yönetmeliğinde ve TS9967'de yük faktörleri sırasıyla 1.2 ve 4/3 olarak verilmiştir. Bu katsayıların yapılan hesaplarda kesinlikle kullanılması gerekir. Malzeme güvenlik katsayısı (1.15) ise çeliğin korozyon riski altında olması dolayısıyla oldukça yetersizdir. Malzeme katsayısı bu tasarımda daha yüksek tutulmalı ve yönetmeliklerde öngörülen yukarıda zikredilmiş yük katsayılarının kullanılması sağlanmalıdır.
5. Yönetmelikte bu tür yapıların her iki yöndeki bütün çerçevelerinin ayrı ayrı hesaplanması gerektiği yer almamaktadır. Her ne kadar piyasada yapılan uygulama doğru ise de, bu hususa yönetmelikte mutlaka yer verilmelidir.
6. Bu yapıların çerçevelerinin bağımsız hareketi sonucu aşık, oluk, makas kirişi bağlantılarında meydana gelebilecek hasarları engellemek için çerçevelerin birlikte çalıştırılması gereği hükme bağlanmalıdır. Bu hükmün tüm yapıları kapsamaması ekonomik değildir. Bu hüküm 1. derece deprem bölgeleri ile sınırlı tutulmalıdır. Bu birlikte hareketi sağlamak için aşağıdaki iki şarttan birisinin

yerine getirilmesi kesinlikle zorunlu tutularak, bu yapıların davranışı daha düzenli hale getirilmeli, davranıştaki belirsizliklerin azaltılmalıdır.

- a. Çatıda çelik çaprazlarla rijit diyafram oluşturulması ve böylece tüm çerçevelerin beraber çalışmasının sağlanması Bu rijit diyafram oluşturacak çapraz elemanlar makas kirişinin sehimini önlemek için makas ortasında birleşecek şekilde teşkil edilmelidir.
 - b. Aynı doğrultudaki çerçevelerin periyotlarının yaklaşık aynı olacak şekilde kolon boyutlarının belirlenmesi. zorunlu tutulmalıdır. Bu sistemde çerçeveler yardımlaşamayacak, ancak farklı ötelenmeler engellendiğinden bağlantılar çok fazla zorlanmayacaktır. Ancak a. Maddesindeki gibi makas yanal sehimini engelleyici bir sistem olmadığı için makas kirişlerinin yanal rijitliği (düşey eksen etrafındaki atalet momenti artırılmalıdır. Bunun da kirişin alt başlığının büyütülerek yapılması yerinde olur. Böylece hem rijitlik artar hem de makas kirişinin devrilmesine karşı koyan kuvvetlerin moment kolu büyütülmüş olur.
7. Yönetmeliğe yeni eklenecek olan mevcut yapıların deprem güvenliğinin tespiti ve güçlendirmeye alakalı 13. bölümüne statik itme analizlerinin her çerçeve için ayrı ayrı yapılması gerektiğine yer verilmelidir. Zira birbirinden ayrı çalışan, iki farklı çerçeveyi aynı anda itmenin sağlıklı bir sonuç vermesi mümkün değildir. Çünkü, çerçevelerden biri henüz akmamış iken diğeri göçmüş bile olabilir.
 8. Söz edilen bölümde taslak metinde hasar için verilen tek kriter, plastik dönme oranıdır. Halbuki, bu kriter tek başına yeterli değildir. Toplam görelî ötelenmenin de hasar değerlendirilmesinde bir kriter olarak verilmesi gerekir. İkisi birlikte ancak bir anlam ifade etmektedirler.



Şekil 6.1: Elastik Görelî Ötelenme- Donatı Yüzdesi

Çizelge 6.1: Görelî Kat Ötelenmesi Sınırları İçin Deprem Kuvveti ve Kolon Boyutlarındaki Artış Miktarı

| Görelî kat ötelenmesi | Deprem kuvvetinde artış (%) | Kolon boyutunda artış (%) | Kolon hacminde artış (%) | Donatı miktarında azalma (%) |
|-----------------------|-----------------------------|---------------------------|--------------------------|------------------------------|
| 0.0035 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 0.00325 | 0.8 | 2.1 | 4.2 | 2.3 |
| 0.0030 | 1.7 | 4.4 | 9.0 | 4.6 |
| 0.00275 | 2.7 | 6.9 | 14.3 | 7.2 |
| 0.0025 | 3.8 | 9.8 | 20.6 | 9.6 |
| 0.00225 | 5.0 | 13.0 | 27.7 | 12.2 |
| 0.0020 | 6.4 | 16.8 | 36.4 | 14.7 |

9. Normal yapılarda en son mafsal oluşması istenen (hatta hiç istenmeyen) kolonlar, prefabrik yapılarda mafsalın oluştuğu ilk ve tek yerlerdir. Dolayısıyla, bu elemanlarda hasar oluşumuyla göçme mekanizması da başlamış olmaktadır. Bu hasar mekanizmasının, prefabrik yapıların içinde barındırdığı ekonomik büyüklük de dikkate alınarak, Deprem Yönetmeliğinde tasarım depremi için

öngörülen göçmenin önlenmesi seviyesine kadar zorlanmaması gerekir. Dolayısıyla prefabrik yapıların deprem güvenliğini artırmak yerinde olabilir. Ancak bu iyileştirme, gelecek deprem kuvvetini doğrudan artıracak R katsayısını azaltmak yerine görelî kat ötelenmesi sınırını bu binalar için biraz daha aşağı çekerek yapılmalıdır. Çünkü, R katsayısının azaltılmasıyla yapıya gelecek deprem yükünün artması başka bir ifade ile, Denklem 5.3 ile hesaplanan kolon kapasitelerinin artması, makas kirişinin devrilmesini daha da kritik hale getirecektir. Bu sebeple görelî ötelenme sınırının bu yapılar için aşağı çekilmesi yerinde olacaktır. Hem böylece, kolon boyutunun artması ile gerekli donatı yüzdesi azalacak, maliyet çok fazla artmayacaktır. Görelî kat ötelenmesi sınırının prefabrik yapılarda düşürülmesiyle kolon boyutlarında ve hacmindeki artışa, gerekli donatıdaki azalmaya ve deprem kuvvetlerinde ortaya çıkacak artışa Çizelge 6.1’de yer verilmiştir. Şekil 6.1’de dördüncü bölümde tasarlanan 72 modele ait orta kolon donatı porsantajları görelî ötelenmeye bağlı olarak verilmiştir. Görüldüğü gibi 0.0035 görelî kat ötelenmesi oranı civarında porsantajlar %1.5 - %1.9 aralığında değişmekte iken, görelî ötelenme 0.0020 seviyelerine geldiğinde donatı porsantajı %1 - % 1.2 seviyelerine düşmektedir. Dolayısıyla, görelî ötelenme sınırının tek başına düşürülmesi maliyeti fazlaca artırmazken, deprem güvenliği bakımından önemli faydalar sağlayacaktır. Görelî ötelenme sınırını 0.0020 yapmak ise oldukça ağır bir şart olacaktır. Bunun yerine 0.0030, ekonomik ve güvenli bir görelî ötelenme sınırı olarak kullanılabilir.

6.4.2. Mevcut Yapıların Güçlendirilmesiyle İlgili Öneriler

1. Mevcut prefabrik yapılardan yatay rijitliği yetersiz binalar kesinlikle güçlendirilmelidir. Bu yapıların güçlendirilmesi, diğer yapılara göre işçilik ve yapım kolaylığı açısından çok daha rahattır. Ancak, bu binaların perde takviyesi veya kolon mantolanması gibi binaya gelecek deprem kuvvetini artırıcı önlemler alınarak güçlendirilmesi dikkatsiz ve bilinçsiz yapılması durumunda son derece tehlikelidir. Binaya ilave olarak gelecek kesme kuvveti

makas kirişine gelebilecek kesme kuvvetini de bu oranda artıracaktır. Dolayısıyla, bir anlamda “kaş yaparken göz çıkarmak” yani kolon mafsallaşması engellenirken, makas kirişlerinin devrilmesine sebep olunabilir.

2. Mevcut prefabrik binalarda kiriş uç bölgelerindeki birleşim detayları genellikle tek pimlidir. Bu bağlantıların yetersiz olduğu son depremlerle zaten ortaya çıkmıştır. Yapılan doğrusal ötesi analizler neticesinde de bu yetersizlik zaten ortadadır. Dolayısıyla bu bağlantıların da acilen güçlendirilmesi gerekir.
3. Uzun çatı kirişlerinin yanal deplasman göstererek stabilitelerini kaybetmeleri mutlaka engellenmelidir. Bu amaçla çerçeveler arasına kiriş ortalarında birleşecek şekilde çelik çaprazlar veya gergi çubukları konulmalıdır. Bu şekilde makas kirişinin yanal sehiminin önüne geçilebilir. Ancak bu da kirişin sehim yapmasıyla ortaya çıkan enerji depolama kapasitesini ortadan kaldıracaktır. Kiriş sehiyle depolanamayan bu enerji kolonların daha fazla mafsallaşmasına yol açacaktır. Dikkatli bir şekilde uygulanması gereken bir çözümdür.
4. Çerçevelerin birbirinden ayrı hareket etmesi önlenmeli, 3. maddedeki gibi çelik çaprazlarla bir rijit diyafram etkisi çatı seviyesinde oluşturulmalıdır.

6.4.3. Kapasite Spektrumu Yönteminin Kullanımına İlişkin Öneriler

Kapasite spektrumu yönteminden elde edilen sonuçların güvensiz bölgede kaldığı ortadadır. Bu tip yapılar için kapasite spektrumu yönteminin doğrudan kullanılması uygun değildir. Ancak, KSY oldukça basit ve anlaşılır olması gibi artıları dolayısıyla hemen yabana atılabilecek bir yöntem de değildir. Yöntemin geliştirilerek kullanılmaya devam edilmesi gerekir.

6.4.4. Yapılabilecek Çalışmalar ile İlgili Öneriler

Bu çalışmanın devamı olabilecek (ve bu tezde incelenmemiş) bazı hususlar da vardır. Şu noktalar ileride yapılacak çalışmalarda incelenebilir:

1. İncelenmeyen diğer parametreler (sözgelimi etriye aralığı, beton sınıfı 1975 Deprem Yönetmeliğine göre tasarlanmış binalar gibi) de dikkate alınarak bu çalışmanın genişletilmesi faydalı olabilir.
2. Bu çalışmada temel dönmeleri ve oturmaları dikkate alınmamıştır. Yapılacak bir diğer çalışmalarda zemin-yapı etkileşimleri de dikkate alınmalıdır.
3. Kiriş uç bölgelerindeki bağlantıların dayanımı, deneysel olarak da araştırılmalıdır.
4. Bu çalışmadan elde edilen veriler, dinamik yükleme esaslı deneysel çalışmalarla da kontrol edilmelidir.

KAYNAKLAR

Aschheim and Black (2000), Yield point spectra for seismic design and rehabilitation, Earthquake Spectra, Vol.16, May 2000

Ataköy, H., (1999), 17 Ağustos 1999 Marmara Depremi ve TPB Üyelerince Yapılan Prefabrike Yapılar, Beton Prefabrikasyon Dergisi , Yıl 14, Sayı:52-53.

Atımtay, E., (2000a) Açıklamalarla Ve Örneklerle Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (Betonarme Yapılar) Cilt 1, Bizim Büro Basımevi, ISBN 975-8201-25-5, 544 s., Ankara.

Atımtay, E., (2000b) Çerçeve ve Perdeli Betonarme Sistemlerin Tasarımı Temel Kavramlar ve Hesap Yöntemleri Cilt II, Bizim Büro Basımevi, 355 s., Ankara.

ATC-40, (1996), Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Applied Technology Council, Redwood City, California.

Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, (1975), Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, Ankara.

Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, (1998), Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, Ankara.

Bayülke, N., 27 Haziran 1998 Adana Ceyhan Depreminde Prefabrike Yapı Hasarı Ve Değerlendirmeler, Çözümler, Öneriler, <http://angora.deprem.gov.tr/AdanaPref.htm>

Bayülke, N., (1999), Depremde Hasar Gören Yapıların Onarım ve Güçlendirilmesi (3. Baskı), İnşaat Mühendisleri Odası İzmir Şubesi Yayını, 256 s., İzmir.

- Bayülke, N., (2001), Depreme Dayanıklı Betonarme ve Yığma Yapı Tasarımı, İnşaat Mühendisleri Odası İzmir Şubesi, Yayın No:39, 261 s., İzmir.
- Celep, Z. ve Kumbasar, N., (2000), Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı, Beta Dağıtım, 596 s., İstanbul.
- Chopra, A. K., (2000), Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering (2nd Edition), Pearson Education, ISBN: 0130869732, 844 pages, September 11, 2000.
- Chopra, G. (2001), A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings, PEER 2001/3, January
- Clough, D. P., (1985), Design of Connections for Precast Prestressed Concrete Buildings for the Effects of Earthquake, PCI Technical Report No:5, 179 pages, Illinois
- Çolakoğlu, H. K., (2001), Seismic Resistant Design of Precast Industrial Buildings, Yüksek Lisans Tezi, Boğaziçi Üniversitesi., İstanbul.
- Ersoy, U., (1997), Prefabrik Yapıların Deprem Etkileri Altında Davranışı, Prefabrike İnşaat Teknolojileri Sempozyumu Bildiriler Kitabı, Türkiye Deprem Vakfı Yayınları, TDV/KT 97-002, Sayfa 57, İstanbul.
- Ersoy, U., Özcebe, G. ve Tankut, T., (2000), 1999 Marmara ve Düzce Depremlerinde Gözlenen Önüretimli Yapı Hasarları, 10.Prefabrikasyon Sempozyum Bildirileri Kitabı, Deprem ve Prefabrikasyon, Sayfa 1, İstanbul.
- Fajfar, (2000), A nonlinear analysis method for performance-based seismic design, Earthquake Spectra, Vol.16, August 2000
- FEMA-356, (2000), Prestandart and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington.
- Freeman (1998), Development and use of capacity spectrum method, 6USNCEE

- Kahraman, S., Şakar, G. ve Işıkdağ, Ç., (1999), Yeni Deprem Yönetmeliğinin Prefabrike Yapılara Etkisi, Türkiye İnşaat Mühendisleri 15. Teknik Kongre ve Sergisi Bildiriler Kitabı, Bildiri No:9, Sayfa 147, Ankara.
- Kuyucular, A., Betonarme Yapılar Cilt I (Deprem ve Temel Bilgiler), Tuğra Matbaası, ISBN 975-96381-O-X, 225 s., Isparta, 1997.
- Moehle, J. P., (1992) Displacement-Based Design of RC Structures Subjected to Earthquakes, Earthquake Spectra, EERI, Vol. 8, No. 3, August 1992, pp 403-428
- Mwafy, A.M. and Elnashai A.S., (2001), Static Pushover versus dynamic collapse analysis of RC buildings, Engineering Structures, vol:23 p:407-424
- Otani, Hiraishi, Midorikawa, Teshigawara (2000), New seismic design provisions in Japan, 2000 Fall ACI Convention, Toronto
- Özden, K., (1997), Prefabrike İnşaat Şartname Hükümleri ve Hesap Esasları, Prefabrike İnşaat Teknolojileri Sempozyumu Bildiriler Kitabı, Türkiye Deprem Vakfı Yayınları, TDV/KT 97-002, Sayfa 29, İstanbul.
- Özmen, G., Yüzügüllü, O, ve Zorbozan, M., (1997), Yeni Deprem Yönetmeliğinin Prefabrike Yapılar Bakımından İrdelenmesi, Türkiye Deprem Vakfı Yayınları, TDV/TR 97-006, İstanbul.
- Özmen, G. ve Zorbozan M., (1998), Prefabrike Yapı Tasarımı Örnekleri, Türkiye Deprem Vakfı Yayınları, TDV/KT 007-29, İstanbul.
- Panagiotakos, Fardis (1998), Deformation-controlled seismic design of RC structures, 11ECEE
- Priestley, M. J., (1996), The PRESS Program, Current Status and Proposed Plans for Phase III, Special Report, PCI, March-April.

Priestley, M. J., (1997), Displacement-based seismic assessment of reinforced concrete buildings, JEE, Vol.1, January 1997

Priestley, M. J., (2000), Performance based seismic design, 12WCEE

Posada, M. and Wood, S., (2002) "Seismic Performance of Precast Industrial Buildings in Turkey," 7th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Boston, MA.

SAP2000 Manual, Computers and Structures, www.csiberkeley.com, California, USA.

Tezcan, S., Çolakoğlu H.K., (2003), Betonarme Prefabrike Yapılar Yönetmeliğimizin Zayıflıkları, Beşinci Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, 26-30 Mayıs 2003, İstanbul

Tedesco, J.W., McDougal, W. G., Ross, C. A., (1998), Structural Dynamics : Theory and Applications, Pearson Education, 1st edition, ISBN: 0673980529, 816 pages December 1, 1998.

TS500, (2000), Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.

TS9967, (1992), Yapı Elemanları, Taşıyıcı Sistemler ve Binalar (Prefabrike Betonarme ve Öngerilmeli Betondan) Hesap Esasları ile İmalar ve Montaj Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.

Wilson, E., Dynamic Analysis by Numerical Integration, http://www.comp-engineering.de/downloads/technical_papers/CSI/20.pdf

Zorbozan, M., Barka, G. ve Sarıfakıoğlu, F., (1998), Ceyhan Depreminde Prefabrik Yapılarda Görülen Hasarlar, Nedenleri ve Çözüm Önerileri, Beton Prefabrikasyon Dergisi, Ekim 1998, Sayı 48, Sayfa: 20.

ÖZGEÇMİŞ

Adı, Soyadı : Salih YILMAZ

Ana Adı : Gülizar

Baba Adı : Adil

Doğum Yeri ve Tarihi : Bayındır/ 01.02.1980

Lisans : Orta Doğu Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, 2001

Çalıştığı Yer : Pamukkale Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Müh. Bölümü

Yabancı Dil : İngilizce