

**İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ DEPREM MÜHENDİSLİĞİ VE AFET
YÖNETİM ENSTİTÜSÜ**

**BETONARME PREFABRİK ENDÜSTRİ YAPILARINDA CEPHE
PANELLERİNİN BAĞLANTISI İÇİN ÖZEL BİR ELEMANIN İNCELENMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

**Kaveh MOHAMMAD HOSEINI HAMID
501101247**

Deprem Mühendisliği Anabilim Dalı

Deprem Mühendisliği Programı

MART 2017

**İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ DEPREM MÜHENDİSLİĞİ VE AFET
YÖNETİM ENSTİTÜSÜ**

**BETONARME PREFABRİK ENDÜSTRİ YAPILARINDA CEPHE
PANELLERİNİN BAĞLANTISI İÇİN ÖZEL BİR ELEMANIN İNCELENMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

**Kaveh MOHAMMAD HOSEINI HAMID
501101247**

Deprem Mühendisliği Anabilim Dalı

Deprem Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Yrd. Doç. İhsan Engin BAL

MART 2017

İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü'nün 501101247 numaralı Yüksek Lisans Öğrencisi Kaveh MOHAMMAD HOSEINI HAMID, ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı “BETONARME PREFABRİK ENDÜSTRİ YAPILARINDA CEPHE PANELLERİNİN BAĞLANTISI İÇİN ÖZEL BİR ELEMANIN İNCELENMESİ” başlıklı tezini aşağıda imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

Tez Danışmanı : ~~Yrd. Doç. İhsan Engin BAL~~
İstanbul Teknik Üniversitesi

Jüri Üyeleri : **Doç. Dr. Ercan YÜKSEL**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Yrd.Doç. Dr. Hasan ÖZKAYNAK
Beykent Üniversitesi

Teslim Tarihi : 17 Mart 2017
Savunma Tarihi : 24 Mart 2017

Sevgili Eşime, Anneme ve Babama

ÖNSÖZ

Yüksek lisans tez çalışmam boyunca, her zaman değerli vaktini esirgemeyip geniş bilgi birikimi ve deneyimlerini benimle paylaşan değerli hocam Sayın Yrd. Doç. İhsan Engin BAL'a teşekkürlerimi ve şükranlarımı sunarım.

Bu tezde kullanılan enerji sönümleyici çelik yastıklara ait deneyler Avrupa Birliği 7nci Çerçeve Programı tarafından desteklenen Safecladding isimli proje kapsamında İTÜ'de geliştirilmiş ve test edilmiştir. (Yrd. Doç. Dr. İhsan Engin BAL, Doç. Dr. Ercan YÜKSEL, Prof. Dr. Faruk KARADOĞAN, Yrd. Doç. Dr. Hasan ÖZKAYNAK, Yrd. Doç. Dr. Eleni SMYROU ve İnş. Yük. Müh. Ahmet GÜLLÜ)

Ayrıca, her zaman benim arkamda olan ve beni en iyi şekilde destekleyen, her şeyin en iyisine layık olan anneme, babama ve eşime teşekkür ederim.

İstanbul Teknik Üniversitesi Deprem Mühendisliği ve İnşaat Mühendisliği Fakültelerinde tüm hocalarımıza teşekkür ederim.

Mart 2017

Kaveh Mohammad Hoseini Hamid
(İnşaat Mühendisi)

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ	vii
İÇİNDEKİLER	ix
KISALTMALAR	xi
SEMBOLLER.....	xiii
ÇİZELGE LİSTESİ.....	xv
ŞEKİL LİSTESİ	xvii
ÖZET	xix
SUMMARY.....	xxi
1. GİRİŞ	1
1.1 Problemin Tanımı.....	1
1.2 Prefabrikasyonun Tanımı.....	2
1.2.1 Dünya’da prefabrikasyon.....	2
1.2.2 Türkiye’de prefabrikasyon.....	3
1.3 Prefabrikasyon Yapılarla İlgili Yapılan Çalışmalar	4
1.4 Prefabrik Yapılardaki Bağlantılar	6
1.5 Türkiye’de Deprem ve Tek Katlı Yapılar.....	7
1.6 Analizlerde Kullanılan Depremlerle İlgili Bilgiler	9
1.7 Çalışmanın Amacı	10
2. PREFABRİKE YAPILARDA TASARIM İLKELERİ.....	13
2.1 Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımında Temel İlkeler	13
2.1.1 Enerji sönümü ve süneklik.....	13
2.1.2 Plastik mafsalsal kavramı.....	15
2.1.3 Enerji sönümleyiciler.....	17
2.1.4 SAFECLADDING projesi.....	18
2.2 DBYBHY’ye Göre Elemanların Hasar Sınırları ve Bölgeleri	21
2.3 Binaların Deprem Performansı Seviyeleri	22
2.3.1 Hemen kullanım performans düzeyi	22
2.3.2 Can güvenliği performans düzeyi	22
2.3.3 Göçmenin öncesi performans düzeyi	23
2.3.4 Göçme Durumu.....	23
2.4 Performans Belirlemede Esas Alınacak Deprem Hareketleri	24
2.5 Performans Hedefi ve Çok Seviyeli Performans Hedefleri	25
3. YAPISAL ANALİZ YÖNTEMLERİ.....	27
3.1 2007 Türk Deprem Yönetmeliğine Göre Tasarım	27
3.1.1 Doğrusal analiz metotları.....	27
3.1.1.1 Eşdeğer statik yük.....	27
3.1.1.2 Mod birleştirme yöntemi	28
3.1.1.3 Zaman tanım alanında analiz.....	28
3.1.2 Doğrusal ötesi analiz metotları	28

3.1.2.1 Statik itme analizi (pushover)	29
3.1.2.2 Zaman tanım alanında döğrusal ötesi analiz (time-history)	30
3.2 Önerilen Metodoloji	31
4. DBYBHY 2007 TASARIM İVME SPEKTRUMUNA UYGUN DEPREM	
KAYITLARININ SEÇİLMESİ	37
4.1 Giriş	37
4.2 Deprem Kayıtlarının Elde Edilebilmesi İçin Kullanılar Yöntemler	37
4.2.1 Yapıya oluşturulan tasarım ivme spektrumuna uyumlu kayıtlar	37
4.2.2 Kaynak ve dalga yayılımı özellikleri simüle edilmiş veriler	38
4.2.3 Gerçek depremlerden elde edilen deprem kayıtları	38
4.3 Gerçek Deprem Kayıtlarını Seçmek ve Ölçeklendirmek İçin Uygulanan Yöntem	
.....	38
4.3.1 Veri bankasındaki kayıtların seçimi	38
4.3.2 Deprem yönetmeliğinde tasarım spektrumu	38
4.3.3 Elastik spektral ölçekleme katsayısı	39
4.3.4 DBYBHY 2007'ye göre kayıtların seçilme koşulları	39
4.3.5 Uygulanan kayıt seçme ve ölçeklendirme yöntemi	41
5. ANALİZLER VE TASARIM	43
5.1 Giriş	43
5.2 Rijit Diyafram Kabulü	43
5.3 Örnek Binaların Modellenmesi	44
5.3.1 Malzemeler, kesitler ve eleman sınıflarının modellenmesi	44
5.3.2 Panel ve çelik yastıkların modellenmesi	48
5.4 Örnek Binalar	53
6. BİNALARIN ZAMAN TANIM ALANINDA ANALİZİ	61
7. SONUÇLAR	77
KAYNAKLAR	81
ÖZGEÇMİŞ	85

KISALTMALAR

ACI	: American Concrete Institute
ASCE	: American Society of Civil Engineers
DBYBHY	: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik
FEMA	: Federal Emergency Management Agency
TS500	: Betonarme yapıların tasarım ve yapım kuralları
St	: Station
TPB	: Türkiye Prefabrik Birliği
DDED	: Direkt Deplasman Esasına Dayalı Tasarım
TSD	: Tek Serbestlik Dereceli
MN	: Minimum Hasar Sınırı
GV	: Güvenlik Sınırı
GÇ	: Göçme Sınırı
PEER	: Pasific Earthquake Engineering Research center
UBC97	: Uniform Building Code 97

SEMBOLLER

α_{ST}	: S(T)'ye ait spektrum ölçekleme katsayısı
Δ	: Görelî deplasman
$\Delta_{y,c}$	: Akma deplasmanı
$\Delta_{p,c}$	: Plastik deplasman
Δ_d	: Tasarım deplasmanı
Δ_f	: Çerçeve için tasarım deplasmanı
ϵ	: Asal gerilme doğrultusundan sapma açısı
ϵ_y	: Beton akma şekil değıştirmesi
Φ_y	: Akma anındaki eğrilik
Φ_u	: Nihai eğrilik
θ_e	: Elastik dönme
θ_p	: Plastik dönme
r	: Yoğunluk
S_x, S_y, S_{xy}	: Kabuk iç gerilmeleri
ξ_f	: Eşdeğer toplam yapısal sönüm
ξ_{str}	: Panellerin toplam tabankesme kuvveti üzerindeki katkısı
A_o	: Etkin yer ivme katsayısı
A_s	: Donatı kesit alanı
$A(T)$	: Spektral ivme katsayısı
a	: İvme
b	: Elastik efektif kiriş genişliği
b	: Elastik efektif kiriş genişliği
C	: Dokunun kapasitansı
C_0	: AY75'e göre deprem bölgesi katsayısı
d_{bl}	: Uzunlamasına beklenen takviyenin çapı
D_{el}	: Elastik dönmeye bağı deplasman
D_{pl}	: Plastik dönmeye bağı deplasman
D_{max}	: Maksimum deplasman
D_y	: Akma anındaki deplasman
E_c	: Betonun Elastisite Modülü
E_{DS}	: Yapının doğal sönümü
EI	: Yapıdaki kolonların elastik rijitliği (elastisite modülü ile atalet momentinin çarpımı)
f_{cm}	: Mevcut beton dayanımı
f_{ctm}	: Mevcut betonun çekme dayanımı
f_{ye}	: Uzunlamasına takviyenin akma dayanımı
F	: AY75'e göre binaya gelecek deprem hesap yükü
H_e	: Etkin yükseklik
H, h	: Kolon Yüksekliği
I	: AY98'e göre bina önem katsayısı
L_P	: Plastik mafsall boyutu
L_{SP}	: Gerilme nüfuzu etme uzunluğu

K_e	: Etkin rijitlik
K	: AY75'e göre yapı tipi katsayısı
m	: Kütle
m_e	: Yapının etkin kütlesi
M_x, M_y, M_{xy}	: Moment Bileşenleri
M	: Moment
M_u	: Nihai moment
M_y	: Akma anındaki moment
M_p	: Plastik moment
N_x, N_y, N_{xy}	: Normal Kuvvet Bileşenleri
T_e	: Yapı etkin periyodu
T	: Yapı doğal titreşim periyodu
T_1	: Binanın 1. Doğal titreşim periyodu
T_A, T_B	: Spektrum Karakteristik Periyotları
P	: Yük
q	: Faz yükü
u, v	: Yer değiştirme vektörü bileşenleri
R	: Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
$S(T)$	: Spektrum katsayısı
S_a	: Spektral ivme
S_d	: Spektral deplasman
t	: Zaman
V_{max}	: Maksimum kesme kuvveti
V_t	: Yapıya gelecek eşdeğer deprem yükü
V	: Kesme Kuvveti
V_b	: Birleşim bölgesine gelecek kesme kuvveti
V_i	: Çerçevenin taban kesme kuvveti
V_r	: Betonarme elemanların kesme kapasitesi
V_y	: Akma anındaki yük
w	: Açısal hız
W	: Bina Ağırlığı
XC	: Kapasitif reaktans
XL	: Endüktif reaktans
Z	: Zemin sınıfı

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 2.1	Binalar için öngörülen minimum performans hedefleri	25
Çizelge 4.1	Yapıların birinci periyotları	40
Çizelge 5.1	Eleman tipleri.....	46
Çizelge 5.2	Yapıların genel özelliklerinin özeti.....	47
Çizelge 5.3	Kolonların donatı oranları	47
Çizelge 5.4	Panel tip 1 yastık rijitlikleri	48
Çizelge 5.5	Panel tip 1 yastık bilineer – simetrik rijitlikleri	49
Çizelge 5.6	Panel tip 2 yastık bilineer – asimetrik rijitlikleri	50
Çizelge 6.1	Analizlerde kullanılan deprem kayıtları	61

ŞEKİL LİSTESİ

Şekil 1.1	Panellere guse yerleşimi.....	6
Şekil 1.2	Türkiye’de tipik tek katlı mafsallı prefabrik sanayi yapısı modeli	7
Şekil 1.3	Ceyhan ve Marmara depremlerinde hasar gören bina örnekleri.....	8
Şekil 1.4	Kolonlarda büyük yatay ötelenme hasarı	8
Şekil 1.5	Mirandola’da Emilia-Romanga (2012) depreminde dış cephe panelleri hasarsız şekilde ayakta kalmış, ancak içerisi göçen prefabrik endüstri yapısı ...	9
Şekil 2.1	Yapı elemanlarının enerji tüketme güçleri	14
Şekil 2.2	Betonarme kesitte moment-eğrilik ilişkisi	15
Şekil 2.3	Konsol kolonda eğilme momenti ve eğriliğin değişimi	16
Şekil 2.4	Çelik yastıkların ebatları	18
Şekil 2.5	İ.T.Ü Laboratuvarında yapılan çelik yastık testlerinden bir örnek (Sol) ve kesme kuvveti altında deformasyona uğramış cushion (Sağ).	19
Şekil 2.6	Her panel tek yastıkla yukarıdan kirişe, çift yastıkla aşağıdan zemine ve ayrıca tek çelik yastıkla diğer panele bağlanmıştır	19
Şekil 2.7	3mm ve (Sol) ve 8mm (Sağ) kalınlıklardaki çelik sönümleyici yastıklara (Cushion) yapılan kesme kuvveti testi sonucu ortaya çıkan kesme kuvveti altında deplasman-tepki eğrisi	20
Şekil 2.8	Sönümleyici çelik yastığın kuvvet-deformasyon tepkisi	20
Şekil 2.9	Panellere betonarme prefabrike bir yapının performansının ve ayrıca yastıkların ve panellerin enerji dağılımı dikkate alındığında tasarım performansının nasıl değiştirilebileceğini sergileyen şematik gösterimi	21
Şekil 2.10	Kesit hasar bölgeleri	22
Şekil 2.11	Elastik tasarım spektrumu	24
Şekil 3.1	Yapının lineer ötesi davranışı	29
Şekil 3.2	İttirme Şekli ve Çatı Deplasmanı-Taban Kesme Kuvveti	30
Şekil 3.3	Direkt Deplasman Esasına Dayalı tasarım ilkeleri	31
Şekil 4.1	Spektrum eğrileri	41
Şekil 5.1	Modellerde kullanılan donatı çeliğine ait çevrimsel model	44
Şekil 5.2	Betonun mekanik özellikleri.....	45
Şekil 5.3	Analizi yapılan yapıların kolon kesiti	47
Şekil 5.4	Çelik yastık ve panele monte edilmek için kullanılan pimlerin modeli.....	48
Şekil 5.5	Neoprenli çelik yastığın rijitlik değerlerinin bulunmasında kullanılan yöntem	49
Şekil 5.6	Çelik yastığın basınç ve çekme kuvveti altında rijitlik değerlerinin bulunmasında kullanılan yöntem	50
Şekil 5.7	Link elemanların modellenmesi	51
Şekil 5.8	Link elemanın bağlantı ve çalışma biçimi.....	52
Şekil 5.9	Yastık elemanın yerel eksenleri.....	52
Şekil 5.10	2-akslı prefabrik yapı’nın çerçeve açıklığı ve yüksekliği	53

Şekil 5.11 3-akslı prefabrik yapı'nın çerçeve açıklığı ve yüksekliği	53
Şekil 5.12 4-akslı prefabrik yapı'nın çerçeve açıklığı ve yüksekliği	53
Şekil 5.13 Yarı rijit diyaframın kabulü (iki açıklıklı modelin yukarıdan görünümü)	54
Şekil 5.14 Yarı rijit diyaframın seismostruct programında modellenmesi	55
Şekil 5.15 Rijit Diyaframın Tanımlanması.....	55
Şekil 5.16 Tip 1 (sol) ve Tip 2 (sağ) panellerin şematik görünümü	56
Şekil 5.17 İki açıklıklı prefabrik yapıda tip-1 panellerin dizilişi	56
Şekil 5.18 İki açıklıklı prefabrik yapıda tip-2 panellerin dizilişi	57
Şekil 5.19 Panel Tip 1 ve çelik yastıkların deprem beklenen hareketi	57
Şekil 5.20 Panel Tip 1 iki açıklıklı prefabrik yapı'da sönümleyicilerin konumlanması	58
Şekil 5.21 Panel Tip 2 iki açıklıklı prefabrik yapı'da sönümleyicilerin konumlanması	58
Şekil 5.22 İ.T.Ü.'de yapılan laboratuvar çalışmasında her panel 4 çelik yastıkla yapıya bağlanmıştır	59
Şekil 6.1 Deprem kayıtları.....	64
Şekil 6.2 Panel Tip 1'de 4 açıklıklı yarı rijit diyafram orta ve kenar kolon maksimum tepe deplasman-zaman eğrileri	65
Şekil 6.3 Panel Tip 1'de 4 açıklıklı rijit diyafram orta ve kenar kolon maksimum tepe deplasman-zaman eğrileri	66
Şekil 6.4 Panel Tip 1'de maksimum taban kesme kuvveti oranı ile kenar kolon tepe yer değiştirme oranı	67
Şekil 6.5 Panel Tip 2'de maksimum taban kesme kuvveti oranı ile kenar kolon tepe yer değiştirme oranı	67
Şekil 6.6 Panel Tip 1'de maksimum taban kesme kuvveti oranı ile orta kolon tepe yer değiştirme oranı.....	68
Şekil 6.7 Panel Tip 2'de maksimum taban kesme kuvveti oranı ile orta kolon tepe yer değiştirme oranı	69
Şekil 6.8 Lomap Depremi GIL067 İstasyonu Deprem kaydı için 2 açıklıklı rijit diyafram yapıda Panel Tip 1 ve Panel Tip 2 için taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı eğrileri	70
Şekil 6.9 Imperial Valley Depremi H0414 İstasyonu Deprem kaydı için 2 açıklıklı rijit diyafram yapıda Panel Tip 1 ve Panel Tip 2 için taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı eğrileri	71
Şekil 6.10 Panel Tip 1'de maksimum orta kolon tepe yer değiştirme oranı ile panellerin toplam taban kesme kuvvetine katkısının karşılaştırılması	73
Şekil 6.11 Panel Tip 2'de maksimum orta kolon tepe yer değiştirme oranı ile panellerin toplam taban kesme kuvvetine katkısının karşılaştırılması	73
Şekil 6.12 Panel Tip 1'de orta kolon maksimum teğet-kiriş dönmesinin (chord rotation) kenar kolon maksimum teğet-kiriş dönmesi ile karşılaştırılması	74
Şekil 6.13 Panel Tip 2'de orta kolon maksimum teğet-kiriş dönmesinin (chord rotation) kenar kolon maksimum teğet-kiriş dönmesi ile karşılaştırılması.....	75
Şekil 6.14 Panel Tip 1 yapısında maksimum uç dönmelerinin (tip rotation) orta kolon ve kenar kolonda karşılaştırılması	76
Şekil 6.15 Panel Tip 2 yapısında maksimum uç dönmelerinin (tip rotation) orta kolon ve kenar kolonda karşılaştırılması	76

BETONARME PREFABRİK ENDÜSTRİ YAPILARINDA CEPHE PANELLERİNİN BAĞLANTISI İÇİN ÖZEL BİR ELEMANIN İNCELENMESİ

ÖZET

Dünya’da endüstriyel tesisler, depolar, otoparklar vb. büyük açıklık gerektiren alanların inşaatı için, başta inşaat hızı ve ekonomik nedenlerden dolayı prefabrik betonarme yapılar ağırlıklı olarak tercih edilmektedir.

Türkiye’de de endüstriyel yapıların ve sanayi yapılarının büyük bir bölümü tek katlı moment aktarmayan mafsallı birleşimli prefabrik yapılardan oluşmaktadır. Deprem yaşanması durumu sadece bu yapıların değil, prefabrik binaların içinde bulunan yüksek miktardaki sermaye birikiminin de hasar görmesine veya tamamen kaybolmasına sebep olabilmektedir. Dolayısıyla, prefabrik yapıların ülke ekonomisi açısından önemi büyüktür. Bu nedenle, yaşanması muhtemel depremlerde prefabrik sanayi yapıların depremden minimum hasarla çıkması büyük önem arz etmektedir.

Bu çalışmanın temel amacı, tek katlı betonarme prefabrike yapılarda farklı dağılımlardaki enerji sönümleyici çelik elemanların ve ayrıca, farklı rijitlikli diyaframların deprem performanslarının sonuçlarını sunmak ve birbiriyle kıyaslamaktır. Çalışmada sunulan sönümleyici özelliği olan çelik yastıklar İstanbul Teknik Üniversitesinde yürütülen “SAFECLADDING” projesi kapsamında test edilmiştir. Yapılan bu çalışmanın asıl amacı, tek katlı prefabrike yapılarda çelik sönümleyici yastıklarla desteklenen panellerin kullanılması durumunda deprem etkisinin iyileştirilmesini incelemektir.

Çelik yastık sönümleyiciler prefabrik yapı sanayisinde yeni bir bağlantı elemanı olarak tanımlanabilir. Bükülmüş çelik plakalardan üretilen çelik yastık sönümleyiciler, panellerin arasına yerleştirme kaydıyla sistemlerin farklı yerlerinde konumlandırılmıştır. Bu yastıklar kesme kuvvetleri yanı sıra basınç ya da çekme kuvvetlerine de maruz kalır. Burada sunulan çalışmada panel sisteminin yapılardaki bir rolün tasarım süreci boyunca dikkate alınması koşuluyla makul olup olmayacağına dair incelemeler yapılmıştır. Ayrıca, tek katlı prefabrik sanayi yapılarında rijit ve yarı rijit diyafram çatı sistemlerinin deprem sırasındaki davranışı, panellerde iki farklı

şekilde konumlanmış sönümleyici çelik yastıkların göz önünde bulundurulmasıyla incelenmiştir. Özetle belirtmek gerekirse, yapısal özellikleri iyi belirlenmiş bir panel sistemi deprem esnasında uygun ve gelişmiş çelik sönümleyici yastıklar vasıtasıyla enerjiyi sisteme dağıtıp başarıyla kontrol ettiği ve ayrıca, rijit diyafram çatı sistemlerinin yarı rijit sistemlere kıyasla çok daha güvenilir olduğu gözlenmiştir.

Araştırma, her yapı konfigürasyonu dokuz farklı deprem etkisi altında olmak üzere on iki farklı yapısal konfigürasyonu kapsayacak şekilde yapılmıştır. Bu nedenle çerçeveli yapıdaki çeşitli parametrelerin davranışı incelenmiştir.

Dolayısıyla bu çalışma, paneller arası sönümleyici çelik yastık yerleştirerek kullanılan betonarme prefabrike yapıların tasarımı için deplasman esaslı bir metodoloji önermektedir. Bu öneri, dokuz farklı deprem ivme verilerinin dinamik analizlerinden elde edilen sonuçları analiz ederek doğrulanmıştır.

INVESTIGATION OF A SPECIAL DISSIPATOR ELEMENT FOR CONNECTION OF RC CLADDING PRECASTED SYSTEMS IN INDUSTRIAL CONSTRUCTIONS

SUMMARY

For reasons of economy and speed of construction, precast concrete structures are predominantly preferred for industrial facilities, warehouses, car parks etc. where large open areas are required.

Most of the industrial building in our country are pin connected one-story precasted structures. Therefore, precasted structures are a big issue in terms of the country's economy. When earthquake occurs, alongwith these structures, high amount of capital accumulated in the precasted buildings can be damaged or completely lost. Therefore, in the time of earthquake, it is vital that precasted industrial structures expose minimum damage against earthquake forces.

The main aim of this study is to present and compare results of evaluation of the earthquake performance on the 1-storey RC precasted structures with different configuration of energy dissipating safecladdings and different stiffness values of slabs.

The dissipating connectors presented here are those tested at Istanbul Technical University during the Safecladding project. The purpose of the numerical exercise is to investigate whether the tested safecladdings would be effective in a one-storey prefabricated buildings in terms of improving the seismic response.

Cladding systems could be a novel connection elements to be used in the precast industry. The steel cushions those were produced from the bended steel plates, positioned to different locations of cladding systems are subjected to shear accompanying tension or compression forces.

The research work presented here suggests that a structural role for the cladding system may be reasonable as long as it is taken into account during the design process. Such a consideration presupposes that the response of the cladding system is known and successfully controlled during an earthquake by means of using appropriate

advanced connectors, capable of dissipating energy, the structural features of which are well established. A dissipative connector is the type of device that exhibits enhanced properties in terms of ductility and damping and constitutes a key element in the new concept of designing the cladding system participating in the response.

The research was made in such way that twelve different structural configurations could be investigated. Therefore, the behaviour of various parameters in the framed structure were investigated.

This work thus proposes a displacement-based methodology for the design of RC precast structures with claddings that is validated with analyses results from dynamic time-history analyses of seven various earthquake datas.

1. GİRİŞ

1.1 Problemin Tanımı

Her yıl dünyada binlerce çeşitli büyüklüklerde deprem meydana gelmektedir. Yaşanan depremler büyüklük, zemin yapısı, ivme gibi etkenlere bağlı olarak çok ciddi kayıplara sebep olabilmektedir. 1976 Tangshan-Çin depreminde resmi rakamlara göre 225,000 insan, 2004 Sumatra-Endonezya depreminde resmi rakamlara göre 230,000 insan, 2010 Haiti depreminde 222,000 insan hayatını kaybetmiştir. Depremler can kayıplarına yanı sıra büyük fiziksel ve sosyo-ekonomik kayıpların yaşanmasına da sebep olmaktadır. Örneğin 2011 Japon'ya depreminde 235 milyar dolar, 1994 California depreminde 42 milyar dolar ve 1999 Kocaeli depreminde 20 milyar dolar'ı aşkın bir kayıp sözkonusu olmaktadır.

Mevcut teknolojileri gözönünde bulundurarak depremlerin önceden belirlenmesi mümkün olmasa da, deprem sırasında yaşanılacak hasarlara karşı alınacak önlemler, sosyo-ekonomik kayıpların minimize edilmesine imkan sağlayacaktır. Dolayısıyla, deprem bölgelerindeki mevcut yapıların ve ayrıca ileride yapılacak olan yeni yapıların deprem riskini göz önünde bulundurarak değerlendirilmesi büyük önem arz etmektedir. Bu konuda önlem alınamadığı takdirde oluşabilecek kayıplar, belirli bir kaynak ve yatırım potansiyeline sahip ülkemizin ekonomisinde ciddi sıkıntılara yol açacaktır.

Türkiye nüfusunun %98'i aktif deprem bölgelerinde bulunduğunu göz önüne alırsak, sanayi üretiminin neredeyse tümünün deprem tehlikesinin büyük olduğu bölgelerde yoğunlaştığını görürüz. Sanayi yapılarında meydana gelebilecek hasarlar, can kaybının yanı sıra işgücü kaybı, makina ve ekipman kaybı gibi ekonomik kayıplar doğurabilmektedir. Başka bir deyişle, Türkiye olası büyük bir depremde can kaybının yanı sıra çok büyük bir ekonomik kayıp riski ile de karşı karşıya olacaktır.

Türkiye'de endüstriyel sanayi tesislerinin %75'inden fazlası prefabrike yapı sistemleri ile inşa edilmiş olmasını sebebiyle, olası depremlerde bu tip sanayi yapıların büyük bir risk altında olduğunu vurgulamak lazım. 1998 Adana-Ceyhan ve 1999 Marmara gibi

prefabrik sanayi yapılarının yoğun olduğu merkezlerde meydana gelen depremler, prefabrik yapıların da büyük hasar görmelerine ve dikkatlerin prefabrik yapılara çevrilmesine sebep olmuştur. Bundan dolayı, mevcut prefabrik yapıların risk analiziyle birlikte, gelecekte inşa edilecek prefabrik yapılarda yeni sistemlerin kullanılması büyük bir önem arz etmektedir.

1.2 Prefabrikasyonun Tanımı

Prefabrikasyon bir yapıyı oluşturmak için herhangi bir inşaat malzemesi, yapı elemanı, yapı bileşeni, makine veya teçhizatın atölye veya fabrikalarda seri olarak imal edildikten sonra her türlü yapı inşaatının şantiyesinde, sadece yerleştirme ve montaj işlerine tabi tutulmasına esasına dayanan bir yapı teknolojisidir.

Başka bir deyişle kullanım amacı esas alınarak; dayanım, görünüm, ikamete uygunluk, konfor, süre açısından ortaya çıkan gereksinimlere en üst seviyede cevap verebilen bir yapım sistemi oluşturmak amacıyla elemanlarının fabrika ortamında modern teknoloji koşulları altında, seri halde üretildiği yapı türüdür.

Prefabrikasyon sadece yapı sistemlerini oluşturmakla kalmayıp aynı zamanda tek başına kullanılabilen yapısal elemanları da ortaya çıkarabilmektedir.

Yapımına karar verilen bir proje için en uygun teknolojinin seçimi, çok fazla parametreyi içeren oldukça karmaşık maliyet ve etkinlik analizine göre yapılmaktadır. Gerçekleştirilen çalışmalar sonucunda prefabrike yapıların inşa sürelerinin azaldığı ve bu yapılarda kalitenin yükseldiği sonucuna varılmış, geleneksel yapılara göre daha uygun fiyatlı olduğu tespit edilmiştir.

1.2.1 Dünya’da prefabrikasyon

Dünya’da bilinen ilk prefabrike panelli binanın 1905’de İngiltere’nin Liverpool şehrinde John Alexander Brodie tarafından inşa edildiği bilinmektedir. Dönemin Britanyasında bu tür binaların yapımının yaygınlaşmaması nedeniyle, Dünya’da prefabrike binalara olan ilginin artması ve yaygınlaşması İskandinav ve Doğu Avrupa ülkeleri aracılığıyla olmuştur.

İngiltere’de 1936’da George Goodwin tarafından yazılan makale bugün kullanılan prefabrikasyonun başlangıcı olmuştur. Bu makale RIBA (Royal Institute of British

Architects) kurumu tarafından, yapı dünyasını, prefabrikasyonun kullanımına teşvik etmesi ve cesaretlendirmesi nedeniyle ödüllendirilmiştir.

İkinci Dünya Savaşı sonrası hasar alan ve oturulamaz halde olan yapıların oldukça fazla oluşu konut talebini doğurmuştur. Bu konut talebinin karşılanmasında prefabrikasyon teknolojisinin büyük yardım alınmıştır.

Parasal kaynakların artması ve inşaat sanayisinde artış olması sebebiyle kırsal alanlarda da yapılarda endüstrileşme hareketi başlamıştır.

1970'lerde İngiltere'de eğitim binalarının %70'inin endüstrileşmiş yapı yöntemiyle yapıldığı bilinmektedir.

Günümüzde, Avrupa Birliği bünyesindeki ülkelerde, prefabrik beton/betonarme eleman üretiminin tüm üretim içerisinde sahip olduğu pay % 25-30 arasındadır. Bu oran Kuzey Avrupa ülkelerinde % 45-50'lere kadar çıkmaktadır. Ülkemizde ise bu oran oldukça az; % 8 civarındadır.

Uluslararası yıllık prefabrik üretimin kişi başına oranı Almanya'da 740 kg/kişi, Belçika'da 920 kg/kişi, Danimarka'da 430 kg/kişi, Fransa'da 520 kg/kişi, İtalya'da 530 kg/kişi ve Türkiye'de sadece 65 kg/kişidir.

1.2.2 Türkiye'da prefabrikasyon

Avrupa'da, özellikle Kuzey Avrupa ülkelerinde yarım asırdan fazla süredir prefabrik betonarme yapı sistemleri yaygın bir şekilde başarı ile uygulanmaktadır.

Ülkemizde ise, betonarme yapı elemanlarının prefabrikasyonu ile ilgili çalışmalara 1960'lı yılların başında başlanmıştır.

1960'lı yıllarda Türkiye'de uygulamaya başlanan prefabrike yapı inşaatlarına, ikinci beş yıllık kalkınma programında (1968-1972) yer verilmiştir. Fakat bu programda prefabrikasyonun işsizliğe yol açacağı düşünülmüş, yeterli destek ve ilgi sağlanamamıştır.

Yapılan araştırmalar sonucu bu düşüncenin yanlış olduğunun ortaya çıkması, prefabrike yapı sektörünün yaklaşık 15 senelik bir kayba neden olmuştur. Prefabrike inşaat sistemi, geleneksel sistemlere göre %35 – %40 daha az insan gücüne ihtiyaç duysa da, hem inşaat süresindeki kısalma hem de bu hız ile konut inşaatı sayısının artması nedeniyle reel olarak yıllık insan gücünü arttırmaktadır. Alışlagelen sistemde

kış aylarında iş yapmayan işçiler prefabrik sistem sayesinde yılın her mevsimi iş bulabileceklerdir.

1984 yılında kurulan Türkiye Prefabrike Birliği sektörün hem bilimsel yönden ilerlemesine önderlik etmiş hem de bir çatı altında toplanmasını sağlamıştır.

Deprem kuşağında yer alan ve prefabrikasyonun uygulandığı bir çok ülkeden daha yüksek deprem riski altında bulunan ülkemizde prefabrike betonarme yapı üretimi özellikle 1980 yılından sonra hız kazanmıştır. 1990 yılından sonra ise Türkiye genelinde yapılan endüstriyel yapıların büyük bir bölümü prefabrike elemanlarla inşa edilmiştir.

Prefabrike yapı sektörü alanında atılan bu olumlu adımlara rağmen ne yazık ki şu anda bile inşaat sektöründen gereken payı alamadığı görülmektedir. Prefabrike yapı sektörüne gereken ilgi gösterilmediği için hem sektör geri kalmış hem de yapı maliyetleri artmıştır. Oysa ki desteklenen ve öncelik verilen prefabrikasyon sektörü hem maliyetleri azaltabilir hem de inşaat sürelerini kısaltabilirdi. Bu hem ekonomik hem de politik sorunların doğmasını engeller, toplum gelişmesi açısından da hızlandırıcı bir hamle olurdu.

İnşaat sektörünün %70-80'ini oluşturan konutların sadece %5-7' si, %5-8 payı olan endüstriyel sanayi tesislerinin %80'i prefabrike yapı sistemleri ile inşa edilmiştir. Türkiye'de prefabrik sistemlerin kullanımı sanayi yapılarında artarken, konutlarda henüz sınırlı ölçülerde tercih edilmektedir. 2015 yılı verilerine göre prefabrik sistemlerin Türkiye'deki inşaat sektörü içindeki payı henüz %8'dir.

Her sistemin olabileceği gibi prefabrikasyonun da olumsuz yönleri mevcuttur. Ancak olumlu yönlerine kıyasla oldukça azdır.

Teknolojik gelişmeler rasyonalizasyon ve standartlaşmaya yönelecek prefabrike konut yapımından, kesin zorunluluk olmadığı hallerde kaçınılacaktır.

1.3 Prefabrik Yapılarla İlgili Çalışmalar

Mayıs 1996 tarihinden itibaren prefabrik yapılarla ilgili çalışmalar ülkemizde yoğunlaşmıştır. 1995 yılında kurulan komitenin çalışmaları sonrası, Mayıs 1996 tarihinde afet bölgelerinde inşa edilecek yapılar hakkındaki yönetmelik Resmi Gazete'de yayınlanmış. Sonraki bir yıllık süreç içerisinde yeni yönetmelik hükümleri

için eleştiri ve öneriler dikkate alınarak çeşitli çalışmalar yapılmış ve bu çalışmalar arasında prefabrik yapılar için yapılan çalışmalara da yer verilmiştir.

zmen ve diğ. (1997) AY75 ile yeni deprem yönetmeliği taslağını karşılatırmış ve prefabrik yapıların tasarıyla ilgili görüş ve önerilerini sunmuşlardır.

olakoğlu (2001) tarafından yapılan tez çalışmasında 1997 Deprem Yönetmeliği, UBC97 ve Eurocode-8 prefabrik binalar ile ilgili bölümleri birbiriyle görelili ötelenmesi, taban kesme kuvveti ve yapısal ve yapısal olmayan çıkıntılara gelen deprem yükü açısından kıyaslamıştır. Bu çalışmanın sonucunda Türk Deprem Yönetmeliği'nde bazı katsayıların yeterli olmadığını sonucuna varmıştır.

Özden ve Zorbozan (1998) iki adet prefabrik yapının tasarımını acıklayan bir kitap hazırlayarak 1997 Deprem Yönetmeliği'in yürürlükteki şekli doğrultusunda örnek prefabrik yapı tasarımını açıklamıştır. Hazırlanan bu kitapta deprem yönetmeliği uygulaması hakkında ayrıntılı bilgilere de yer verilmiştir. Tez çalışmasında ise, Türkiye'deki sanayi yapılarının büyük bir çoğunluğunu oluşturan birleşimleri moment aktarmayan tek katlı prefabrik yapıların deprem etkisi karşısındaki tepkilerini incelenmiştir. Süregelen çalışmalara katkıda bulunmak amacıyla incelenen prefabrik yapıların deprem performanslarının belirlenebilmesi için hızlı değerlendirme yöntemi geliştirilmiştir.

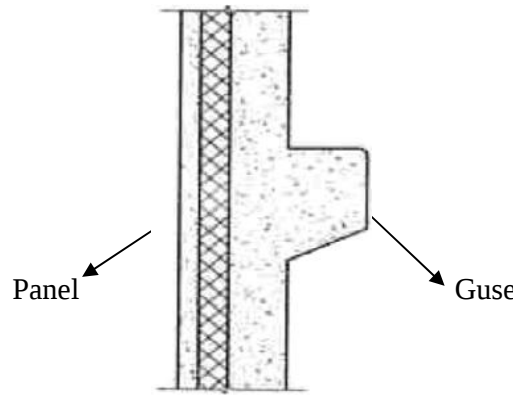
Tankut vd (2001) tarafından yapılan çalışmada prefabrik yapılardaki bağlantılarının deprem kuvvetleri karşısındaki tepkisi incelenmiştir.

şenel vd (2013) alışmasında rijitlik ve dayanımı yüksek olan mafsallı prefabrik binaların kesme ve özellikle de makas kirişinin devrilmesi durumunun kesme hasarına göre daha kritik sonuçlar verebileceği belirlenmiştir.

Kayhan (2008) tarafından yapılan doktora tezinde yapılan analiz sonuçları değerlendirilmiş bulunan sonuçlar hem bina görelili ötelenmesi hem de birleşime gelen yükler ve makas devrilmesi açısından karşılaştırılmıştır. Kapasite Spektrumu Yöntemi ile elde edilen performans noktalarının, detaylı yapısal analize gerek kalmaksızın, hızlı bir şekilde tahmin edilebilmesi için denklemler geliştirilmiştir. Prefabrik tek katlı mafsallı yapıların deprem performansları bu denklemlerle hızlı bir şekilde tahmin edilebilmektedir.

Türkiye’deki prefabrik sanayi yapıları için analitik olarak hasar görebilirlik eğrileri önerilmiş ve bu yapıların hasar görebilirliği üzerinde yapısal parametrelerin etkisi incelenmiştir.

Mohamed Elkady v.d., (2015) tarafından yapılan çalışmada panelli yapıların daha verimli bir şekilde çalışması için dış cephe panellerine guse yerleştirilmiştir. Bu çalışmada panellerin sisteme katkı sunmasından öte, sistemi oluşturan en önemli unsurlardan biri olması hedeflenmiştir. Bu kapsamda, sistemdeki kirişler panellere eklenen guse ile taşınması hedeflenmiştir. Bu yöntemde panellere guse konularak dış cephe kolonlarından tamamen kurtulmanın mümkün olabileceği vurgulanmıştır.



Şekil 1.1 : Panellere guse yerleşimi.

1.4 Prefabrik Yapılardaki Bağlantılar

Yapılan çeşitli çalışmalarda, prefabrik sanayi yapılarında deprem sırasında yapıda oluşan hasar oranı ve sismik performansın yapıdaki bağlantı türlerine ve özelliklerine bağlı olduğu anlaşılmıştır. A.B.D., Yeni Zelanda, Japonya, Avustralya, İran vb. ülkelerde kolon-kiriş bağlantıları rijit olması tercih edilirken, Avrupa’da (Türkiye, İtalya, Yunanistan, İspanya, Portekiz, Slovenya vb.) pim (bulon) birleşimli prefabrik yapılar göze çarpmaktadır.

Bulonlu kolon-kiriş bağlantısı dönüşe izin verir, ancak yanal hareketi önler. Çerçeveler, yarı rijit bağlantılar ile kiriş flanşlarına cıvatalı betonarme plaklar ile bağlanmıştır. Monitöre dayanmayan kiriş-kolon bağlantıları, monolitik bağlantılara sahip bir yapıya kıyasla daha uzun temel periyodun nedeni ve yapının sınırlı yedekliliğidir. Dolayısıyla, bu tip yapı sistemleri momenti engellemediği için yekpare davranış sergileyen yapılara oranla daha uzun temel periyoduna sahiptirler.



Şekil 1.2 : : Türkiye’de tipik tek katlı mafsallı prefabrik sanayi yapısı modeli.

Şekil 1.1’de tipik bir prefabrik sanayi yapısı modeli görülmektedir. Ülkemizdeki tek katlı sanayi yapılarının büyük çoğunluğunu oluşturan bu taşıyıcı sistem modelinde çatı makasları ve oluk kirişleri kolonlara mafsallı olarak oturtulmaktadır. Bu tür yapılarda çatı düzlemindeki diğer bağlantılar da mafsallı olarak teşkil edilmektedir. Günümüzde mafsallı bağlantılar için kullanılan bağlantı çubuğunun kiriş ile aderansını sağlayacak kaliteli dolgu ve harç malzemeleri kullanılması ve bağlantının bulonlarla desteklenmesi uygulaması ön plana çıkmakla beraber mevcut prefabrik yapı stoğunun büyük bir kısmında pimli bağlantının herhangi bir bulonla desteklenmediği, bağlantı için genellikle bir çubuk kullanıldığı yerinde yapılan çalışmalarla tespit edilmiştir (Zorbozan ve diğ., 1998).

1.5 Türkiye’de Deprem ve Tek Katlı Prefabrik Yapılar’da Görülen Hasarlar

Ceyhan Depremi’nden sonra yapılan bir diğer incelemede, tek katlı prefabrik yapılarda ortaya çıkan hasarların genelde birleşim bölgelerindeki projelendirme ve detaylandırma yetersizliklerinden kaynaklandığı belirtilmiştir (Zorbozan ve diğ., 1998).

Marmara bölgesindeki prefabrik yapı hasarları ile ilgili başka bir çalışmada sadece Adapazarı Organize Sanayi Bölgesi’nde tamamen veya kısmen göçen sanayi tesisi oranının %80’e ulaştığı belirtilmektedir (Ersoy ve diğ., 2000).



a) Hacı Ömer Sabancı Organize Sanayi Bölgesi, Adana.



b) Adapazarı Organize Sanayi Bölgesi.

Şekil 1.3 : Ceyhan ve Marmara depremlerinde hasar gören bina örnekleri.

Yapılan incelemeler tek katlı sanayi yapılarında gözlenen hasar türlerinin şu başlıklar altında toplandığını göstermektedir:

- Kolonlar ayakta kalmış ancak kirişlerin tümü yere düşmüştür
- Kolonlarda ciddi yanıl ötelenmeler gözlenmiştir.
- Kolon tabanında plastik mafsallaşma oluşmuştur.
- Özellikle trapez kesitli çatı kirişlerinin kullanıldığı binalarda kirişlerde dönme gözlenmiştir.

Sözü edilen hasarların sebeplerini sistemden kaynaklanan kusurlar ve detay yetersizlikleri şeklinde ayırmak mümkündür.



Şekil 1.4 : Kolonlarda büyük yatay ötelenme hasarı.

Çatıda kirişleri bağlayan tek eleman aşıklardır ve bunlar da diyafram etkisi oluşturamamıştır.

Özellikle trapez kesitli çatı makaslarının yanal stabilitesi sağlanamamıştır. Deprem etkisi ile kirişlerde oluşan dönmeyi önleyecek elemanlar olmadığından, kirişler serbestçe dönmüş ve mesnetteki pimleri zorlayarak onları sıyırmış ya da kırmıştır (Ersoy ve diğ., 2000).

Bu örneklerle yanı sıra, 2012’de Emilia Romagna-İtalya depreminde sanayi yapılarında diyaframın olmaması büyük hasarlara neden olmuştur. Bu depremde bazı prefabrik endüstri yapılarının cephe panelleri hasarsız ayakta kalırken, yapının iç kısmı tamamen göçmüştür. Belirtilen sistemlerin önemli zayıflıklarından birisi çatı düzlemlerinde rijit diyafram olmamasıdır. Bu durum çerçeveler arasında yük aktarımının bozulmasına sebep olmuştur. Diyaframın olmaması, her çerçevenin bağımsız davranması ile sonuçlanmış, çerçeveler arasında uyum ve yardımlaşma olmamıştır. Bu kusurlar sistem kusurlarına örnek olarak verilebilir.



Şekil 1.5 : Mirandola’da Emilia-Romanga (2012) depreminde dış cephe panelleri hasarsız bir şekil ayakta kalmış, ancak içerisi göçen prefabrik endüstri yapısı.

1.6 Analizlerde Kullanılan Depremlerle İlgili Bilgiler

Analizlerde dört farklı depremin dokuz istasyondan alınan ivme kayıtları kullanılmıştır. Kayıtlar PEER NGA veri tabanından alınmış ve yapılar üzerinde etkileri incelenmiştir. Seçilen depremlerle ilgili özet bilgi aşağıdaki gibidir :

1989 Loma Prieta depremi , 17 Ekim 1989’da Amerika Birleşik Devletleri’nin Kaliforniya Eyaleti San Francisco Körfez Bölgesi’ni yerel saate göre 17:04’te vuran depremdir. Depremin sebebi San Andreas fay sistemine bağlı olarak pasifik ve güney amerika plakalarının 2 m kadar kaymasıyla oluşmuştur. San Andreas fayı 40 km uzunlukta bir segmentini kıran, 18 km. odak derinliği olan ve fay boyunca

180 cm yatay ile 120 cm. düşey atım meydana getirmiştir. Deprem'in moment magnitüd ölçeği'ne göre şiddeti 6,9 olmuştur. Deprem nedeniyle 63 kişi hayatını kaybetmiş ve 3.757 kişi yaralanmıştır. Deprem sonucunda yaklaşık 12.000 insan evsiz kalmıştır.

1994 Northridge Depremi, 17 Ocak 1994 günü yerel saat (Pasifik Standart Saati) ile 04:31'de, A.B.D'nin Kalifornia Eyaleti'nde Los Angeles şehrini etkileyen depremdir. Hasarın San Fernando Vadisi'ndeki Northridge bölgesinde yoğunlaşması ve basının bu ismi kullanması nedeniyle deprem Northridge Depremi olarak anılır. Depremın asıl dış merkezi (episantrı) Reseda'dadır. Depremın moment büyüklüğü 6.7'dir. Depremde ölçülen pik yer ivmesi değeri 0.93g'dir.

Depremde 57 kişi hayatını kaybetmiş, 8.700'den fazla kişi yaralanmıştır. Tahminlere göre 20 milyar dolar'lık hasara neden olan deprem bu nedenle ABD tarihinde en fazla zarara neden olan doğal afetlerden biri olmuştur.

1999 ChiChi depremi, 21 Eylül 1999'da Tayvan'ın merkezinde Chichi şehrinde yerel saate göre 01:47'de vuran depremdir. Deprem Chelungpu fay hattında meydana gelmiştir. Deprem'in moment magnitüd ölçeği'ne göre şiddeti 7.3 olup 7 metreye varan dalgalara sebep olmuştur. Deprem derinliği 7 km olarak kayıtlara geçmiştir. Deprem nedeniyle 2.416 kişi hayatını kaybetmiş ve 11.441 kişi yaralanmıştır. Deprem sonucunda yaklaşık 90.000 ev ağır hasarlı yada tamamen göçmüştür.

1979 Imperial Valley depremi, 10 Ekim 1979 günü yerel saat (Pasifik Standart Saati) ile 23:16'de, A.B.D-Meksika sınırında Imperial Valley bölgesinde meydana gelen bu deprem Meksika'nın Kuzeyini ve A.B.D.'nin Kalifornia Eyaleti'ni etkileyen depremdir. Deprem sığ adlandırabileceğimiz 8 km derinlikte meydana gelmiştir. Depremın moment büyüklüğü 6.4'dir. Depremde ölçülen pik yer ivmesi değeri 1.74g'dir.

Depremde 91 kişi yaralanmıştır ve tahminlere göre 30 milyon dolar'lık hasara neden olmuştur.

1.7 Çalışmanın Amacı

Depremlerde prefabrik yapılarındaki bağlatılarda büyük hasar meydana gelmesi yanı sıra ciddi yaralanmalar, pahalı güçlendirme veya değiştirmeden kaynaklanan maliyetler ve endüstriyel faaliyetlerin kesilmesi nedeniyle güvenlik konularında büyük

endişeler uyandırdı. Bundan nedenle, günümüzde yaygın olarak kullanılan ve mevcut yönetmelikler tarafından benimsenen tasarım yaklaşımı, panellerleri hasardan korumak amacıyla panellerlerin binadan tamamen izole edilmesini amaçlamaktadır.

Teorik olarak, binayla etkileşimi kalmayan bir paneller binanın deprem davranışı etkisi olmaması gerekmektedir. Bu yaklaşım çeşitli analitik ve deneysel çalışmaların sürekli olarak belirttiğini yoksayar. Panel ile yapı arasındaki etkileşim, tasarımda ve teoride göz önünde bulunmasa bile pratikte gerçekleşir. Diğer taraftan, paneller, yapının süneklik ve enerji tüketim kapasitesinde potansiyel olarak rol oynarken yapının yanal rijitliğini ve titreşim modları üzerinde de etkileri vardır.

Bu nedenle, Avrupa Birliği 7. Çerçeve Programı kapsamında fonlanan “Design Guidelines for Connections of Precast Structures Under Seismic Loads” veya kısa adı ile “SAFECLADDING Projesi “, Almanya, Belçika, İspanya, İtalya, Portekiz, Slovenya, Türkiye ve Yunanistan’dan üniversitelerin, tedarikçilerin ve meslek kuruluşlarının içinde yer aldıkları bir araştırma projesi çerçevesinde bu konuyu ele almıştır.

Başlığı türkçeye “Deprem Bölgelerinde Yapılacak Prekast Betonarme Yapılar İçin Tasarım İlkeleri” olarak çevirilen araştırma projesine Türkiye’den İstanbul Teknik Üniversitesi ve Türkiye Prefabrik Birliği katılmışlardır.

Bu çerçevede, ITU araştırma ekibi tarafından bir sönümleyici sistem geliştirilmiştir. Belirtilen sönümleyici sistem, sismik titreşim altındaki bina için yararlı olan enerji dağılımını arttırdığı gözlemlenmiştir.

Burada sunulan çalışma, tasarım süreci boyunca dikkate alınması koşuluyla, panellerin sistemde yapısal bir rol üstlenebileceği sonucuna varılmıştır. Bir deprem esnasında panellerin iyi kurulmuş enerji sönümleyici çelik yastık vasıtasıyla sistem tepkisini başarılı bir şekilde kontrol ettiğini görülmüştür (Yüksel v.d., 2015, Smyrou et al., 2015).

Geliştirilmiş sönümleyici çelik yastığın, önceden tanımlanmış performans seviyesine uygun deformasyonları sağlayacağı ve deprem etkisi altındaki bina için enerji sönümlemesini arttırması bekleniyor.

Çelik yastık sönümleyicilerin panellerin bağlantı noktalarına yerleştirilmesi, Googno ve Craig (1998) tarafından ifade edildiği gibi, panellerin sistemde deprem kuvvetleri karşısında ek bir sismik koruma sağlayabilmektedir.

Bir deprem olayı sırasında ana yapının azaltılmış tepki elde etmek için, enerji dağıtımı açısından prefabrik yapı-panel etkileşiminden yararlanma fikri bu çalışmada araştırılmıştır. Bu amaçla, yapı panellerini ve bağlantılarını içeren genel bir sistem olarak ele alınan bir tasarım prosedürü önerilmiştir.

Başka bir deyişle, mevcut sistemlerde panellerlerin deprem kuvvetleri karşısında pasif rol oynamaması ve deprem davranışına katkıda bulunması hedeflenmiştir. Bu tip sönümleyicilerin tasarım aşamasında sisteme dahil edilmesi, sistemin deprem kuvvetleri karşısında daha iyi bir performans seviyesine ulaşmasına ilaveten, maliyetin geleneksel bir yapıya göre daha düşük olmasına sebep olmaktadır.

Paneller bu şekilde değerlendirildiğinde deprem sırasında sisteme yapacağı katkıyı gözardı etmek mümkün değildir. Günümüzde, panellerin sistemden tamamen veya kısmen izole olmasına karşın, panellerin sisteme yapabileceği katkıyı gözönünde bulundurarak, panellerde daha fazla verim alma çabası diğer çalışmalar ve araştırmalarda olduğu gibi bu çalışmada da benimsenmiştir.

Ayrıca, bu çalışmanın diğer bir amacı prefabrik yapılardaki rijit ve yarı rijit diyafram olmak üzere iki farklı tip çatı sistemini deprem kuvvetleri karşısındaki davranışı incelemektir.

2. PREFABRİKE YAPILARDA TASARIM İLKELERİ

2.1 Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımında Temel İlkeler

Deprem sırasında yapıya etkiyen yatay kuvvet çok kısa süreli olmasına rağmen yapıyı zorlamaktadır. Bu dinamik etkinin kütle, rijitlik, yer ivmesi, sönüm oranı vb. gibi yer hareketinin, yapının ve zeminin karakteristik özelliklerine bağlıdır.

Depreme dayanıklı yapı tasarımının temel ilkesi, nadir görülen şiddetli depremlerde yapıda plastik mafsall oluşmasına rağmen can güvenliğinin sağlanması için binanın tamamen göçmesini engellemektir. Şiddetli depremler karşısında yapı enerji sönümlemek için elastik sınırları geçer ve plastik deformasyon yapıp hasar almaya başlar. Yapının hasar görmesi sonucu çeşitli noktalarda plastik mafsall oluşur ve bunun sonucunda yapı göçme tehlikesiyle karşı karşıya kalır. Yapı tasarımında temel ilke yapıdaki enerji tüketimini sağlayacak plastik mafsall oluşumunun yapının göçmesine sebep olmayacak sınırlar içerisinde kalmasıdır. Bunun yanında, daha sık meydana gelen orta ve düşük şiddetli depremlerde yapının hasar görmemesi veya görmesi halinde onarılabılır olması da depremin dayanıklı yapı tasarımında önemli ilkelerinden biri olarak tanımlanabilir.

Deprem karşısında yapıdaki yanal ötelemenin sınırlandırılması depreme dayanıklı tasarımdaki önemli ilkelerinden biridir. Yanal yerdeğiştirmeyi sınırlandırmak için yapıdaki yanal rijitliği yüksek tutmak gerekmektedir. Yapıdaki rijitliğin düşük olmasının deprem sırasındaki katlar arası deplasmanı olumsuz etkilemektedir. Katlar arası deplasmanın büyük olması durumunda yapıya etkiyen ikinci mertebe momentleri de artmaktadır. Bunun sonucunda yapıdaki taşıyıcı olmayan elemanlarda büyük hasar meydana gelebilmektedir.

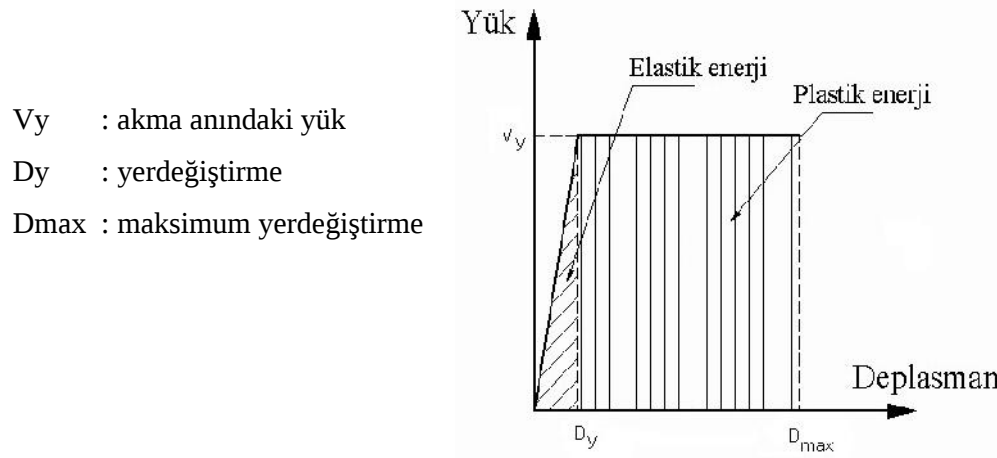
2.1.1 Enerji sönümü ve süneklik

Deprem sırasında yapıya etkiyen enerji yapı ve zeminin özelliklerine bağlı olarak farklı türden sönümlerle azalır. Yapıdaki rijitlik oranı, geometrik boyutları ve kullanılan malzemenin yanı sıra depremin açığa çıkardığı enerji, başka bir deyişle depremin büyüklüğü, enerji sönümle oranına etki yapan parametrelerdir. Yapılar, elemanlarının plastik ötesi davranışının yanında, yapısal olmayan elemanlarının enerji

tüketimine katkısı, temel-zemin etkileşimi gibi farklı nedenlerle de enerji tüketebilirler.

Şekil 2.1'de betonarme yapı elemanlarının enerji sönümleme güçleri gösterilmiştir. Yük-deformasyon eğrisinin altında kalan alan yapılan işe eşittir dolayısıyla, elemanların enerji sönümleme gücünü göstermektedir.

Plastik deplasman veya plastik enerji tüketimi söz konusu olunca bir kavram daha ön plana çıkmaktadır: Süneklik. Süneklik bir kesitin, bir elemanın ya da bir taşıyıcı sistemin dış yükte önemli bir değişme olmaksızın, elastik sınırın ötesinde şekil değiştirme, deplasman yapabilme özelliğinin ölçüsü olarak tanımlanabilir (Celep ve Kumbasar, 2000).



Şekil 2.1 : Yapı elemanlarının enerji tüketme güçleri.

Betonarme elemanlardaki elastik enerji sönümlemesi düşüktür. Bu kapasiteyi arttırmak mümkün olmamasına karşın elemanlardaki plastik enerji sönümleme oranı kullanılan malzemelerin kalitesi ve donatı detaylarına bağlı olarak artabilmektedir.

Yapı ve yapı elemanlarında “süneklik oranı” (μ) bir yapı ya da yapı elemanının yapabileceği en büyük kalıcı ötelenmenin, elastik limit ötelenmesine oranı olarak da ifade edilebilir. Sünek yapı deyimi ile, depremin enerjisini kalıcı deformasyon yaparak tüketen fakat yıkılmayan yapı anlaşılmaktadır (Bayülke, 2001). Süneklik ifadesi ise

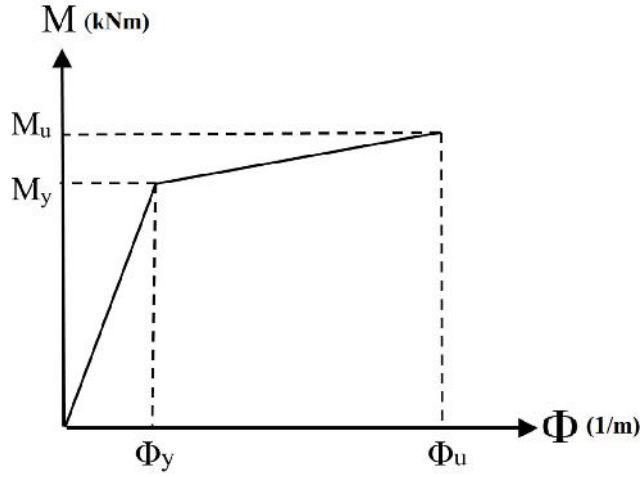
Denklem 2.1'de verilmiştir.

$$\mu_D = \frac{D_m}{D_y} \quad (\text{Denklem 2.1})$$

2.1.2 Plastik mafsalsal kavramı

Moment-eğrilik ilişkisinin idealize edilmiş haliyle incelendiğinde elastik ve plastik değişim bölgeleri gözlenmektedir (**Şekil 2.2**).

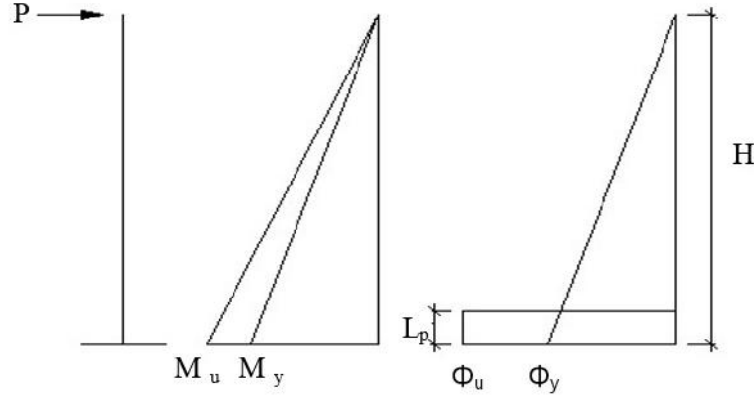
Momentin küçük olması halinde moment-eğrilik ilişkisi doğrusal ve elastik kabul edilmektedir. Ancak eğilmenin artmasıyla kesitte gerilmeler de artar. Gerilmelerin fazla artması çekme bölgesindeki beton çatlamasına sebep olmaktadır. Buna bağlı olarak beton ve çeliğin doğrusal olmayan gerilme-şekil değiştirme bölgeleri kesitin davranışında etkili olmaktadır.



Şekil 2.2 : Betonarme kesitte moment-eğrilik ilişkisi.

Şekil 2.2'de M_y ve ϕ_y akma anındaki moment ve eğrilik değerleri, M_u ve ϕ_u ise nihai moment ve eğrilik değerleri olarak tanımlanmaktadır.

Şekil 2.3'de bir konsol kolonda momentin ve eğriliğin değişimi görülmektedir. Kolonda momentin artması ile mesnete yakın bir bölgede çatlaklar, boyu (L_p) (plastik mafsalsal boyu) olan bir bölgede yoğunlaşmakta ve buna bağlı olarak plastik eğrilik belirgin biçimde artmaktadır. Eğriliğin, dolayısıyla plastik dönmelerin belirli bir bölgede yoğunlaşması plastik mafsalsal kabulü olarak adlandırılmaktadır.



Şekil 2.3 : Konsol kolonda eğilme momenti ve eğriliğin değişimi.

Plastik mafsallarda kesitin moment-eğrilik diyagramına, eğilme momentinin eleman boyunca değişimine, kesit boyutlarına ve elemana etkiyen normal kuvvete bağlıdır. Ancak yaklaşık olarak elemanın eğilmeye çalışan boyutunun yarısı alınabilmektedir (Moehle, 1992).

Eleman boyunca eğriliğin değişimi bilindiğinde dönme ve deplasman değerleri hesaplanabilmektedir. Bu hesabın kolayca yapılabilmesi için eğriliğin eleman boyunca değişimi elastik ve plastik olarak iki bölgeye ayrılmıştır (**Şekil 2.3**). Buna göre P yükünün uygulandığı konsol ucunun dönmesinin hesabı için elastik ve plastik dönme değerlerinin hesaplanması gerekmektedir. Bu iki değer toplamı ise konsol ucundaki toplam dönmeyi verir. Elastik ve plastik dönme değerleri (θ_{el} ve θ_{pl}) aşağıdaki denklemlerle hesaplanmaktadır:

$$\theta_e = \frac{\Phi_y H}{2} \quad (\text{Denklem 2.2})$$

$$\theta_p = (\Phi_u - \Phi_y) L_p \quad (\text{Denklem 2.3})$$

Denklem 2.3 ile elde edilen θ_{pl} aynı zamanda plastik mafsallın dönmesi olarak adlandırılmaktadır.

Elde edilen dönmelere bağlı olarak deplasmanlar da aşağıdaki denklemlerle elde edilebilir:

$$D_e = \theta_e \left(\frac{2H}{3} \right) \quad (\text{Denklem 2.4})$$

$$D_p = \theta_p \left(H - \frac{L_p}{2} \right) \quad (\text{Denklem 2.5})$$

Konsol ucundaki toplam deplasman ise elastik ve plastik deplasmanların toplanması ile elde edilir:

$$D = D_e + D_p \quad (\text{Denklem 2.6})$$

2.1.3 Enerji sönümleyiciler

Günümüzde inşa edilen yapılarda şiddetli deprem veya kasırga sırasında yapıya etkiyen enerjinin büyük bölümü yapısal elemanların şekil değiştirmeleri ve deformasyona uğramaları sonucunda sönümlenmektedir. Elemanların ve yapının enerji sönümlemesi hasar almaları veya yıkılmasına sebep olabilmektedir. Gelişen yapı teknolojisine rağmen şiddetli bir deprem veya kasırgada yapıların kesinlikle hasar görmeyeceği veya yıkılmayacağı konusunda kesin bir öngörü yapılamamaktadır. Bu gibi dinamik kuvvetleri önceden tespit etmek mümkün olmadığından yapıların tasarımı belirli kriterleri sağlayan tasarım yüklerine göre yapılmaktadır. Bu tür yapılarda enerji tüketilmesi esas alınarak plastik mafsallar oluşmaktadır. Dolayısıyla yapı tasarım yükünden farklı bir yüke maruz kaldığında ciddi hasarlar görebilmektedir. Hasarların bazen kabul edilemez seviyelerde olmasından dolayı ek sönüm sistemleri ile tüketime alternatif bir yaklaşım gündeme getirilmiş ve bu sayede enerjinin bu ek elemanlar tarafından yutulması sağlanmaktadır. Pratikte bu tür elemanlara ek enerji sönüm sistemleri yani sönümleyiciler denilmektedir.

Son yıllarda teknolojinin ilerlemesiyle yapıları ve yapısal olmayan elemanları dinamik dış etkilere karşı daha iyi korumak için mevcut klasik tasarıma ek olarak onu tamamlayıcı yeni yöntemler üzerinde çalışılmaktadır. Bu çalışmalarda sönümleyici malzemeler ve sistemlerin yapıya gelen etkileri kendi içinde tüketmesi alanında yoğunlaşmıştır.

Bu çerçevede, İstanbul Teknik Üniversitesi araştırma ekibi tarafından geliştirilmiş bir sönümleyici sistem geliştirilmiştir. Bu sayede prefabrik sanayi yapılarda panellerin sistemde yapısal bir rol üstlenebilmesi hedeflenmiştir.

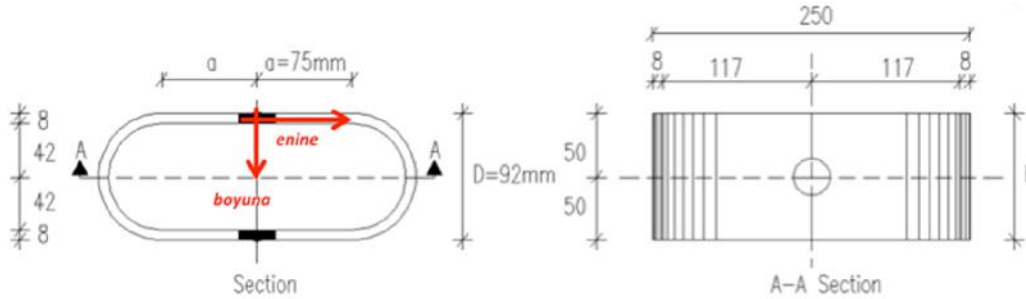
2.1.4 SAFECLADDING projesi

Çelik yastık sönümleyici sistemler İstanbul Teknik Üniversitesi araştırma ekibi tarafından önerilmiş yeni bir sönümleyici sistemdir. Günümüzde prefabrik yapılarda paneller çerçeveden izole bir şekilde olmasından dolayı deprem sırasında yapıya herhangi bir katkı sunmamaktadırlar. SAFECLADDING çalışması çerçevesinde prefabrik sanayi yapılarda panellerin sistemde yapısal bir rol üstlenebilmesi hedeflenmiştir.

Prefabrik çerçevelerdeki kolon-kiriş bağlantıları, genel yapısal davranışı belirleyen kritik bir faktördür. Bundan dolayı araştırma çalışmaları (FP7 araştırma projesine göre “SAFECAST: Prefabrik yapılarda yenilikçi mekanik bağlantıların sismik koşulları altında performansını”) sismik yanıtlarının incelenmesine yöneliktir.

Bu yöntemde kiriş-kolon bağlantıları pimli olarak tasarlanmıştır. Böyle bir bağlantının olması, plastik mafsalların oluşmasına sebep olmaktadır. Bundan dolayı kolon tabanındaki davranışın elastik olmaması beklenecektir. Sonuç olarak, yapısal sistem sağlam veya esnek bir diyaframın varlığına bağlı olmadan aynı üst deplasmana sahip olacak ve bir dizi konsol kolonu olarak simüle edilebilecektir.

Ağır prefabrik beton paneller, yapının çevresindeki prefabrik çerçevelere takılarak sismik kütle ve sistemin sertliğini arttırmaktadır. Panellerin çerçeveye bağlanması sönümleme ve süneklik bakımından ileri özellikler gösteren çelik yastıklar yoluyla sağlanması araştırılmıştır. İki yarı-dairesel uçla birleştirilen iki paralel düz parçadan oluşan bu çelik yastıklar kolayca üretilip ve değiştirilebilir (**Şekil 2.4**).



Şekil 2.4: Çelik yastıkların ebatları (SAFECLADDING projesi İ.T.Ü. ekibi çalışmalarından alınmıştır).

Şekil 2.5'te görüldüğü gibi, çelik bir sönümleyici cihaz panellerin birbirine bağlantı noktasındaki panellerin arasında, panel-kiriş veya panel-zemin bağlantı noktasında yerleştirilmiştir.

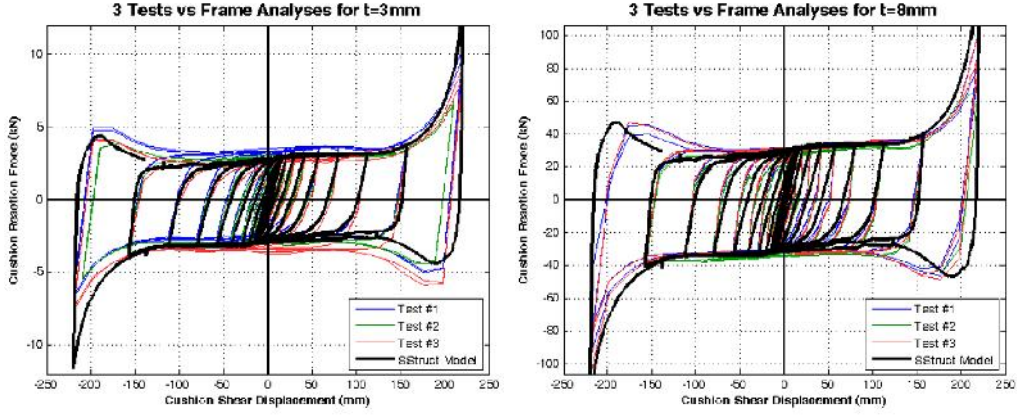


Şekil 2.5 : İ.T.Ü Laboratuvarında yapılan çelik yastık testlerinden bir örnek (Sol) ve kesme kuvveti altında deformasyona uğramış cushion (Sağ). (Smyrou 2014, Özkaynak 2014).



Şekil 2.6 : Her panel tek yastıkla yukarıdan kirişe, çift yastıkla aşağıdan zemine ve ayrıca tek çelik yastıkla diğer panele bağlanmıştır (SAFECLADDING projesi İ.T.Ü. ekibi çalışmalarından alınmıştır).

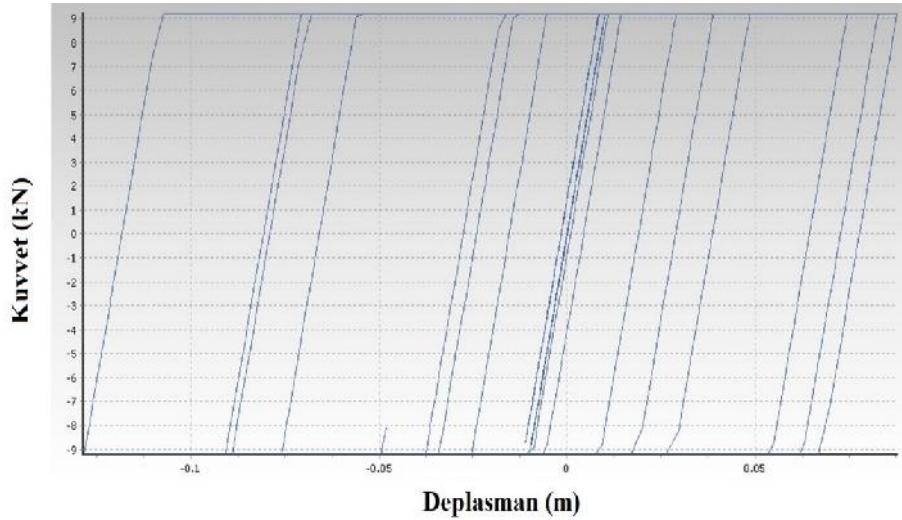
Bu yastıklar yuvarlanma ve açılma sonucunda eğilme hareketi ile dengeli döngüler üretir ve enerjiyi tüketirler.



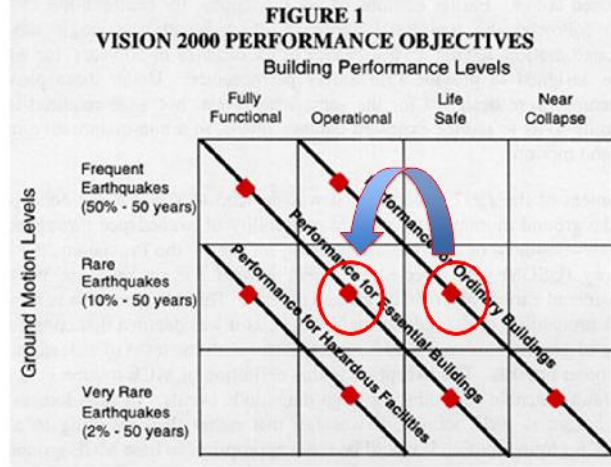
Şekil 2.7 : 3mm ve (Sol) ve 8mm (Sağ) kalınlıklardaki çelik sönümleyici yastıklara (Cushion) yapılan kesme kuvveti testi sonucu ortaya çıkan kesme kuvveti altında deplasman-tepki eğrisi (Smyrou 2014, Özkaynak 2014).

Sismik kodların Avrupa’da mevcut olması, bu tip yapılar için yaşam güvenliği seviyesini sunuyor. Böylece mimari amaçlar için yapıya konulan paneller, ilave sönümleme aletleri olarak kullanılabilir.

Bu durumda, doğrudan-deplasman bazlı tasarımlar, tasarımcının etkili bir tasarım prosedürünü izlemesini sağlar ki tasarımcı ana yapıdan beklenen sismik performansın yanı sıra panellerden ve yastıklardan da tanımlayabilir.



Şekil 2.8: Sönümleyici çelik yastığın kuvvet-deformasyon tepkisi.



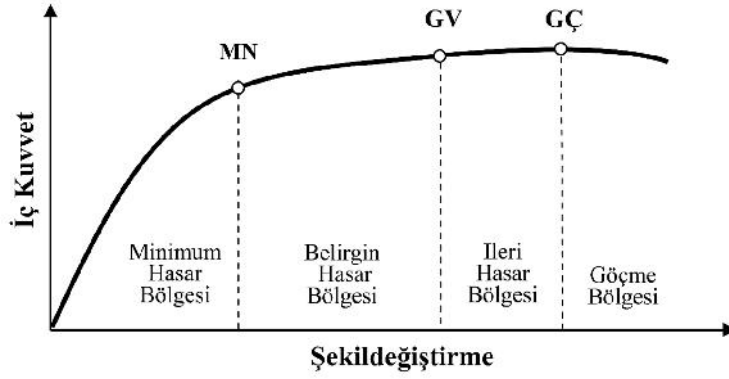
Şekil 2.9: Panellere betonarme prefabrike bir yapının performansının ve ayrıca yastukların ve panellerin enerji dağılımı dikkate alındığında tasarım performansının nasıl değiştirilebileceğini sergileyen şematik gösterimi.

2.2 DBYBHY’ye Göre Elemanların Hasar Sınırları ve Bölgeleri

DBYBHY (2007)’de sünek yapı elemanlarının hasar sınırları için tanımlanan üç sınır durumu aşağıdaki gibidir:

- Minimum Hasar Sınırı (MN)
- Güvenlik Sınırı (GV)
- Göçme Sınırı (GÇ)

Belirtilen hasar sınırları, yapı elemanlarının uçlarındaki bölgelerin şekil değiştirmeleri ile orantılıdır. **Şekil 2.10**’de görüldüğü gibi kesitteki Minimum Hasar Sınırına kadar olan şekil değiştirmeler “Minimum Hasar Bölgesi”, Minimum Hasar Sınırı ile Güvenlik Sınırı arasında olan şekil değiştirmeler “Belirgin Hasar Bölgesi”, Güvenlik Hasar Sınırı ile Göçme Bölgesi’nde olan şekil değiştirmeler “İleri Hasar Bölgesi” ve son olarak da Göçme Sınırdan ilerideki şekil değiştirmeler “Göçme Bölgesi” olarak tanımlanırlar. Gevrek yapı elemanları elastik olarak şekil değiştirmedikleri için gevrek olarak kabul edilip bu sınıflandırmanın dışından tutulur.



Şekil 2.10 : Kesit hasar bölgeleri.

2.3 Binaların Deprem Performans Seviyeleri

Türk Deprem Yöntemeliği bölüm 7’de betonarme ve prefabrike yapılarında performans seviyeleri, yukarıda bahsi geçen hasar bölgelerine bağlı olarak belirlenmiştir. Yapı performans seviyesi o yapıdaki elemanların hangi hasar bölgesinde olması ve ne kadar hasar görmesiyle ilişkili hesaplamalar sonucu ortaya çıkmaktadır.

2.3.1 Hemen kullanım performans düzeyi

Deprem etkilerinin oluşturduğu kesme kuvvetinin tüm duvarların kesme dayanımı tarafından karşılanıyor olması durumunda yapının hemen kullanım performans düzeyinde olduğu kabul görür. Bu performans seviyesinde yapısal elemanlarda oluşan hasar minimum düzeyde olmakla beraber elemanlar rijitlik ve dayanım özelliklerini korurlar ve yapıda kalıcı ötelenmeler oluşmaz.

2.3.2 Can güvenliği performans düzeyi

Yapıya etkiyen deprem kuvvetleri sonucunda yapısal elemanların bir bölümünde hasar meydana gelmektedir. Oluşan hasara rağmen elemanların yatay rijitliklerinin ve dayanımlarının önemli kısmını koruduğu gözlenmektedir. Bundan dolayı düşey yükler düşey elemanlar tarafından taşınabilmektedir. Bu durumda yapıda oluşan öteleme gözle görülme de kalıcı olabilmektedir. Bunun yanında taşıyıcı olmayan elemanlar hasar olmasına rağmen ayakta kalmayı başarmışlardır.

Bu performans düzeyinde yapılan hesaplamalar neticesinde deprem doğrultusunda kirişlerin en fazla %30'u ve kolonların bir bölümü ileri hasar bölgesine geçebilmektedir. İleri hasar bölgesindeki kolonların toplam kesme kuvvetine oranı en fazla %20 olabilmektedir. Kalan taşıyıcı elemanlar minimum hasar veya belirgin hasar bölgelerinde olmaları gerekmektedir. Gevrek olarak hasar görmüş elemanlarda güçlendirme yapılabilmesi durumunda yapı "Can Güvenliği Performans Düzeyi"nde kabul edilmektedir.

2.3.3 Göçmenin öncesi güvenliği performans düzeyi

Deprem doğrultusu yönünde yapılan hesaplamalar sonucunda herhangi bir deprem sırasında göçme bölgesini geçen kirişlerin oranı en fazla %20 olarak belirlenmiştir. Geri kalan taşıyıcı elemanlar minimum hasar, belirgin hasar ve ileri hasar bölgelerinde olacaktır.

Yapıdaki minimum hasar sınırını aşmış olan kolonların kesme kuvveti oranı o kattaki tüm kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetinin %30'unu aşması gerekmektedir. Bu durumda yapıdaki gevrek olarak hasar gören elemanların güçlendirilmeleri koşuluyla "Göçmenin Öncesi Performans Düzeyi"nde kabul edilir.

Deprem sonrası can güvenliği açısından sakıncalı olan yapılarda ekonomik verimliliği değerlendirilmesi koşuluyla güçlendirme yapılması gerekmektedir.

2.3.4 Göçme durumu

Şiddetli depremler sırasında düşey elemanların ve yapısal olmayan elemanların bir bölümü göçer. Kalan yapısal olmayan elemanlar hasar görür. Göçmeyen elemanlar düşey yükleri taşıyabilmelerine rağmen rijitlikleri ve dayanımları oldukça azalır. Kalan düşey elemanlar düşey yüklerin taşınmasında yeterli olsada bazıları eksenel kapasitelerine ulaşmıştır. Yapıda oluşan belirgin ve kalıcı ötelemeler oluşur ve düşey elemanlardaki göçmeden dolayı yapı göçme eşiğine gelir. Bu durumda yapının hafif bir sarsıntıda bile göçme ihtimali yüksektir.

2.4 Performans Belirlemede Esas Alınacak Deprem Hareketleri

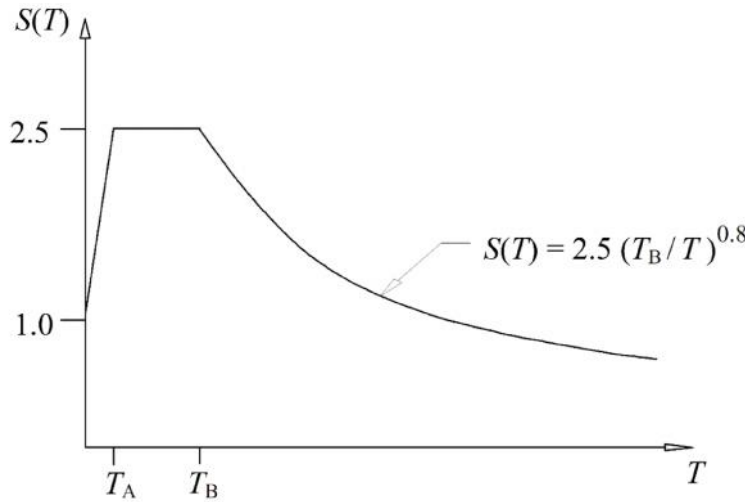
Yapılarda performansa dayalı değerlendirme ve tasarımlarda üç farklı deprem hareketi belirlenmiştir. Bu deprem hareketleri genellikle 50 yıllık bir zaman aralığındaki aşılma ihtimalleri veya benzer depremlerin oluşumu arasındaki dönüş periyodu ile ifade edilirler.

- 1- Tasarım depremi : 1998 ve 2007 Türk Deprem Yönetmelikleri'nde esas alınan bu deprem 50 yıl süreç içerisinde aşılma ihtimali % 10 olarak öngörülmektedir. Yaklaşık dönüş periyodu 475 yıl olarak belirlenmiştir. Poisson Olasılık Dağılımı kullanılarak aşılma olasılığı **Denklem 2.7**'deki formülle hesaplanabilmektedir.

$$1 - \left(1 - \frac{1}{475}\right)^{50} = 0.10 \quad (\text{Denklem 2.7})$$

- 2- Servis (kullanım) depremi : Bu deprem etkisi tasarım depreminin yarısı kadardır. 50 yılda aşılma olasılığı % 50'dir. Yaklaşık dönüş periyodu 72 olarak tahmin edilmektedir.
- 3- En büyük deprem : Bu depremin etkisi tasarım depremine göre yaklaşık olarak %50 daha fazladır. Başka bir deyişle $S(T)$ değerleri 1.5 katı olarak alınabilir. Ayrıca, 50 yılda aşılma olasılığı % 2'dir. Yaklaşık dönüş periyodu 2475 yıl olan bir depremdir.

Mevcut veya güçlendirilecek binaların minimum deprem hedefleri **Şekil 2.11**'de verilmiştir.



Şekil 2.11 : Elastik tasarım spektrumu.

Dönüşüm periyodu yüksek olan depremler seyrek olmakla birlikte dışa vurdukları enerji seviyesinin yüksek olmasından dolayı etkileri ve yıkımı daha büyüktür. Aksine, dönüşüm periyodu küçük olan depremler sık meydana geldikleri için enerjileri azalır, bu yüzden etkileri de küçüktür. Binaların performans kavramını incelediğimiz zaman, büyük depremlerde ortaya çıkan enerjinin büyük olmasından dolayı binanın elastik kapasitesi içerisinde sönümlenmesinin mümkün olmadığını görmekteyiz. Bu enerjinin sadece küçük bir oranı binanın elastik sınırı içerisinde sönümlenir, kalan enerji, ancak binadaki sistem elemanlarının elastik ötesi davranışları ile karşılanabileceği görülmüştür.

2.5 Performans Hedefi ve Çok Seviyeli Performans Hedefleri

Herhangi bir sismik hareket altında yapı için öngörülen yapısal performans düzeyi, o yapı için performans hedefi olarak tanımlanmaktadır. Herhangi bir yapıda birden fazla yer hareketleri sonucunda farklı performans hedefleri tanımlanabilmektedir. Bu durumdaki yapı için çok seviyeli performans hedefi öngörülür.

Deprem Yönetmeliğinde (DBYBHY 2007) mevcut yapılar ve güçlendirilmesi muhtemel yapıların deprem performanslarının belirlenmesinde esas alınacak deprem düzeyleri ve bu deprem düzeylerinde yapılar için öngörülen minimum performans hedefleri **Çizelge 2.1**'de mevcuttur.

Çizelge 2.1 : Binalar için öngörülen minimum performans hedefleri.

Binanın Kullanım Amacı ve Türü	Deprem Aşılma Olasılığı		
	50 yılda %50	50 yılda %10	50 yılda %2
Deprem Sonrası Kullanımı Gereken Binalar: Hastaneler, sağlık tesisleri, itfaiye binaları, haberleşme ve enerji tesisleri, ulaşım istasyonları, vilayet, kaymakamlık ve belediye yönetim binaları, afet yönetim merkezleri, v.b.	-	HK	CG
İnsanların Uzun Süreli ve Yoğun Olarak Bulunduğu Binalar: Okullar, yatakhaneler, yurtlar, pansiyonlar, askeri kıışlalar, cezaevleri, müzeler, vb.	-	HK	CG
İnsanların Kısa Süreli ve Yoğun Olarak Bulunduğu Binalar: Sinema, tiyatro, konser salonları, kültür merkezleri, spor tesisleri	HK	CG	-
Tehlikeli Madde İçeren Binalar: Toksit, parlayıcı ve patlayıcı özellikleri olan maddelerin bulunduğu ve depolandığı binalar	-	HK	GÖ
Diğer Binalar: Yukarıdaki tanımlara girmeyen diğer binalar (konutlar, işyerleri, oteller, turistik tesisler, endüstri yapıları, vb.	-	CG	-

HK: Hemen Kullanım; **CG:** Can Güvenliği; **GÖ:** Göçme Öncesi

3. YAPISAL ANALİZ YÖNTEMLERİ

3.1 2007 Türk Deprem Yönetmeliğine Göre Tasarım

Yapısal analiz yöntemlerini lineer ve lineer ötesi analiz metotları olarak sınıflandırabiliriz. Bu sınıflandırmanın detaylarını incelediğimizde önümüze pek çok seçenek çıktığını gözlemleyebiliriz. Yöntem isimlerinden anlaşıldığı gibi iki yöntem arasındaki temel fark taşıyıcı sistemdeki elemanların davranışıyla ilgili yaklaşımdır. Yapısal analizlerindeki tüm metotlar belirli bir yaklaşıklıkla içerisinde barındırır. Bundan dolayı analizleri yapan mühendislerin her metodun hangi şartlar altında geçerli olduğu ve ne şekilde yorumlaması gerektiğine dair bilgi sahibi olmaları gerekmektedir.

3.1.1 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.

Deprem etkisi altındaki yapılara etkiyen sismik yüklerin hesabı için genellikle üç farklı yöntem kullanılmaktadır.

- Mod Birleştirme Yöntemi
- Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi
- Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi

3.1.1.1 Eşdeğer statik yük

Bu yöntemlerden ‘Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi’ taşıyıcı sistemi düzenli veya düzensizliği sınırlı olan yapılarda, yapının birinci temel modunu esas alarak deprem yüklerini hesaplayan yaklaşımdır. Eşdeğer deprem yüğü yönteminin uygulanabileceği binalar AY98’de belirtilmiştir.

3.1.1.2. Mod birleştirme yöntemi

Mod birleştirme yöntemi, elemanların elastik kalacağı kabulü ile, her bir serbest titreşim modunun deprem hareketine olan tepkisinin ayrı ayrı elde edilmesi ve sonradan birleştirilmesiyle sistem davranışının temsil edilebileceği esasına dayanan bir lineer dinamik analiz yöntemidir.

3.1.1.3. Zaman tanım alanında analiz

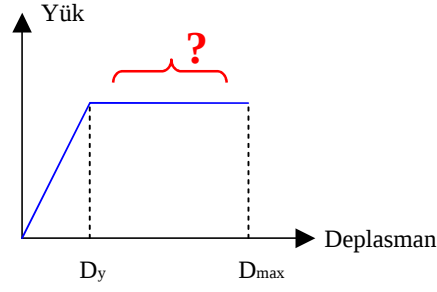
Zaman tanım aralığında analiz yönteminde ise hesaplama işlemi gerçek ya da benzetilmiş bir deprem hareketi esas alınarak yapılmaktadır. Bu çözümleme oldukça zaman alıcı olması nedeniyle genel kullanıma uygun değildir. Ancak diğer yöntemlere kıyasla daha gerçekçi sonuçları bu yöntemle elde etmek mümkündür. Taşıyıcı sistem davranışı boyutlara bağlı olduğundan ilk tasarım aşamasında kullanılamaz.

3.1.2 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.

Binanın kısmi veya toptan göçmesinin önlendiği varsayılsa bile binada oluşacak hasara bağlı olarak enerji sönmelenmesi hedeflenmektedir. Ancak bu hasarın tarifi hakkında mevcut yönetmeliklerde (lineer analiz yöntemleri) hiçbir bilgi bulunmamaktadır. Farklı seviyelerdeki depremlerde oluşacak hasarın boyutları ve bu hasarın yapı içerisinde dağılımının nasıl olduğu gibi sorulara cevap verilememektedir.

Yapının elastik deplasman sınırının ötesinde bir maksimum deplasman sınırının varlığı kabul edilmekte ancak bu sınırlar arasında kalan bölge için herhangi bir yorum yapılamamaktadır (**Şekil 3.1**).



Şekil 3.1 : Yapının lineer ötesi davranışı.

Lineer analiz, yapıların elastik kapasitesini belirlemede veya ilk akmanın nerede oluşacağını görmeye iyi bir araç olmasına rağmen, gerek hasarın oluşma mekanizması gerekse akma anından sonra kuvvetin yeniden dağılımı konusunda bize bir fikir vermemektedir.

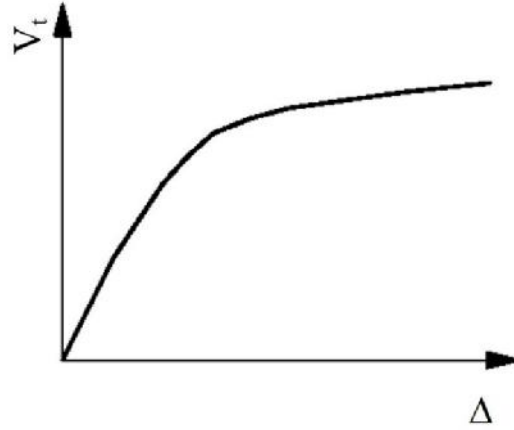
Bu ve buna benzer sorunlar lineer ötesi çözüm yöntemlerinin geliştirilmesi gerektiğini göstermiştir. Ancak, doğrusal ötesi analizler iyi bir yapı dinamiği ve davranış bilgisi gerektirir. Yapıda oluşabilecek mafsalların yerleri doğru tahmin edilmesi oldukça önemlidir. Özellikle doğrusal ötesi statik analizde kat kesme kuvvetlerinin bina yüksekliğince dağılımı iyi tahmin edilmelidir. Burada mühendisin yetenek ve tecrübesi çok önem kazanır.

Doğrusal ötesi analiz için “Statik İtme Analizi” ve “Zaman Tanım Alanında Lineer Olmayan Analiz” yöntemlerini örnek verebiliriz.

3.1.2.1. Statik itme analizi (pushover)

Doğrusal ötesi statik itme analizi (ittirme analizi – pushover) belli bir yük dağılımı altında bir yapıyı, yapısal sistemin stabilitesi bozulana dek itirmek olarak tanımlanır. Önceden tanımlanmış bu yük dağılımı binanın yatay deprem kuvvetleri altındaki davranışını yansıtacak şekilde olmalıdır. 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 mafsallık bölgelerinin taşıma kapasitelerine (akma noktalarına) ulaşmış ulaşmadığı kontrol edilir. Akma noktasına ulaşmış bölgelerde (plastik mafsallık) yapısal eleman ikiye bölünerek mafsallık tanımlanmış bölge düğüm haline getirilir ve bu düğüme plastik mafsallık elemanının dönme rijitliğini yansıtan bir dönme redörü konularak analize devam edilir.

Analiz yapı stabilitesini kaybedinceye dek devam eder. Böylece yapının taban kesmesi – çatı deplasmanı eğrisi elde edilmiş olur (**Şekil 3.2**).



Şekil 3.2 : İtirme 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, 2003).
- Panagiotakos - Fardis Yaklaşımı (Panagiotakos and Fardis, 1998).

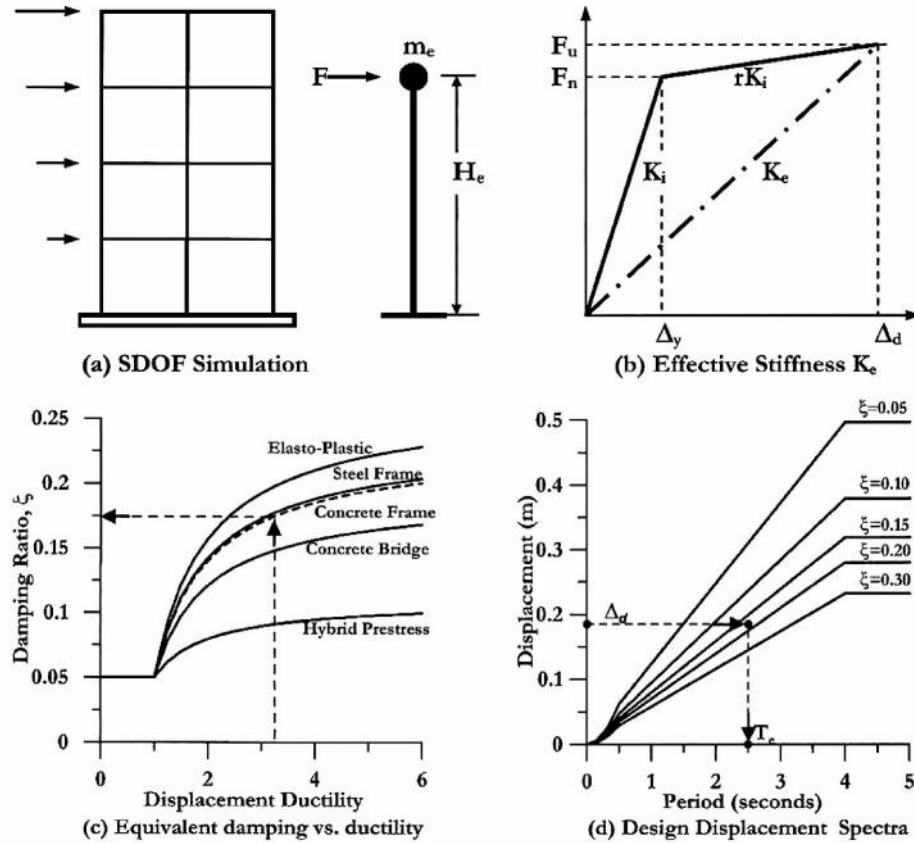
3.1.2.2. Zaman tanım alanında doğrusal ötesi analiz (time – history)

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.

3.2 Önerilen Metodoloji

Önerilen metodoloji Priestley (1993) tarafından kavramsallaştırılmış Direkt Deplasman Esasına Dayalı Tasarım (DDED) prosedürüne dayanmaktadır (**Şekil 3.3**). Daha sonra 2007’de kuvvete dayalı tasarımlardaki eksikliklerin giderilmesi amacıyla Priestley bu yöntemi dört farklı yapısal sistem için geliştirmiş ve formüle etmiştir. Kuvvete dayalı tasarımın tersine, Direkt Deplasman Esasına Dayalı Tasarımı (DDED) yöntem yapıyı tek serbestlik dereceli (TSD) olarak karakterize eder ve yapıyı başlangıç elastik özelliklerinden ziyade, pik yerdeğiştirmedeki performansını inceler.



Şekil 3.3 : Direkt Deplasman Esasına Dayalı tasarım ilkeleri (Priestley 2007).

Bu yöntemde, maksimum tepkide tasarım deplasmanı (Δ_d) belirlenir ve karşılık gelen eşdeğer viskoz sönümleme, beklenen süneklik talebinden tahmin edilir ve eşdeğer viskoz sönümleyici (ξ_e) istenilen süneklik miktarına göre elde edilir. Belirtmek gerekir ki inelastik tepki sırasında eşdeğer sönümleme, elastik sönümlemeyi ve tüketilen histerik enerjiyi temsil etmektedir (Smyrou vd. 2011). Etkin periyot (T_e), etkin yükseklikteki (H_e) maksimum yerdeğiştirme tepkisindeki farklı sönümleme seviyelerindeki bir dizi deplasman spektrumundan okunabilir. Aynı zamanda, tek serbestlik dereceli (TSD) sistemlerde maksimum yerdeğiştirmedeki efektif rijitlik, TSD osilatör periyodu olarak bilinen denklemden rahatlıkla bulunabilmektedir.

$$K_e = 4\pi^2 m_e / T_e^2 \quad (\text{Denklem 3.1})$$

Burada, m_e temel titreşim modeline katılan yapının etkili kütlesidir. Son olarak, taban kesme kuvveti, sistemin etkin rijitlik ile hedef yerdeğiştirmesi çarpımından hesaplanabilir.

$$V_b = K_e \Delta_d \quad (\text{Denklem 3.2})$$

Direkt Deplasman Esasına Dayalı Tasarımın yapıyı etkili karakteristikleriyle tanımladığı açıkça görülmektedir

Belirtilen yöntem panelli prefabrik betonarme yapılarıdaki dizayn prosedürü olarak önerilmiştir.

Önerilen metodolojide panel panelleri arasında sönümleyici yastıkların yerleştirilmesinden dolayı DDED yönteminde iki temel varsayımı gözönünde bulundurmak gerekmektedir: panellerin bağlantı noktasında bulunan sönümleyici çelik yastıkların yapıda taşıdığı yük ve deplasman miktarının belirlenmesidir.

Bu bağlamda önemli olan hususlar aşağıdaki gibidir:

- Sistemin hedef deplasmanı
- Yastıklarda ve kolonlarda süneklik ihtiyacı
- Histeretik enerji ve nihayi sönümlemenin miktarı

Bu çalışmadaki en önemli amaç, paneller ve sönümleyici yastıkların sisteme katkıda bulunmasıyla sistemin deprem sırasındaki tepkisini arttıracak bir metodoloji geliştirmektir.

Prosedürün ana adımları aşağıdaki gibidir:

- a) Sönümleyici yastıklar tarafından tüketilen taban kesme kuvvetinin toplam taban kesme kuvvetine oranının belirlenmesi, β , ki tasarımcı tarafından sönümleyicilerin özelliklerine göre tasarımın başında belirlenmektedir. Hesaplanan β miktarı, diyaframın rijitliğine göre %20 ile %60 arasında değişmesi gerekmektedir.
- b) Prefabrik çerçevenin akma deplasmanını belirlemek. Kolonun akma deplasmanı aşağıda verilmiştir.

$$\Delta_{y,c} = \varphi_y (H + L_S)^2 / 3 \quad (\text{Denklem 3.3})$$

Burada H, kirişin merkezinde ölçülen efektif yüksekliktir, burada kütle toplanmış kabul edilir ve L_{sp} , MPa cinsinden $0.022f_{ye}db_l$ 'ye eşit gerilme nüfuz etme uzunluğudur, f_{ye} ve db_l , uzunlamasına takviyenin beklenen akma dayanımı ve çapıdır (Priestley ve diğerleri, 2007). Sütunlar için verim eğriliğinin φ_y 'nin uygun malzeme modelleri ve limit durumları varsayılarak moment-eğrisel analizlerinden türetilbileceğini veya Priestley ve Kowalsky'nin (1998) ilişkisini kullanarak tahmin edilebileceğini unutmayın.

Burada: φ_y akma anındaki eğrilik ve ε_y beton akma şekil değiştirmesi

$$\varphi_y = 2.10\varepsilon_y / h_c \quad (\text{Denklem 3.4})$$

- c) Prefabrik çerçeve için sünek deplasman talebinin belirlenmesi.

Prefabrike çerçeve için tasarım deplasmanı (Δ_f), kolon tabanındaki malzeme gerilmeleri tarafından belirlenmesi gerekmektedir. Tasarım deplasmanı, kolondaki akma deplasmanı ile plastik deplasmanın toplamından elde edilebilmektedir.

$$\Delta_f = \Delta_{y,c} + \Delta_{p,c} = \varphi_y (H + L_S)^2 / 3 + (\varphi_{L_c} - \varphi_y) L_P H \quad (\text{Denklem 3.5})$$

Burada φ_{L_c} , kabul edilen sınırdaki eğridir ve L_P , gerinim ve eğriliğin sabit ve maksimum değere eşit olduğu kabul edilen plastik mafsallık uzunluğudur. Priestley'ye göre, (2007) plastik mafsallık uzunluğu ifadesi, sadece gerilme nüfuz uzunluğu L_{sp} 'nin ve kritik kesitten kontrasepsiyon noktasına kadar olan uzunluğun bir bölümünün toplamıdır.

$$L_P = kL_c + L_S \geq 2L_S \quad (\text{Denklem 3.6})$$

$$k = 0.2 \left(\frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \leq 0.08 \quad (\text{Denklem 3.7})$$

Burada, F_u / f_y donatı nihayi eğilem değerin bükülme akma kuvvetine oranıdır. Bir konsol kolonu L_c 'nin yüksekliği ile aynı olduğu unutmamalıdır.

- d) Kullanılacak sönümleyici yastıklara bir akma deplasmanı varsayılmaktadır. Yastık çeşiti henüz seçilmemesinden dolayı akma deplasmanı varsayımlara dayanacaktır. Çelik yastılardaki akma deplasmanı yastığın geometri özellikleriyle yüksek korelasyona sahip olmasından dolayı, sönümleyici yastıkların (cushion) tasarım sırasındaki akma deplasmanın varsayımı doğru bir şekilde yapılabilmektedir. Ayrıca, bilgisayar modellemesi öncesinde tasarımda herhangi bir değişikliğe gereksinim duyulması haline tek bir revizesiyle sonuç alınabilmektedir.
- e) Betonarme kolonların ve çelik yastıkların süneklik talebini hesaplamak gerekmektedir.
- f) Aşağıdaki formülleri kullanarak kolonlar ve çelik yastıklar için histeretik sönümlemeyi ve toplam sönümlemeyi tahmin edilebilir. Bununla birlikte, betonarme sütunların formülünün Takeda benzeri histeretik tepkilere dayandığına dikkat edilmesi gerekmektedir (birinci formül). Hal bu ki, sönümleyici yastıkların (cushion) formülü linear olmayan davranışa dayanıyor. Prefabrik betonarme kolonlar için elastik sönümleme oranı %5'dir. Eğer bu seviyedeki elastik sönümleme yüksekse, say oranı % 2 olan daha düşük bir değer kabul edilmelidir. Böyle bir durumda aşağıdaki formüllerde katsayının revize edililmesi gerekir.

$$\xi_f = 0.05 + 0.565 (\mu - 1) / (\mu \pi) \quad (\text{Denklem 3.8})$$

$$\xi_c = 0.05 + 0.519 (\mu - 1) / (\mu \pi) \quad (\text{Denklem 3.9})$$

$$\xi_{str} = \xi_f (1 - \beta) + \xi_c \beta \quad (\text{Denklem 3.10})$$

Bu tez çalışmasında say oranı %2 olarak revize edilmiştir. Başka bir deyişle **Denklem 3.8** ve **Denklem 3.9** aşağıdaki gibi revize edilmiştir ;

$$\xi_f = 0.02 + 0.565 (\mu - 1) / (\mu \pi) \quad (\text{Denklem 3.11})$$

$$\xi_c = 0.02 + 0.519 (\mu - 1) / (\mu \pi) \quad (\text{Denklem 3.12})$$

g) Aşağıdaki formülü kullanarak tasarımdaki spektral deplasmanları azaltmak mümkündür:

$$\Delta = (7/2 + \xi)^{0.5} \quad (\text{Denklem 3.13})$$

h) Tasarımda deplasmanı bulmak için, aşırı-sönümlenmiş tasarım deplasman spektrumu kullanarak etkin periyodu hesaplamak gerekmektedir T_e

i) Yukarıda verildiği gibi etkin rijitliği ve tasarım tabanı makasını hesaplayın.

j) Başlangıçta varsayılan β değerini kullanarak tasarımdaki taban kesmesini sönümleyici yastıklara (cushion) ve çerçeveye dağıtımı

Yukarıda özetlenen hususlar genel tasarım prosedürü yansıtmaktadır. Bununla birlikte, sistem bileşenlerinin kapasite özelliklerine bağlı olarak bazı tasarım kriterlerinin eklenmesi gerekmektedir. Bu tasarım kriterleri yalnızca yapının tepkisini tanımlamakla kalmazken, aynı zamanda tasarımcıyı ilk önce belirli özelliklere dayalı en uygun cihazı seçmeye ve yada en azından güç dağıtıcı cihazlar için etkili sayıyı ve dağılımını tanımlayabilir.

Mevcut varsayımlarda zemin esnekliği göz ardı edilmiştir, ancak prosedürün belirli yerlerinde az sayıda modifikasyon ile önerilen metodolojiye kolayca dahil edilebileceğini vurgulamak gerekir.

4. DBYBHY 2007 TASARIM İVME SPEKTRUMUNA UYGUN DEPREM KAYITLARININ SEÇİLMESİ

4.1 Giriş

Günümüzde, deprem etkisi altındaki yapıların analizinde genellikle zaman tanımı alanında hesap yöntemleri, yapıların tasarımında ve sismik analizlerde kullanılmaktadır. Belirtilen yöntemlerin kullanımı esnasında rastlanan en önemli sorunlardan biri yönetmelik gereksinimlerini karşılayan deprem verilerinin kullanılmasıdır. Bu verilerin üç farklı yoldan elde etmek mümkündür.

Tasarım ivme spektrumuna uygun gerçek kuvvetli yer hareketi kaydının seçilebilmesinde fay oluşum çeşitleri, depremin büyüklüğü, zemin özellikleri gibi birçok jeolojik ve sismolojik şartlara bağlıdır. Şartların doğru bir şekilde belirlenmesinden sonra, gerçek deprem verilerinin üzerine uygulanacak ölçeklemelerin yapılabilmesi için yöntem ıspatanmalı ve yeterli yaklaşımın sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilmelidir. Bunun sonucunda elde edilecek kayıtlardaki en önemli husus gerçek kayıttaki genlik ve şiddet özelliklerinin korunuyor olmasıdır.

DBYBHY (2007)'de yer alan her bir sismik bölge ve zemin sınıfı için belirlenen tasarım ivme spektrumuna uygun kayıtlar seçilmektedir. Tek serbestlik dereceli doğrusal bir sistemin gerçek deprem veilerine dayanarak spektrumu %5 sönüme sahip olacak şekilde hesaplanmaktadır. Bu hesaplamaların sonucunda elde edilen spektrum, tasarım ivme spektrumuna göre ölçeklendirilerek belirli bir zemin sınıfına karşı gelen en uygun deprem kaydı seçilmesi gerekmektedir

4.2 Deprem Kayıtlarının Elde Edilebilmesi İçin Kullanılan Yöntemler

Türkiye Deprem Yönetmeliği'nde deprem kayıtlarının elde edilebilmesi için üç yöntem mevcuttur.

4.2.1 Yapay olarak oluşturulan tasarım ivme spektrumuna uyumlu kayıtlar

Bu yöntemde yapay kayıt elde edildikten sonra, tasarım sektrumuyla eşleşmeyi sağlamak için iteratif bir yöntem kullanılır. Bu yöntemde, seçilmiş olan frekans aralılarında hedef tasarım spektrumu ve gerçek tepki spektrumu arasındaki ölçekleme

katsayısı karesi hesaplanır ve güç spektral yoğunluk fonksiyonu kullanılarak düzgün bir kayıt elde edilmiş olur.

4.2.2 Kaynak ve dalga yayılımı özellikleri simüle edilmiş veriler

Bu yöntemde veriler zemin sınıfı ve zemin özelliklerine göre oluşturulan sismolojik kaynak modelleriyle elde edilir. Bu yöntemdeki en büyük problem uygun kaynak, zemin özellikleri ve yayılım ortamının doğru bir şekilde tanımlanmasıdır. Bu bilgilerin tanımlanması için kullanılmak istenen analizlerde depremin büyüklüğü ve mesafeye bağlı bir şekilde tanımlanması gerekmektedir. Genellikle, sismik tasarım yöntemlerinde bu tür bilgilerin hepsi mevcut olmadığından bu yöntemi kullanmanın önündeki en büyük engel olarak tanımlayabiliriz.

4.2.3 Gerçek depremlerden elde edilen deprem kayıtlar

Günümüzde yer hareketleri veri bankalarının teknolojinin sağladığı olanaklardan dolayı daha erişebilir olması ve her geçen gün bu tür kayıtların veri bankalarında artmasıyla birlikte gerçek deprem dayanan verilerin kullanılması oldukça yaygın hale gelmiştir. Bu veriler, süre, genlik, faz özellikleri başta olmak üzere deprem hakkında bilgiler içermelerinden dolayı diğer yöntemlere göre önemli bir üstünlük kurar.

4.3 Gerçek Deprem Kayıtlarını Seçmek ve Ölçeklendirmek İçin Uygulanan Yöntem

4.3.1 Veri bankasındaki kayıtların seçimi

Bu çalışmada kullanılan deprem kayıtlarının seçiminde Pasifik Deprem Mühendisliği Araştırma Merkezi (İng. Pasific Earthquake Engineering Research center-PEER) veri bankasındaki kayıtlar kullanılmıştır. Seçilen kayıtlar aşağıdaki gibidir:

4.3.2 Deprem yönetmeliğinde tasarım spektrumu

DBYBHY (2007) ve uluslararası kapsamı olan güncel deprem şartnamelerinde deprem tasarımı bazlı yer hareketinin elde edilmesinde aşağıdaki esaslar geçerli olmaktadır.

DBYYHY (2007)'de tek performans seviyesini tanımlayan tek bir tasarım depremini kullanılmaktadır. Ayrıca, yönetmelikte tasarıma esas deprem hareketi, aşılma olasılığı

50 yıllık periyot için %10 olan yer hareketi olarak kabul edilmektedir. Bu yer hareketini göstermek için spektrum katsayıları, $S_e(T)$, % 5 sönüm oranı tanımlanmıştır. Spektrum katsayısı yerel zemin sınıflarına bağlı olarak belirlenmektedir. Yerel zemin sınıflarına bağlı olarak oluşan farklılıklar T_A ve T_B (spektrum karakteristik periyotları) vesilesiyle tasarım spektrumu üzerinde yansıtılabilmektedir. Deprem yönetmeliğinde dört zemin sınıfı tanımlanmıştır. Bu zemin sınıflarına karşı gelen karakteristik periyotlar deprem yönetmeliğinde verilmiştir. Tasarımda kullanılmak üzere elastik spektral ivme katsayısının, $A(T)$, bulunması gerekmektedir. Spektral ivme katsayısı **Denklem 4.1**'den bulunur.

$$A(T) = A_0 I S(T) \quad (\text{Denklem 4.1})$$

Burada,

$S(T)$: Yapının periyoduna karşı gelen spektrum katsayısı (yönetmelikte mevcuttur).

A_0 : Bölgedeki deprem tehlikesini gösteren etkin yer ivmesi katsayısı (daha önce meydana gelen depremlere ait kayıtlar ve mevcut faylara göre belirlenmektedir).

I : Binanın kullanım türüne göre değişen bina önem katsayısı (Bina önem katsayısı yapının kullanım amacı ve türüne göre $1 \leq I \leq 1.5$ olmaktadır).

4.3.3 Elastik spektral ivme ölçekleme katsayısı

Bu çalışmada, $S(T)$ için kayıtlar seçilip ölçekleme yapılmıştır. Bulunan ölçekleme katsayısını α_{ST} olarak adlandırılmıştır., α_{AT} , aşağıdaki denklemden elde edilir:

$$\alpha_A = A_0 I \alpha_S \quad (\text{Denklem 4.2})$$

$\alpha_{ST} = S(T)$ 'ye ait spektrum ölçekleme katsayısı

4.3.4 DBYBHY 2007'ye göre kayıtların seçilme koşulları

Türkiye deprem yönetmeliğinde, bina ve bina türü yapıların zaman tanım alanında doğrusal veya doğrusal olmayan deprem hesabı için üç yöntemin kullanılmasına izin verilmektedir. Bu yöntemler, yapay bir şekilde oluşturulan tasarım ivme spektrumu uyumlu, kaynak ve dalga yayılımı özellikleri simüle edilmiş ve gerçek depremlerden elde edilen deprem kayıtları'dır. Kullanılacak kayıtlarda göz önünde bulundurulması gereken özellikler aşağıdaki gibi olmalıdır:

- Deprem kaydının kuvvetli yer hareketi kısmının süresi, binanın birinci doğal titreşim periyodunun 5 katından ve 15 saniyeden daha kısa olmaması gerekmektedir. Bu özelliği gözönünde bulundurarak; Seismostruct'ta 12 farklı modelde yapılan Özdeğer analizde yapıların birinrci periyotları aşağıdaki gibi elde edilmiştir.

Çizelge 4.1 : Yapıların birinci periyotları.

Panel Tipi	Diyafram Tipi	Açıklık Sayısı	Birinci Periyot (Sn)
Tip 1	Rijit	2	0.720352
		3	0.763789
		4	0.789436
	Yarı Rijit	2	0.737204
		3	0.880566
		4	0.885222
Tip 2	Rijit	2	0.748448
		3	0.786271
		4	0.808118
	Yarı Rijit	2	0.756399
		3	0.810921
		4	0.838634

Yapıların birinci periyotları 0.72 sn ile 0.88 sn arasında elde edilmiştir.

Depremelerin çok küçük ivmeleri (0.02g'den küçük), analiz süresini düşürmek için dikkate alınmamıştır, böylece uygulanan efektif süreler 16.14 ile 35.82 saniye arasında elde edilmiştir.

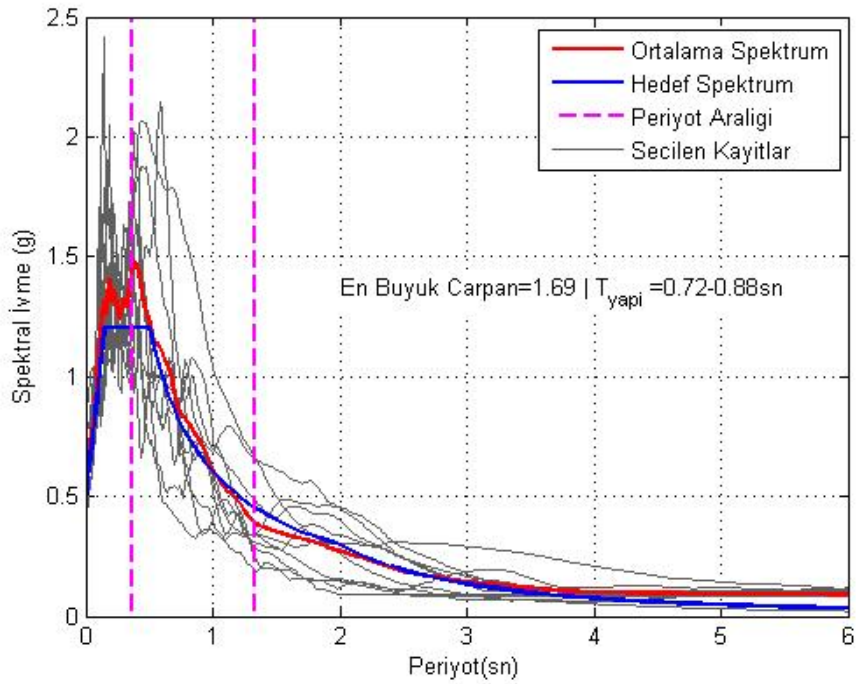
- Kullanılacak deprem yer hareketinin sıfır periyoda karşı gelen spektral ivme değerlerinin ortalaması $A_0 \cdot g$ 'den daha küçük olmayacaktır.
- Kullanılacak ivme kaydına göre %5 sönüm oranı için yeniden bulunacak spektral ivme değerlerinin ortalaması, göz önüne alınan deprem doğrultusundaki birinci (hakim) periyot T_1 'e göre $0.5T_1$ ile $1.5T_1$ arasındaki periyotlar için, yönetmelikte tanımlanan elastik spektral ivme değerlerinin %90'ından daha az olmayacaktır. Bu çalışmada, **Denklem 4.1** ve **Denklem 4.2**'den bulunan değerleri gözönünde bulundurarak 0.36sn ile 1.33sn aralığında spektruma uyum incelenmiştir.

$$0.5 \times T_{\min} = 0.5 \times 0.72 \text{ sn} = 0.36 \text{ sn}$$

$$1.5 \times T_{maks} = 1.5 \times 0.88 \text{ sn} = 1.33 \text{ sn}$$

- Zaman tanım alanında doğrusal veya doğrusal olmayan hesapta, üç yer hareketi kullanılması durumunda sonuçların maksimumu, en az yedi yer hareketi kullanılması durumunda ise sonuçların ortalaması tasarım için esas alınacaktır. Bu çalışmada dokuz yer hareketi verileri kullanılmıştır.

Spektrum eğrileri **Şekil 4.1**'de verilmiştir.



Şekil 4.1 : Spektrum eğrileri.

4.3.5 Uygulanan kayıt seçme ve ölçeklendirme yöntemi

Bu çalışmada, zaman tanım alanında yapılan hesaplamalarda kullanılmak üzere elde edilen kayıtlarda uygulanan yöntem aşağıdaki gibi özetlenebilir:

1. Veri bankasında bulunan kayıtların büyüklük, faylanma mekanizması, mesafe ve zemin koşulları gibi özellikleri listelenmiştir.
2. Tam Artımsal Yöntem (Piecewise Exact Method) (Aydınoğlu M.N., Fahjan Y.M., 2003) kullanılarak, tek serbestlik dereceli doğrusal bir sistemin %5 sönüme sahip olacak şekilde tepki spektrumunu hesaplamak için hazırlanan MATLAB Programı

kullanılarak kayıtların yatay bileşenlerinin herbiri için tepki spektrumları oluşturulmuştur (Yasin M.Fahjan v.d., 2008).

3. Bu çalışmada elde edilen tepki spektrumları zemin türüne göre gruplandırılmıştır. Herbir kaydın ölçekleme katsayısını hesaplamak için ilgili zemin tipine ait tasarım spektrumu kullanılmıştır.

4. Ölçekleme katsayılarında UST 20 ve 1/20 aralığındaki kayıtlar seçilmiştir.

5. Kayıtlar ölçekleme katsayısı ile çarpılmıştır. Bu veriler kullanarak MATLAB programında tepki spektrumları oluşturulmuştur. Elde edilen tepki spektrumları DBYBHY 2007’de istenilen özelliklere uygun olarak hesaplanmıştır.

6. Zemin türlerine göre gruplanmış kayıtların içinden ölçekleme katsayıları ve oransal göreceli hataları en küçük kayıt alınıp ve bunlardan tasarım spektrumuyla en iyi eşleşen kayıtlar seçilmiştir.

5. ANALİZLER VE TASARIM

5.1 Giriş

Bu çalışmada, Avrupa Birliği 7. Çerçeve Programı kapsamında yürütülen ve başlığı türkçeye “Deprem Bölgelerinde Yapılacak Prekast Betonarme Yapılar İçin Tasarım İlkeleri” olarak çevirilen araştırma projesinde, ITU araştırma ekibi tarafından gelişmiş bir sönümleyici çelik yastığın etkilerini esas alarak Seismostruct programında farklı açıklıklara sahip prefabrik yapılar için modelleyip analizleri yapılmıştır.

Günümüzde yaygın olarak inşa edilen prefabrik yapılarda panellerin yapıdan tamamen izole olması ve ayrıca deprem sırasında herhangi bir rol üstlenmemesi yapının yanal ötelenmesi açısından negatif rol oynamaktadır. Bu çalışmada panellerin yapıya dahil olması ve yanal deprem kuvvetlerini tüketerek yanal ötelemeyi azaltmak için iki farklı tip’te modellenmiştir. Tip-1 de sönümleyici yastıklar dikey doğrultuda panellerin ortasına yerleştirilip panellerin birbirine bağlanmasını sağlamıştır. Tip-2’de ise her bir panel tek bir çelik sönümleyici yastık ile kirişe ve aşağıdan iki çelik yastık ile zemine bağlanmıştır. Modellenen her iki tip’teki panellerin deprem sırasında düzlem doğrultusundaki yanal ötelemeye karşı etkisi araştırılmıştır.

Prefabrik sanayi yapılarının davranışına etkisi olduğu düşünülen parametrelerden birisi olan aks sayısıdır. Bu yüzden modeller iki, üç ve dört olmak üzere üç farklı değer alınmıştır.

Modeller oluşturulurken iki farklı çatı diyaframı kullanılmıştır. Rijitlik oranlarına bağlı olarak rijit ve yarı rijit diyaframlar modellenmiştir. Çatı diyafram rijitlik oranlarının değişmesinin , kendi düzlemi doğrultusundaki depremlerde tüm yapının davranışına etkisini araştırmak açısından değişken bir parametre olarak kullanılmıştır.

Bu çalışmada 12 prefabrik yapı modeli için 9 farklı deprem verisini kullanılarak toplamda 108 modelde analizler yapılmıştır.

5.2 Rijit Diyafram Kabulü

Mirandola’da Emilia-Romagna (2012) depreminde cephe panelleri hasarsız ayakta kalan, ancak içerisi göçen prefabrik endüstri yapısı. Yapıda diyafram davranışı yoktur.

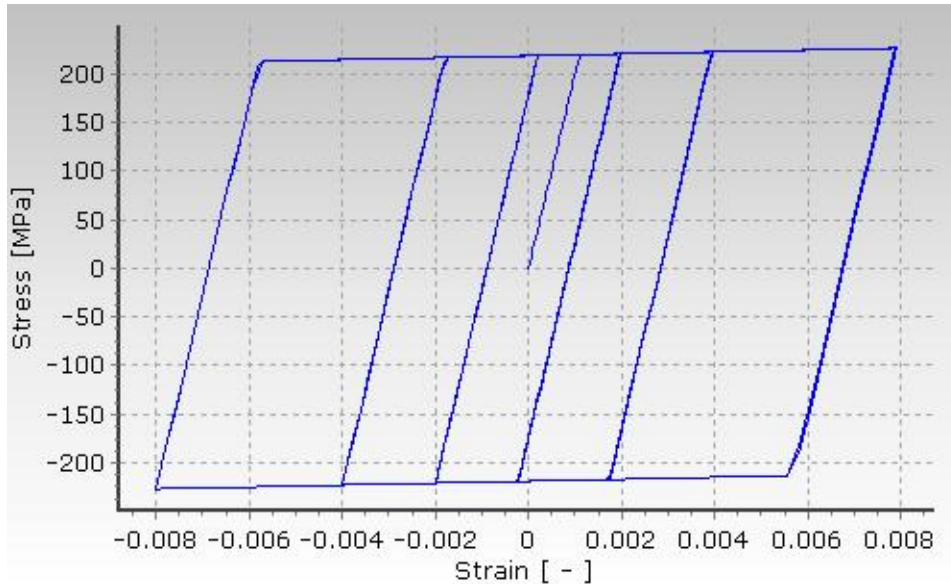
Çalışmadaki modellemeler bilgisayar yazılımı SeismoStruct 2016 Build 6'da gerçekleştirilmiştir. Bu sayede plastik mafsallardaki elemanların dönmelerinden elemanların eğriliklerini

5.3 Örnek Binaların Modellenmesi

Bu çalışmadaki modellemeler bilgisayar yazılımı SeismoStruct 2016 Build 6'da gerçekleştirilmiştir. Bu sayede plastik mafsallardaki elemanların dönmelerinden elemanların eğriliklerini, daha sonra ise birim şekil değiştirmelerini ayrıca hesaplamadan, bilgisayar yazılımından birim değiştirmeler şekil olarak alınabilmektedir. Bilgisayar programında ilk önce malzemeler sonra elemanlar modellenip en sonunda da analiz işlemleri yapılmıştır.

5.3.1 Malzemeler, kesitler ve eleman sınıflarının modellenmesi

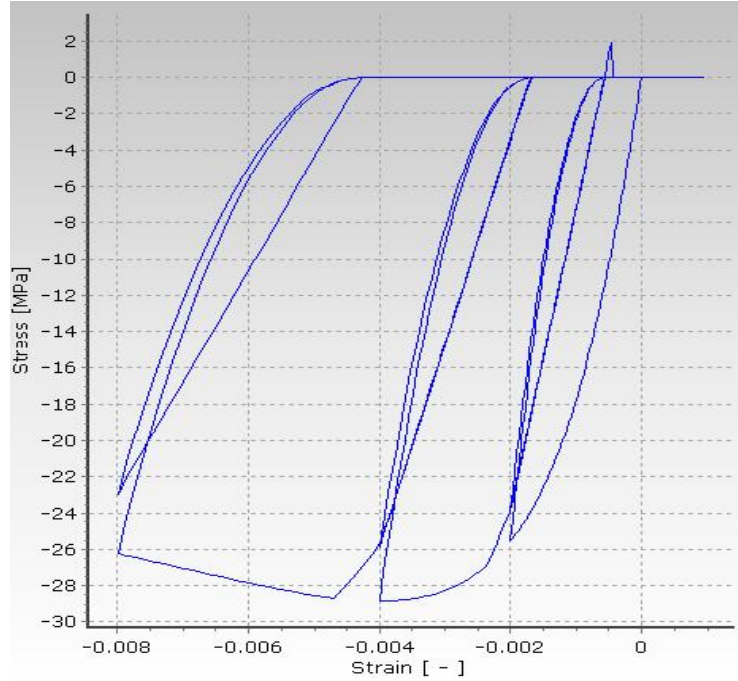
Kullanılan programda betonarme donatı çeliği için iki adet model mevcuttur Bu modellerden biri bi-lineer çelik modeli diğeri ise Menegetto – Pinto modelidir. Bu modellerden, basitliği ve hızlı yakınsaması nedeni ile elasto-plastik çelik modeli tercih edilmiştir. Bu modele ait çevrimsel gerilme-şekil değiştirme görünümü **Şekil 5.1**'de verilmiştir.



Şekil 5.1 : Modellerde kullanılan donatı çeliğine ait çevrimsel model.

Beton davranışı için ise sargılı ve sargısız beton modellerinin tarifi gerekmektedir. Bunun için bir sargısız beton modeli ve sargılama faktörü ile bu faktörden yola çıkarak tüm sargılanmış beton modelini elde edecek bağlantı seçilmiştir. Beton modelinin çevrimsel görünümü **Şekil 5.2**'de verilmiştir.

Doğrusal olmayan analiz, plastisitenin eleman boyunca yayılı olduğu kabulü ile çalışan elemanlar kullanılarak yapılmıştır. SeismoStruct ve benzeri, fiber modeller kullanabilen ve plastisitelerin eleman boyunca yayılı olduğu programlarda, genel olarak iki tip eleman bulunmaktadır: kuvvet tabanlı (Forced-Based) ve yerdeğiştirme tabanlı (Displacement-Based). Yerdeğiştirme tabanlı elemanlarda eğriliklerin elemanın iki integrasyon noktası arasında lineer değiştiği, kuvvet tabanlı elemanlarda ise momentin iki integrasyon noktası arasında doğrusal değiştiği kabul edilerek eleman formülasyonları kurulmaktadır (Seismosoft, 2016). Son dönemde yapılan yayınlarda, özellikle birim şekil değiştirme ve eğrilik gibi kesit mertebesinde çıktılar alınmak isteniyorsa kuvvet tabanlı elemanların kullanılması tavsiye edilmektedir (A.CALABRESE, ALMEIDA, & R.PINHO, 2010).



Şekil 5.2 : Betonun mekanik özellikleri.

Sistemde kullanılan elastik elemanlar (örneğin cephelerde kullanılan paneller) elastik çerçeve elemanları ile modellenmiştir. Yüksek derecede plastik davranış gösteren elemanlar link tipi yaylar ile, sismik kütleler ise yayılı veya asılı (konsantre) kütle

elemanları ile tarif edilmiştir. Modellerde kullanılan eleman tipleri aşağıda **Çizelge 5.1**'de verilmiştir.

Çizelge 5.1 : Eleman tipleri.

Elastik olmayan çerçeve elemanları	- infrmDB (yerdeğiştirme tabanlı elastik olmayan çerçeve eleman) - infrmFB (kuvvet tabanlı elastik olmayan çerçeve eleman)
Elastik çerçeve elemanları	Elfrm (elastik çerçeve eleman)
Bağlantı elemanları	Link (doğrusal veya doğrusla olmayan bağlantı elemanı)
Kütle elemanları	lmass & dmass (asılı veya yayılı kütle)

Çatı yükünü hesapladıktan sonra bu yüklerin “lmass” eleman tipleri ile kolonlara veya “dmass” eleman tipleri ile kirişlere aktarılması gerekmektedir.

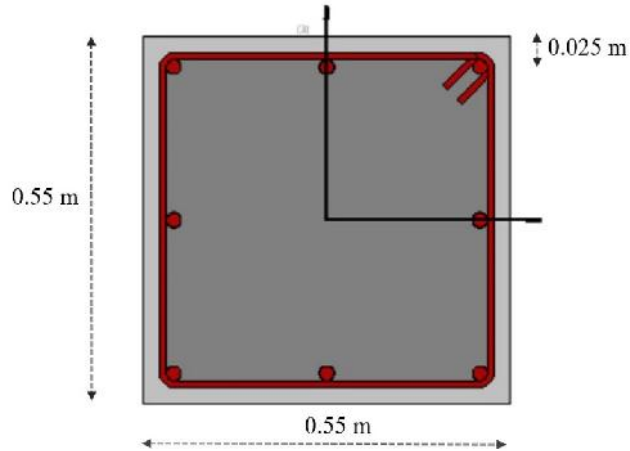
Modellerdeki düğüm noktalarını (node) belirledikten sonra elemanların geometrik sistemdeki yerleri belirlenir. Modellerde rijit ve yarı dijit iki farklı diyafram çeşidi tanımlanmıştır. Döşeme modellemesi genellikle rijit diyaframlar yoluyla yapılır. Bu sayede binalardaki gerçek döşemelerin davranışı programa rijit diyafram yoluyla yansıtılmış olunur. Diyaframı oluşturan düğüm noktalarından biri ana düğüm noktası seçilir geriye kalanlar ise buna bağlı düğüm noktaları olarak seçilir. Ana düğüm noktası genellikle diyafram merkezinde seçilir. Programda ana düğüm noktasına bağlı düğümlerin yerdeğiştirme/dönme değerleri hesaplanırken ana düğüme olan göreceli konumlarının değişmediği varsayılır.

Yapılarda kullanılan beton sınıfı C40, çelik sınıfı ise S500 olarak belirlenmiştir. Kat yükseklikleri 7 m alınmıştır. Çatı yükü metrekare başına 5 kN olarak alınmıştır. Binaların genel özellikleri aşağıdaki **Çizelge 5.2**'de görülmektedir.

Çizelge 5.2 : Yapıların genel özelliklerinin özeti.

AÇIKLIK SAYISI	2, 3 ve 4
YÜKSEKLİK (M)	7
AÇIKLIK GENİŞLİĞİ (M)	15
KOLONLAR (CM)	55x55
KİRİŞLER (CM)	80x40
PANEL BOYUTLARI (M)	2.5x7
t_{slab} (CM)	15
SIDL (KN/M ²)	5
ZEMİN SINIFI	Z3 (Eurocode C)
DEPREM BÖLGESİ	1.Derece
BETON SINIFI (MPA)	C40
DONATI SINIFI (MPA)	S500

Tüm yapılarda kolon kesitleri 55X55 olarak belirlenmiş, kiriş kesitleri ise 80x40 olarak kabul edilmiştir.



Şekil 5.3: Analizi yapılan yapıların kolon kesiti.

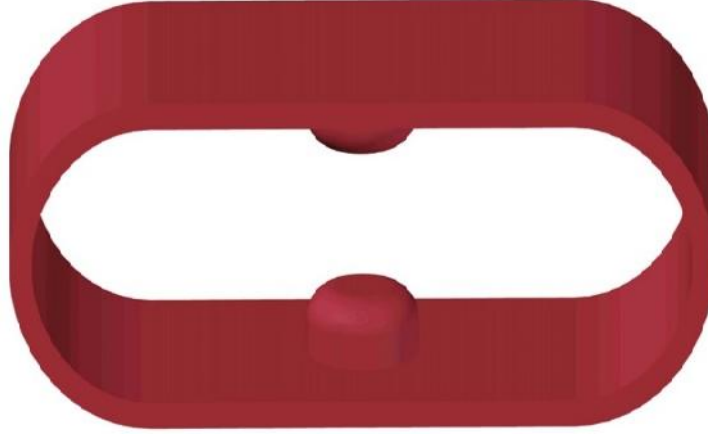
Tüm modellerde kullanılan kolonlara ait donatı çapları ve oranları **Çizelge 5.3**'de görülmektedir.

Çizelge 5.3 : Kolonların donatı oranları.

55X55	6Ø22	0.007
-------	------	-------

5.3.2 Panel ve elik yastıkların modellenmesi

A1 tipi modellenmede binanın iki cephesinden paneller ile yastıklar binaya monte edilir. Bu yastıklar **Şekil 5.4**'de görüldüğü gibi eliptik levhalar biçimindedir.



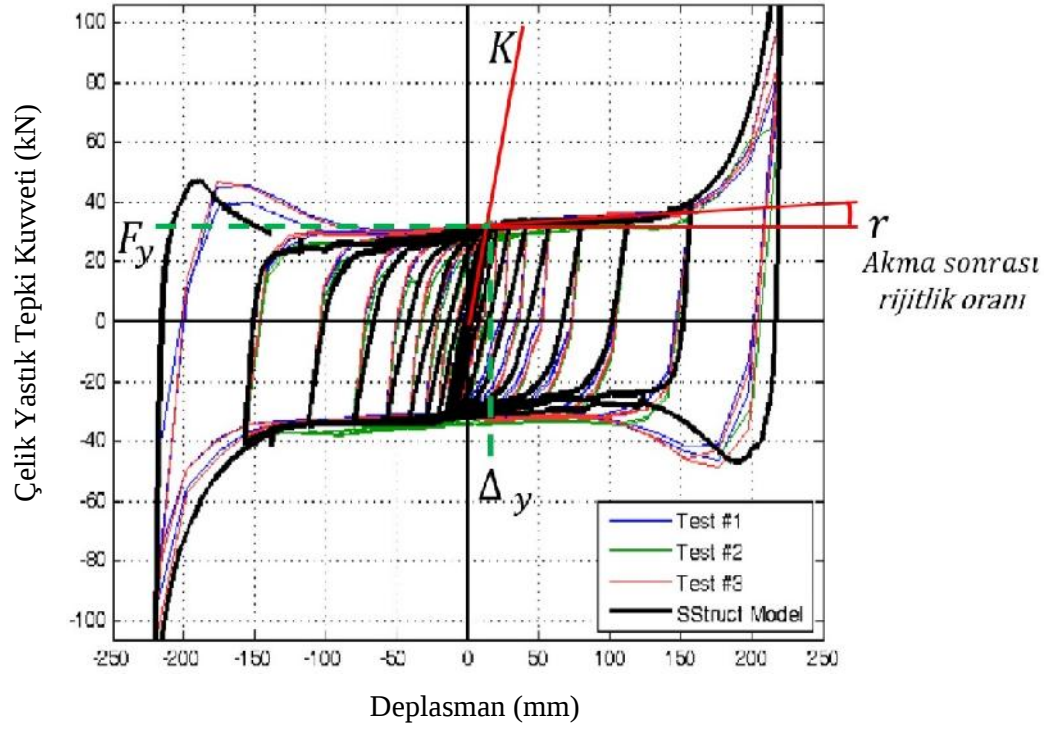
Şekil 5.4 : elik yastık ve panele monte edilmek için kullanılan pimlerin modeli.

Bu yastıkların bilgisayar programına monte edilebilmesi için yay olarak modellenmesi gerekmektedir. Modellemede kullanılacak olan yayın rijitlikleri aşağıdaki **Çizelge 5.4**'de görülmektedir.

Çizelge 5.4 : Panel tip 1 yastık rijitlikleri.

Bilineer - Simetrik	F_y (kN)	K₀ (kN)	r (-)
8mm	9.19	919	0.01

Tip-2 panel modellerinde kullanılacak olan zemindeki yastıklarda eksenel yüklere karşı direnç gösterebilmesi için neopren malzeme kullanılmıştır. Yapılarda kullanılacak olan yastıklarda 8 mm cidar kalınlığında elemanlar kullanılmıştır. Modellemede kullanılacak olan yastıkların rijitlik hesabı **Şekil 5.5**'te ve **Şekil 5.6**'da gösterilen yöntemle yapılmıştır. **Çizelge 5.5 ve Çizelge 5.6**da elde edilen veriler özetle gösterilmiştir. Yastıkların çalışma yönlerine göre çizelgeden ilgili Rijitlik değeri programa girilmiştir.



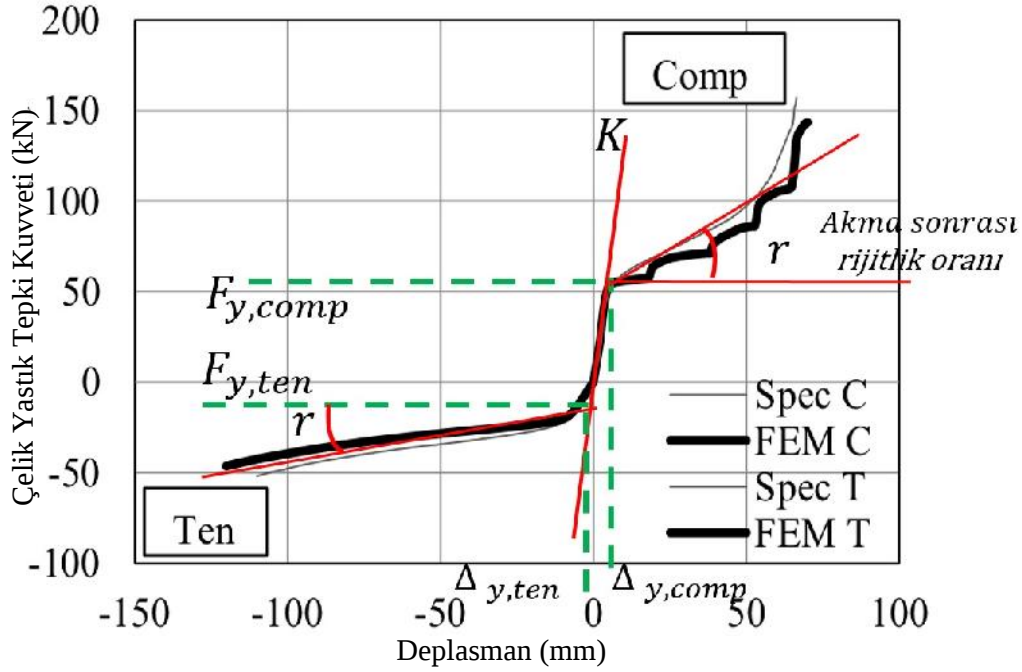
Şekil 5.5 : Neoprenli çelik yastığın rijitlik değerlerinin bulunmasında kullanılan yöntem.

$$\left. \begin{array}{l} F_y = 35 \text{ k} \\ \Delta_y = 14.5 \text{ m} \end{array} \right\} = \Rightarrow K = \frac{F_y}{\Delta_y} = \frac{35 \times 10^3}{14.5 \times 10^{-3}} = 2413.8 \text{ k /m}$$

$$r = 0.007$$

Çizelge 5.5 Panel Tip 1 yastık elemanın bilineer - simetrik rijitlikleri.

Bilineer – Simetrik	F _y (kN)	K ₀ (kN)	r (-)
8mm + Neop.	35	2413	0.007



Şekil 5.6 : Çelik yastığın basınç ve çekme kuvveti altında rijitlik değerlerinin bulunmasında kullanılan yöntem.

$$\left. \begin{array}{l} F_{y,cc} = 55 \text{ k} \\ \Delta_{y,cc} = 5 \text{ m} \end{array} \right\} = \square K = \frac{F_y}{\Delta_y} = \frac{55 \times 10^3}{5 \times 10^{-3}} = 11000 \text{ k /m}$$

$r = 0.012$

$$\left. \begin{array}{l} F_{y,ti} = 15 \text{ k} \\ \Delta_{y,ti} = 2.5 \text{ m} \end{array} \right\} = \square K = \frac{F_y}{\Delta_y} = \frac{15 \times 10^3}{2.5 \times 10^{-3}} = 6000 \text{ k /m}$$

$r = 0.04$

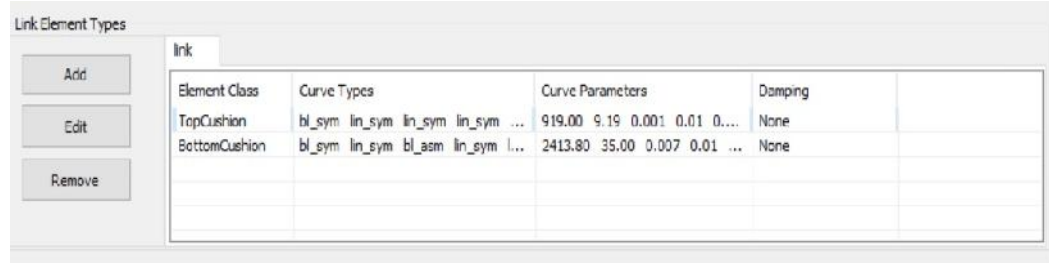
Çizelge 5.6 Panel Tip 2 yastık elemanların bilineer - asimetrik rijitlikleri.

Bilineer - Asimetrik		Fy (kN)	K ₀ (kN)	r (-)
8mm	Basınç	55	11000	0.12
	Çekme	15	6000	0.04

Kullanılacak olan yastıklar prefabrik yapılarda 25 cm uzunluğunda, 10 cm genişliğinde ve 10 cm derinliğindedir.

Elastik malzeme tanımladıktan sonra elastik panel ile rijit kirişlerin tanımlanması gerekmektedir. Elastik panellerin boyutları 250X700 cm ve derinliği 15 cm olarak belirlenmiştir. Rijit kirişlerin boyutları ise 55x55 cm olarak belirlenmiştir. Daha

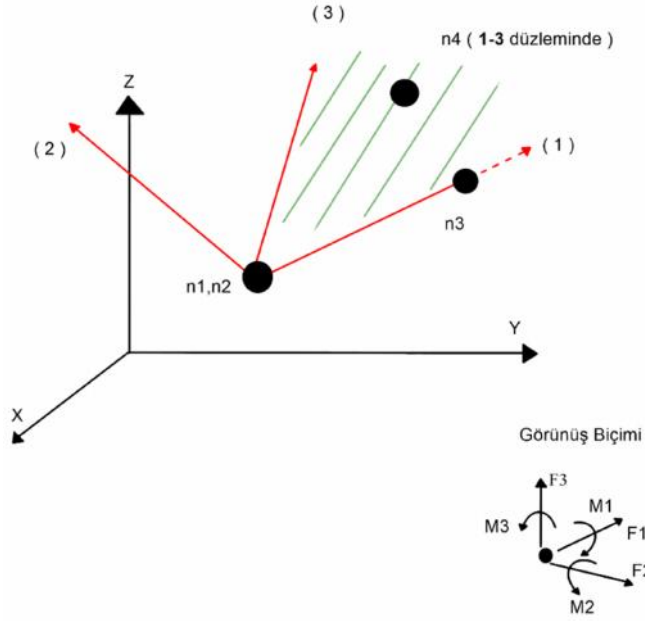
sonrasında ise **Şekil 5.7**'de gösterildiği gibi yastık elemanların link eleman modeli olarak modellenmesi gerekmektedir.



Şekil 5.7 : Link elemanların modellenmesi.

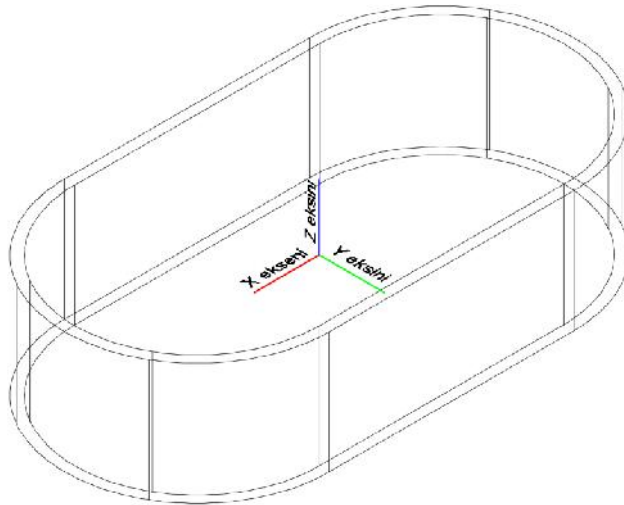
Link elemanlarını tanımlarken Tip-2 panel modelde zemin de kullanılacak yastıklara **Şekil5.7**de görüldüğü gibi “TopCushion” ve “BottomCushion” adı verilmiştir. Elastik panel ile kirişleri birbirine bağlayan yastık TopCushion ve Elastik paneli zemine bağlayan yastıklar BottomCushion olarak isimlendirilmiştir.

Link elemanların çalışma prensibi programda **Şekil 5.8**'de gözüktüğü gibidir. Buna göre link elemanların modellenmesinde aynı koordinat noktalarına sahip iki düğüm noktası gerekmektedir. Bu düğüm noktaları “n1” ile “n2” olarak isimlendirilmektedir. Bu düğüm noktalarına göre n1 link elemanının başlangıç ucunu, n2 noktası ise bitiş ucunu temsil etmektedir. Link elemanların uçlarını bu iki nokta ile belirledikten sonra yerel eksenlerinin de tanımlanması gerekmektedir. Yerel eksenin X doğrultusunu belirlemek için “n3” olarak isimlendirilen üçüncü bir düğüm noktasına ihtiyaç duyulmaktadır. En son olarak da yerel koordinat eksenlerinden Z eksenini tanımlamak için “n4” adında dördüncü bir düğüm noktasına ihtiyaç duyulmaktadır. Tanımlanan bu dört düğüm noktasından sonra program Y eksenini kendisi otomatik olarak hesaplamaktadır. Eğer çalışılacak yönler genel koordinat düzlemi ile aynı ise sadece n1 ile n2 düğümleri tanımlanıp n3 ile n4 yerine de, programa genel koordinat düzlemindeki X ve Z koordinatlarının kullanması tanımlanabilir.



Şekil 5.8 : Link elemanın bağlantı ve çalışma biçimi.

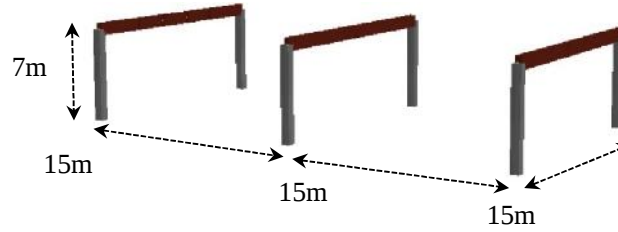
Link elemanlarının çalışma koordinatlarını belirlendikten sonra elemanların hangi yönde nasıl çalışacağına da karar verilmesi gerekmektedir. Aşağıdaki **Şekil 5.9**'de Tip-2 panel modellemede kiriş ile panel arasına konulacak yastığın üç boyutlu hali görülmektedir. Buna göre eğer yastık elemanın yerel koordinat düzlemi olduğunu varsayarsak, X doğrultusunda bi-lineer simetrik olarak çalışacaktır. Y doğrultusunda ise bi-lineer asimetrik olarak çalışacaktır.



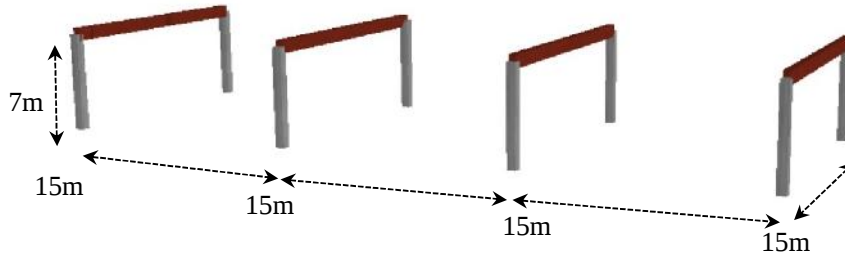
Şekil 5.9 : Yastık elemanın yerel eksenleri.

5.4 Örnek Binalar

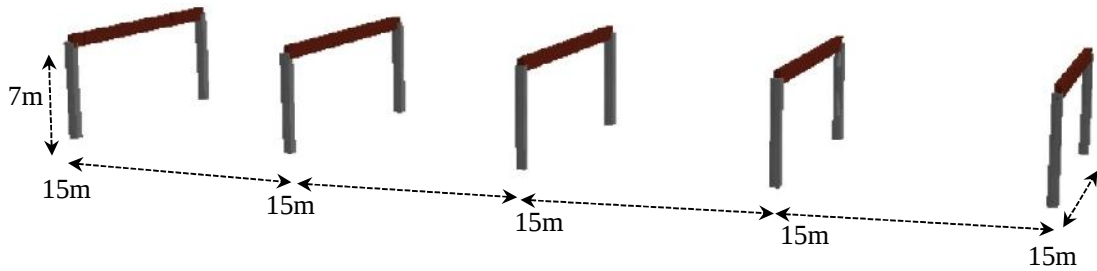
Çerçeve (y) doğrultusunda 2, 3 ve 4 akslı yapıların açıklığı sırasıyla 30 m, 45 m ve 60 m'dir. Yapıların yükseklikleri 7m'dir. Çerçeve açıklığı ve çerçeveler arası mesafe 15.00 m'dir. Yapının uzun yönü çerçeveye y doğrultusunda, kısa yönü çerçeveye x doğrultusunda yer almaktadır.(**Şekil 5.10**, **Şekil 5.11** ve **Şekil 5.12**). Yapı sisteminin tamamında 7 m yüksekliğinde, 55 cm $\times$ 55cm kare kesitli kolonlar ve Ayrıca, x yönünde kolonları birbirine bağlamak için 40 cm eninde ve 80 cm derinliğinde dik dörtgen kirişler kullanılmıştır.



Şekil 5.10: 2-akslı prefabrik yapı'nın çerçeve açıklığı ve yüksekliği.



Şekil 5.11: 3-akslı prefabrik yapı'nın çerçeve açıklığı ve yüksekliği.



Şekil 5.12: 4-akslı prefabrik yapı'nın çerçeve açıklığı ve yüksekliği.

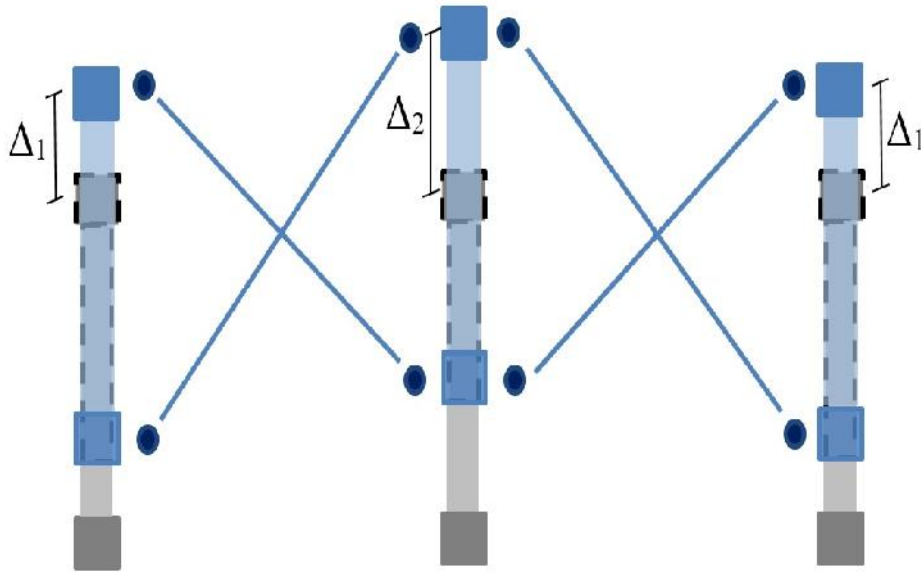
Çerçeveler sadece x yönünde hareket etme serbestliğine sahiptir. Çoğu Avrupa ülkelerde olduğu gibi çerçeveler arasında y yönünde herhangi bir kiriş bağlantısı bulunmamaktadır.

Kiriş ve kolonlar, çerçeve (çubuk) sonlu elemanları olarak modelleneceklerdir. Kolon ve kirişlerin birleştiği düğüm noktalarında 6 serbestlik derecesinin tümü gözönüne alınacaktır. Döşemelerin rijit diyafram olarak modellenmesi durumunda bu serbestlik derecelerinin gerekli olmayanları kaldırılacaktır. Kolon-birleşim bölgeleri rijit veya yarı rijit modellenebilir (TBDY 2017).

Kolon ve kiriş birleşim noktaları mafsalsal olarak, ayrıca kolon-zemin bağlantı noktaları hareket serbestliği olmayacak şekilde belirlenmiştir. Yapıların çatısı rijit veya yarı rijit diyafram olarak öngörülmüştür.

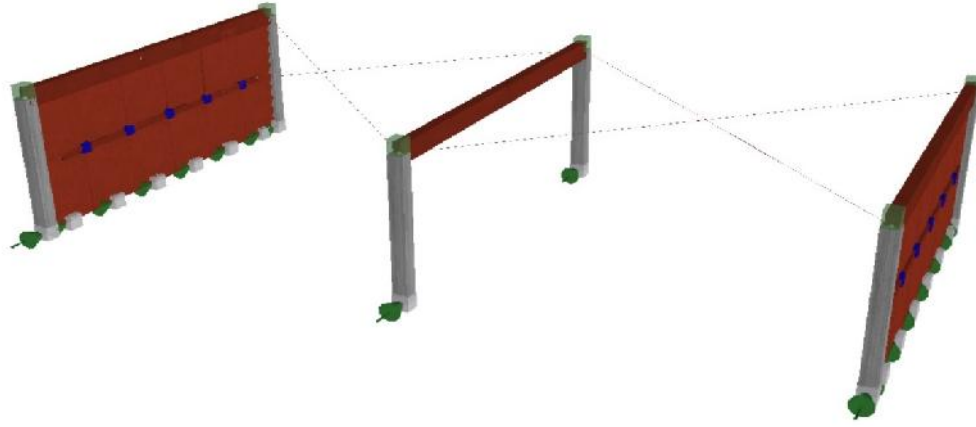
Yarı rijit diyafram kabulü, kenar kolonların tepe deplasmanlarının, orta kolon tepe deplasmanlarının 2/3'ü kadar olması durumunu temsil eden diyafram çapraz çubuk kullanılarak modelde temsil edilmiştir (**Şekil 5.13**). Bu şart UBC 1997'deki rijit diyafram şartı olarak bilinmektedir.

Diyafram için eklenen çubuklar iki ucu mafsallı çubuklar olarak modele dahil edilmiştir. Bu çubukların rijitlikleri deplasman oranlarını ($\Delta_2/\Delta_1 \geq 1.5$) karşılayacak şekilde ayarlanmıştır.



Şekil 5.13: Yarı rijit diyaframın kabulü (iki açıklıklı modelin yukarıdan görünümü).

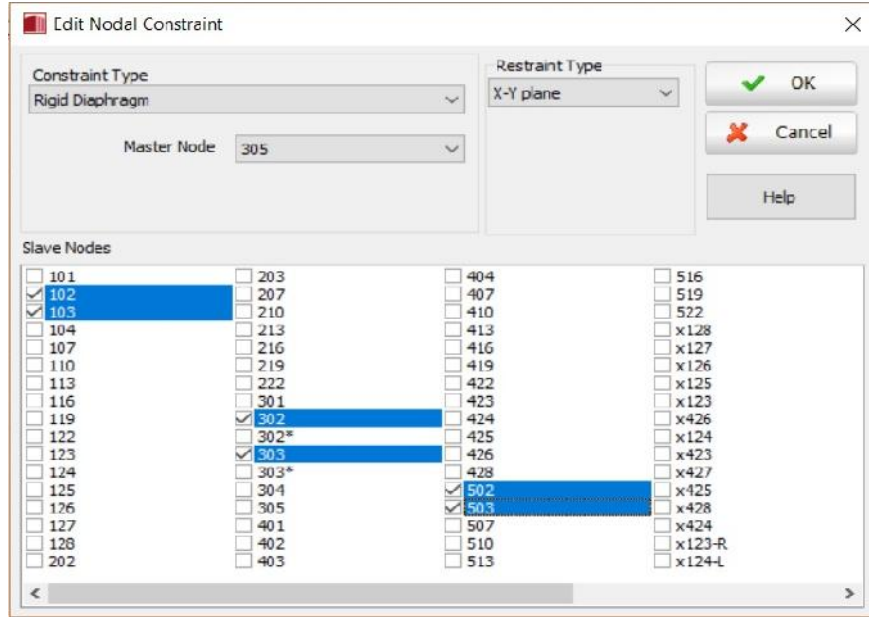
Bu hesaplamalar sonucunda, Seismostruct programında yarı rijit döşeme rijitliği önceden hesaplanmış çapraz çubuklarla yapılmıştır (**Şekil 5.14**). Bu çalışmada analizi yapılan toplam 12 farklı yapı çeşidinin döşemesinin 6'sı yarı rijit diyafram olarak tanımlanmıştır.



Şekil 5.14: Yarı rijit diyaframın seismostruct programında modellenmesi.

Geriye kalan 6 modelin döşemesi yarı rijit olarak tanımlanmıştır. Rijit diyafram tanımı sayesinde kat düzlemindeki elemanların ortak bir davranış sergilemesi sağlanır. Bu sayede binalardaki gerçek döşemelerin davranışı programa rijit diyafram yoluyla yansıtılmış olunur.

Daha önceden tanımlanmış olan kat düzlemlerindeki düğüm noktaları seçilerek bu noktalara bağlı olan elemanların birlikte çalışması sağlanır.

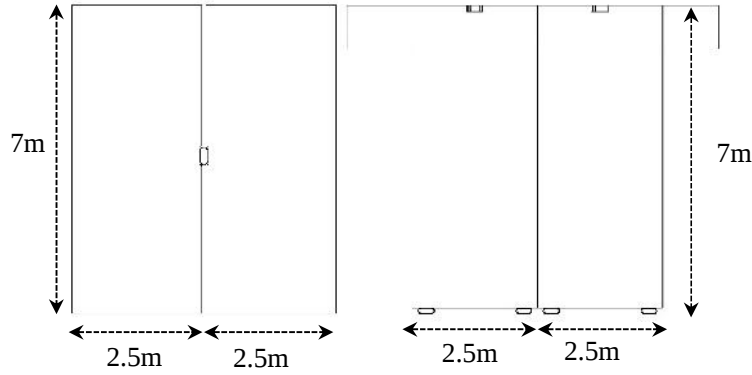


Şekil 5.15: Rijit Diyaframın Tanımlanması.

Diyaframı oluşturan düğüm noktalarından biri ana düğüm noktası seçilir geriye kalanlar ise buna bağlı düğüm noktaları olarak seçilir. Ana düğüm noktası genellikle diyafram merkezinde seçilir. Programda ana düğüm noktasına bağlı düğümlerin

yerdeğiştirme/dönme değerleri hesaplanırken ana düğüme olan göreceli konumlarının değişmediği varsayılır.

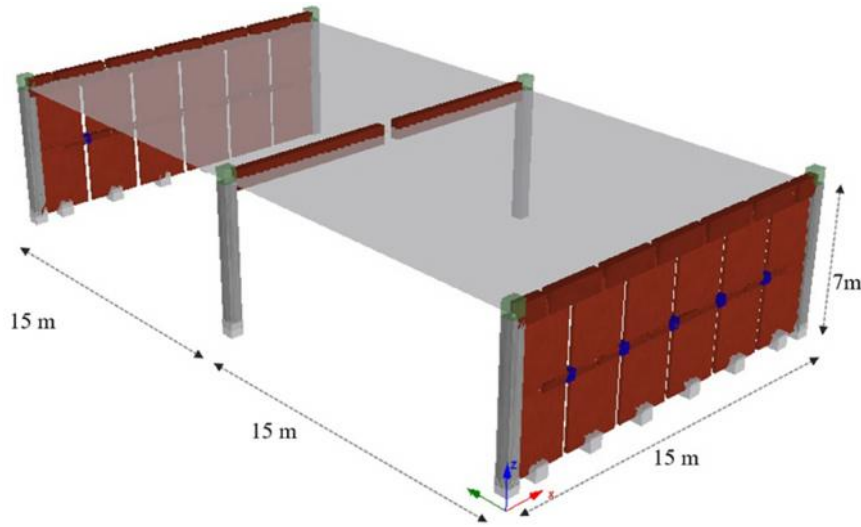
Yapılarda x doğrultusunda her tarafta 6 adet olmak üzere toplam 12 adet prefabrik beton panel oluşmaktadır.



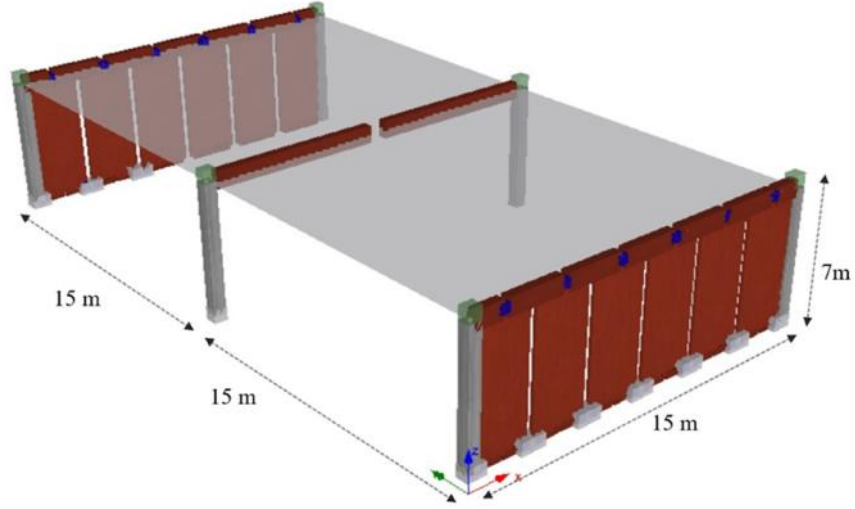
Şekil 5.16: Tip 1 (sol) ve Tip 2 (sağ) panellerin şematik görünümü.

Şekil 5.16'da Tip 1'de düşey doğrultuda her iki panel çelik yastıkla birbirine ortadan bağlanmıştır. Tip 2'de her panel aşağıdan yatay doğrultuda iki köşeden çelik yastıkla zemine ve yukarıdan tek çelik yastıkla kirişe bağlanmıştır.

Panellerin tanımlaması Section sekmesinden yapılmıştır. Panellerin ebatı 2.5 m X 0.15 m olarak ve malzemesi Elastik_Panel olarak tanımlanmıştır.(**Şekil 5.17** ve **Şekil 5.18**)



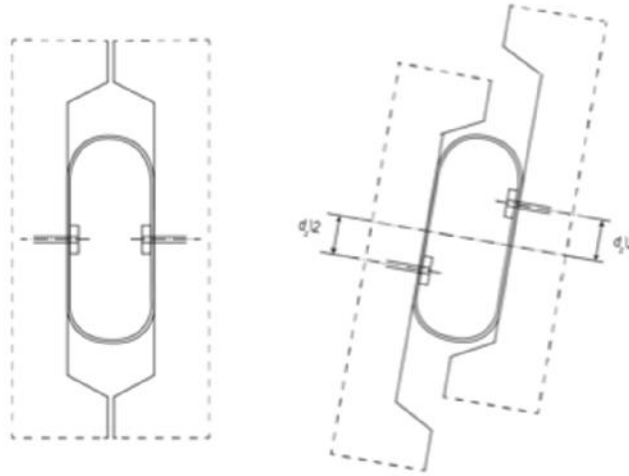
Şekil 5.17: İki açıklıklı prefabrik yapıda tip-1 panellerin dizilişi.



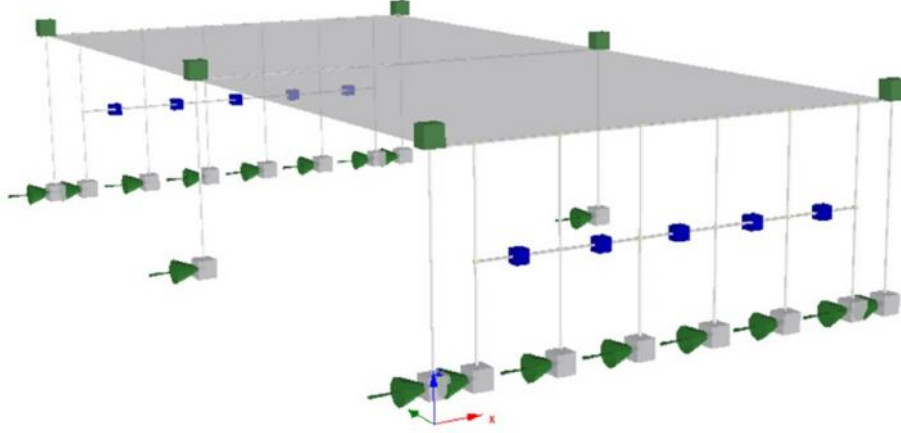
Şekil 5.18: İki açıklıklı prefabrik yapıda tip-2 panellerin dizilişi.

Burada, amaç farklı şekillerde panellere yerleştirilmiş enerji sönümleyici yastıkların çeşitli prefabrik yapılarda deprem sırasındaki sistem tepkisini incelemektir.

Bundan dolayı deprem sırasında paneller arası çelik yastıkların yanal kuvvetler karşısındaki davranışı **Şekil 5.19**'de olduğu gibidir.

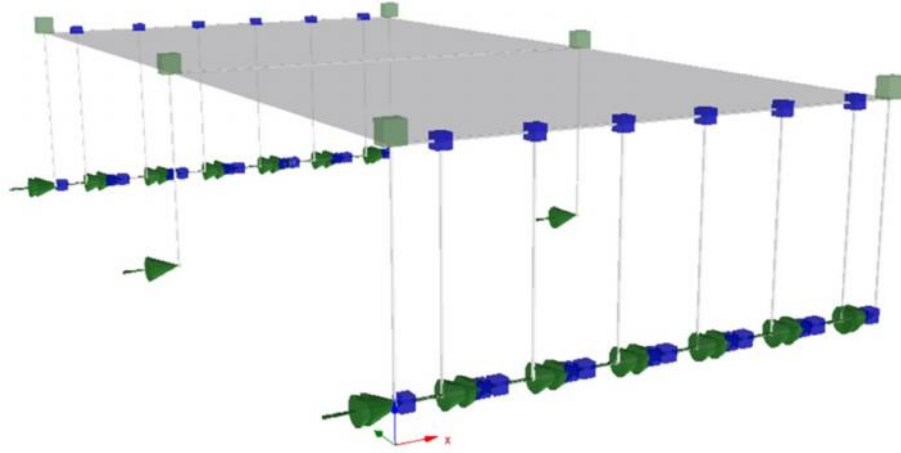


Şekil 5.19 : Panel Tip 1 ve çelik yastıkların deprem beklenen hareketi.



Şekil 5.20 : Panel Tip 1 iki açıklıklı prefabrik yapı’da sönümleyicilerin konumlanması.

Tip-2’de her panel aşağıdan yatay doğrultuda iki köşeden çelik yastıkla zemine ve yukarıdan tek çelik yastıkla kirişe bağlanmıştır.

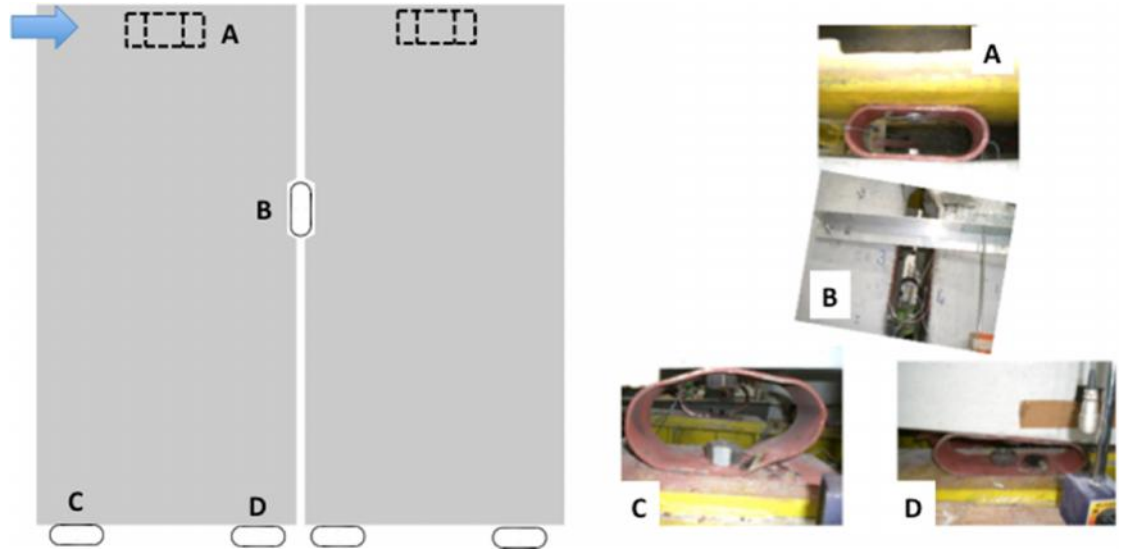


Şekil 5.21 : Panel Tip2 iki açıklıklı prefabrik yapı’da sönümleyicilerin konumlanması.

Bu paneller ile binaların bağlantısı çelikten üretilmiş özel yastıklar ile sağlanmıştır. Bu yastıkların enerji sönümleyici olarak çalışması ve binalara etki etmesi muhtemel yanal deprem kuvvetlerini karşılaması beklenmektedir. Yastıkların mekanik özellikleri 2014 yılında Smyrou ve diğ. tarafından yapılan bir çalışmadan alınmıştır. (Smyrou v.d.,2014)

Yastığın yüksek eksenel yüklerde eliptik şeklinin bozulmaması için zeminde konumlandırılmış olan yastıklar, neopren malzeme ile desteklenmiştir. Güçlendirme işleminin basit bir gösterimi **Şekil 5.22**’de görülebilir

Şekil 5.22'de görüldüğü gibi İ.T.Ü yapı ve deprem mühendisliği laboratuvarında yapılan deneylerde bu çalışmada test edilen iki tip panelin karışımı olarak nitelendirebileceğimiz bir panel modeli incelenmiştir. Yapılan deneyde her panel yapıya 4 çelik yastıkla bağlanmıştır. Sisteme etkiyen eksenel kuvvetten dolayı panellerde dönme olmaktadır. Bu dönme sonucu aşağıdaki C yastıkta çekme kuvvetinden dolayı ve D yastıkta basınç kuvvetinden dolayı çökme meydana gelmiştir. Paneldeki bu dönme sonucu yastıklardaki hasarı azaltmak için panelin altına monte edilmiş çelik yastıkların için neopren kullanılması gerektiği sonucuna varılmıştır.



Şeil 5.22 : İ.T.Ü.'de yapılan laboratuvar çalışmasında her panel 4 çelik yastıkla yapıya bağlanmıştır (SAFECLADDING projesi İ.T.Ü. ekibi çalışmalarından alınmıştır).

6. BİNALARIN ZAMAN TANIM ALANINDA ANALİZİ

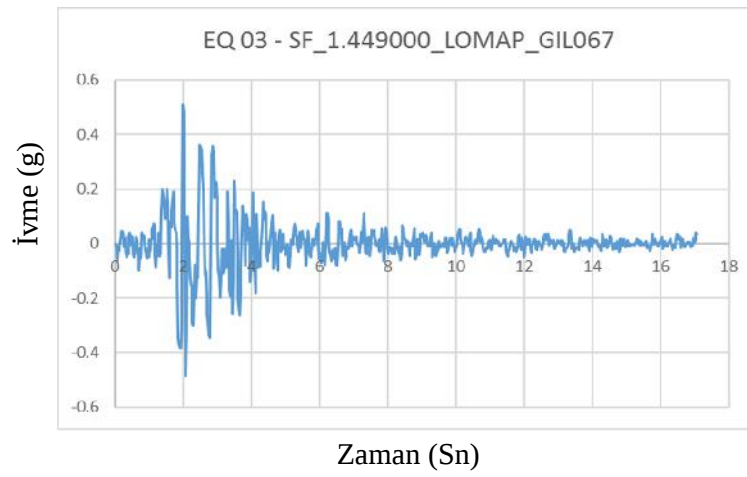
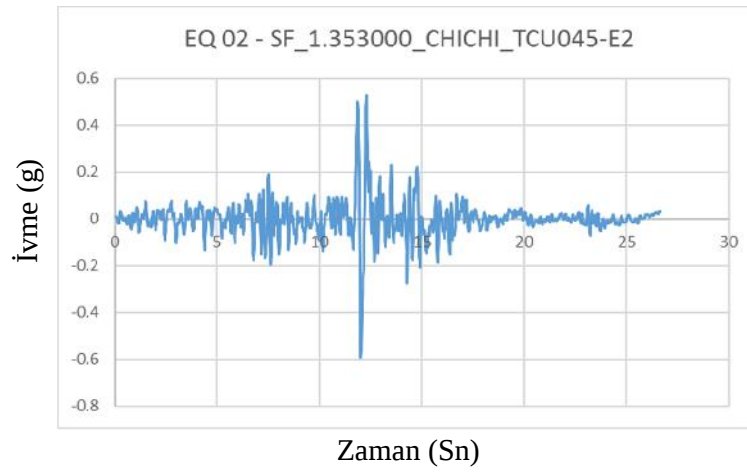
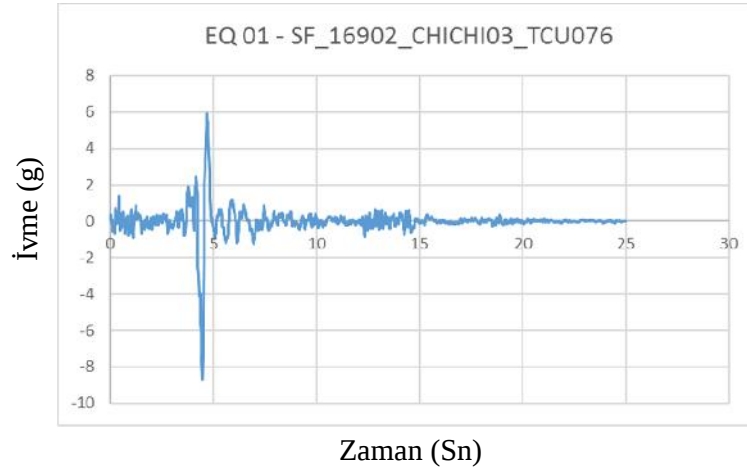
Binalar zaman tanım alanında analizleri gerçekleştirilmiştir. Yapılara X yönünde toplam 9 adet deprem etki ettirilmiştir. Toplamda ise 108 adet zaman tanım alanında analiz yapılmıştır.

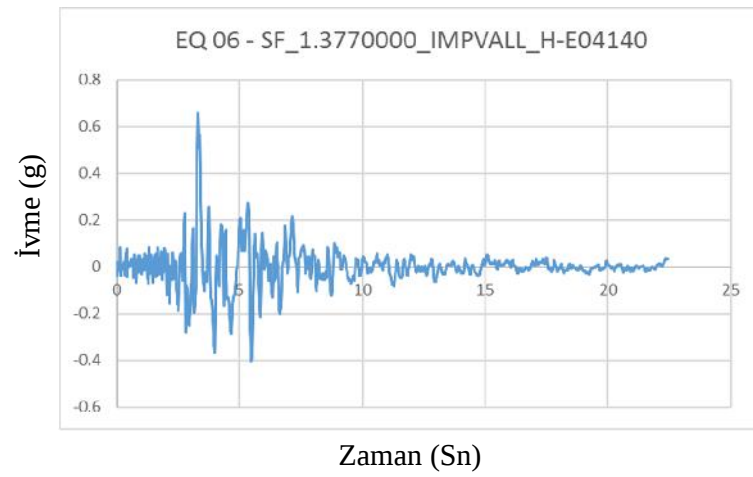
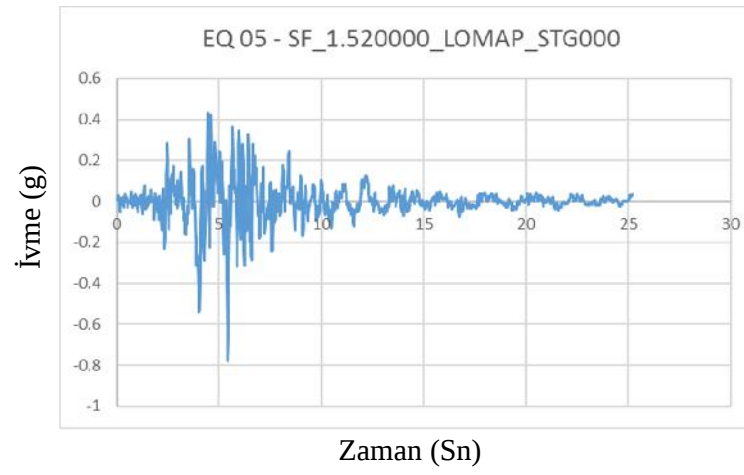
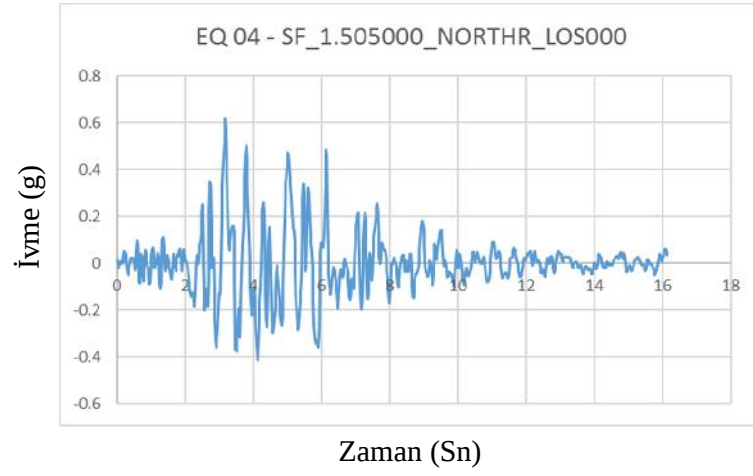
Depremlerin süresi 16.14 ile 35.82 saniye arasında ayarlanmıştır. Daha sonra zaman tanım alanı analizinin nerede kesileceği ile zaman adımının tanımlanması gerçekleştirilmiştir.

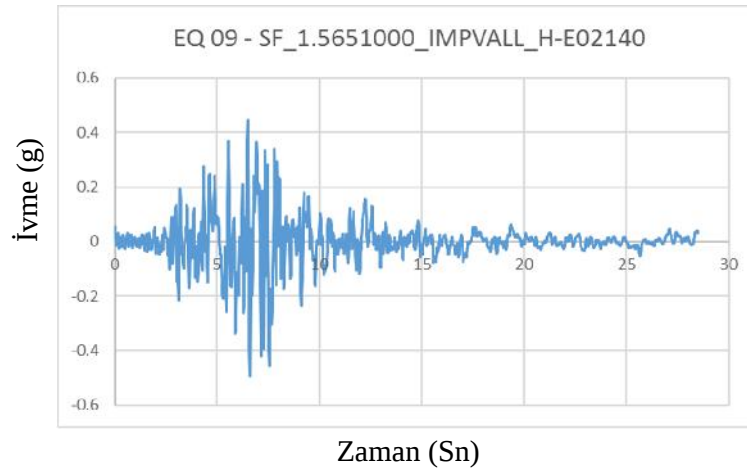
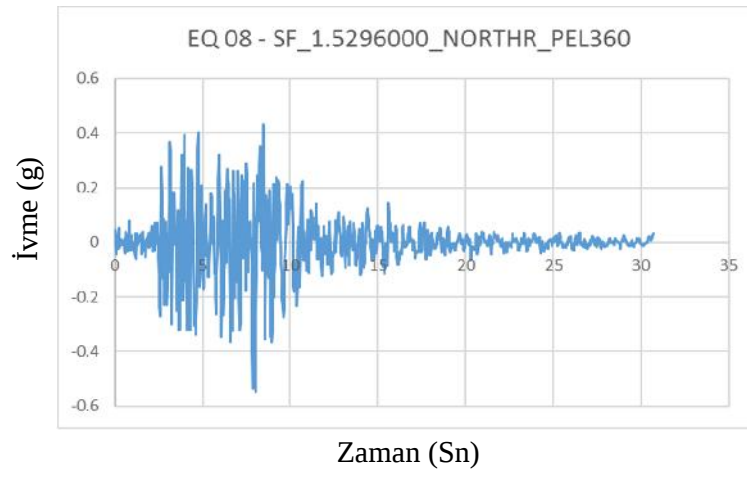
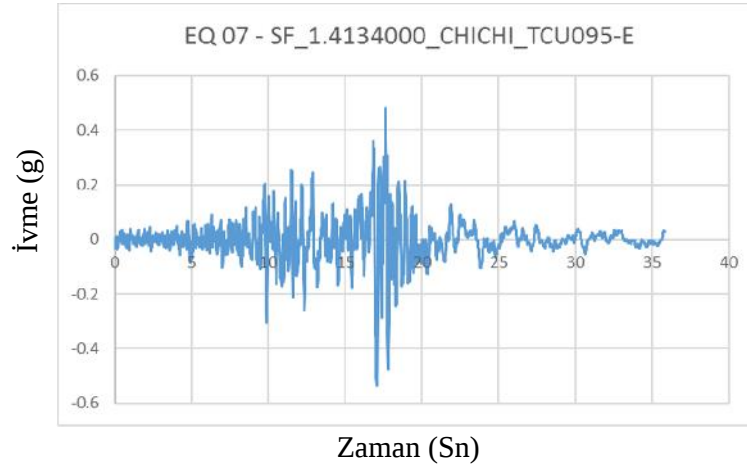
SeismoStruct 2016’de ilk başta önceden belirlenmiş ve analizlerde kullanılacak olan deprem yer hareketleri programa tanıtılır. Deprem kayıtlarına Türkiye’de yer alan AFAD gibi kuruluşlardan, dünyada ise diğer ulusal veya uluslararası merkezlerden erişilebilir. Bu çalışmada deprem kayıtları PEER NGA veribankasından alınmıştır. Seçilen deprem kayıtları **Çizelge 6.1**’daki gibidir.

Çizelge 6.1 : Analizlerde kullanılan deprem kayıtları

EQ #	Deprem Kaydı	Katsayı	Süre (Sn)
01	CHICHI03_TCU076	1.6902	25
02	CHICHI_TCU045-E2	1.3530	26.66
03	LOMAP_GIL067	1.4490	17.06
04	NORTHR_LOS000	1.5050	16.14
05	LOMAP_STG000	1.5200	25.2
06	IMPVALL_H-E04140	1.3770	22.44
07	CHICHI_TCU095-E	1.4134	35.82
08	NORTHR_PEL360	1.5296	30.7
09	IMPVALL_H-E02140	1.5651	28.5







Şekil 6.1: Deprem kayıtları.

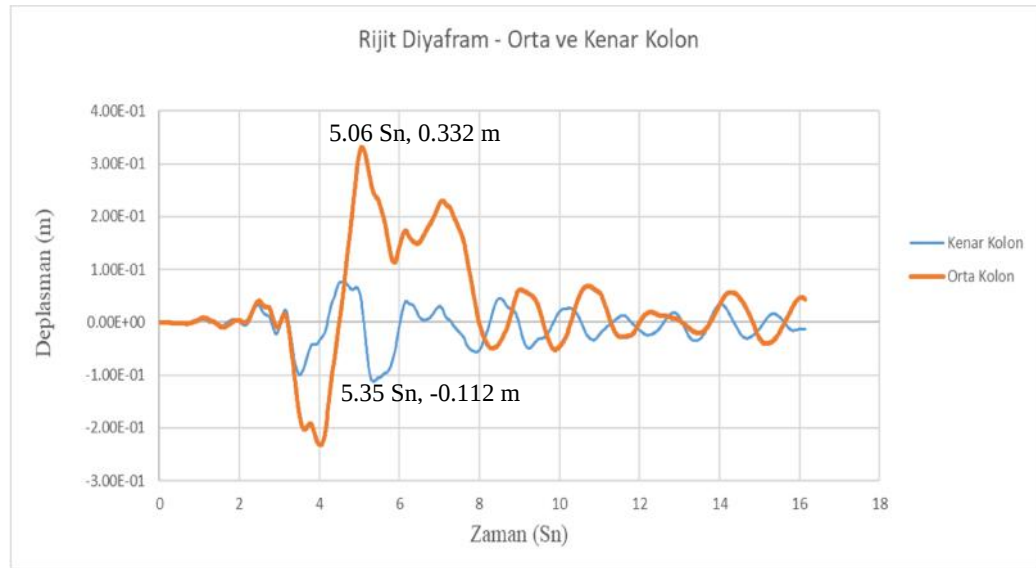
Deprem yer hareketleri genellikle ivme değerleri olarak bilgisayar yazılımlarında kullanılırlar. Bu yüzden kullanılan deprem yer hareketlerinin ne olarak kaydedildiğinin bilinmesi gerekmektedir. Tezde kullanılan programda deprem yer hareketleri yer çekimine göre normalize etmek için deprem katsayısıyla çarpılmaktadır.

Deprem kayıtlarında dikkat edilmesi gereken nokta, her bir ivmenin saniyenin kaçta kaçında yani hangi sürede kaydedildiğidir. Bu değerler dünya üzerinde çok hassas çalışmalar olmadığı sürece 0.005, 0.01 veya 0.02 saniye aralıkları ile kaydedilmektedirler. Tezde kullanılan tüm ivme kayıtlarında bu süre 0.02 saniyedir.

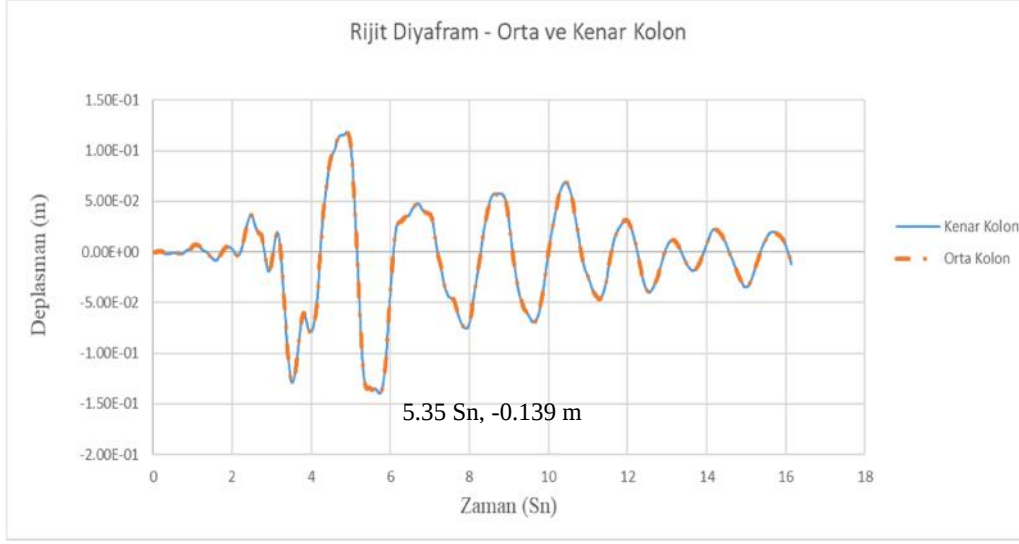
Ayrıca, yer çekimi ivmesi ile normalize edilmiş ivme değerlerinin gerçek değerlerine ulaşmak için ise 9.81 katsayısı ile çarpılması gerekmektedir.

Bu depremlerin her modelde elemanlardaki maksimum tepe deplasman, maksimum taban kesme kuvveti, maksimum teğet-kiriş dönmesi, maksimum uç dönmesi değerleri bulunmuştur. Bulunan maksimum değerler modellerin panel tipine, döşeme rijitliğine ve açıklıklara göre kıyaslanmıştır.

Şekil 6.2 ve **Şekil 6.3**'de panel Tip 1 de NORTHR_LOS000 deprem kaydında 4 açıklıklı rijit ve yarı rijit diyaframlardaki orta ve kenar kolon maksimum tepe deplasman-zaman eğrilerini göstermektedir.



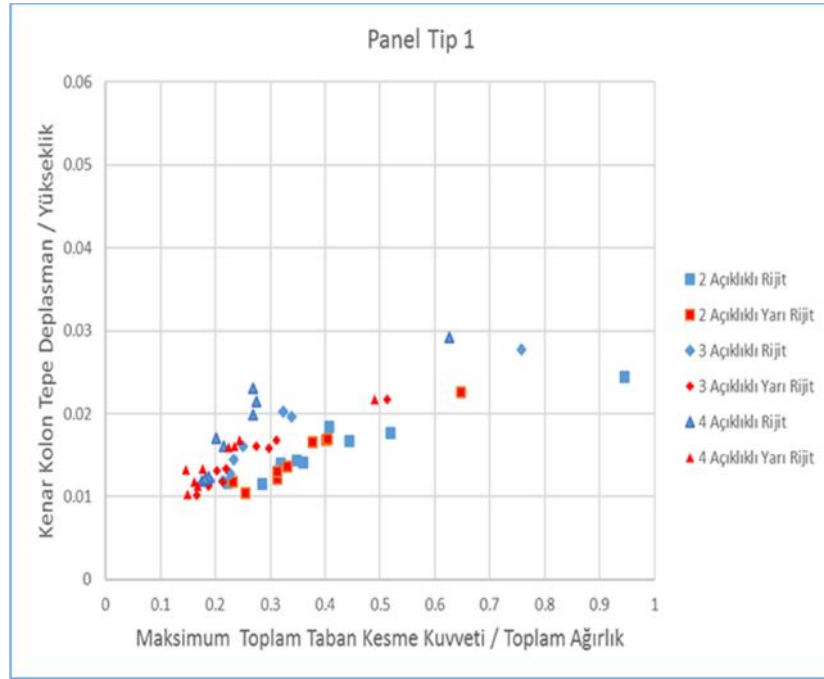
Şekil 6.2. Panel Tip 1'de 4 açıklıklı yarı rijit diyafram orta ve kenar kolon maksimum tepe deplasman-zaman eğrileri.



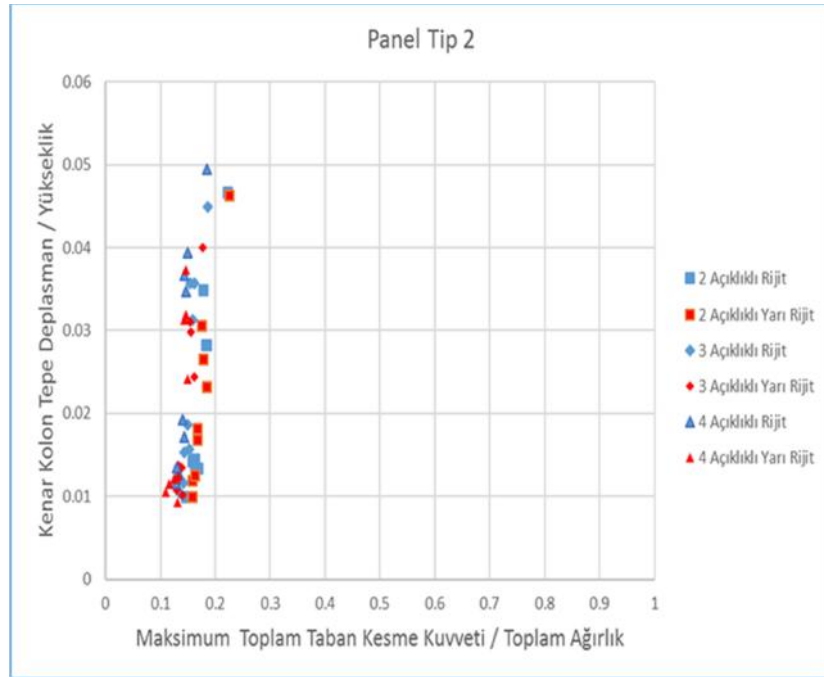
Şekil 6.3. Panel Tip 1’de 4 açıklıklı rijit diyafram orta ve kenar kolon maksimum tepe deplasman-zaman eğrileri.

Eldeki farklı açıklıklara sahip örnek yapılar üzerinde yapılan analizlerde, rijit diyafram etkisi ve panellerin toplam deprem davranışına etkileri birbirleri ile bağlantılı olarak irdelenmiştir. Bunun için, iki uç durum olan “rijit diyafram” ve çok zayıf bir rijitliğe sahip diyafram içeren “yarı rijit diyafram” alternatifleri araştırılmıştır. Burada rijit olmayan çatı döşemesi kullanılmamasının sebebi, cephe kolonlarının paneller tarafından tutulduğu durumlarda çatı örtüsünün tamamen esnek olmasının zaten pratikte mümkün olamayacağıdır.

Şekil 6.4 ve **Şekil 6.5** sırasıyla Tip 1 ve Tip 2 panellere sahip yapılarda rijit diyafram ve yarı rijit diyafram seçenekleri için ve 9 farklı deprem altında, yapılardaki yapı ağırlığına normalize edilmiş taban kesme kuvveti ile yapı yüksekliğine normalize edilmiş tepe deplasmanı karşılaştırması yapılmıştır. Bu iki değer, yapıda meydana gelen en büyük yer değiştirme ve en büyük taban kesme kuvvetine göre elde edilmiş olup, bunların zaman tanım alanında analizlerde aynı anda gerçekleşmediği durumlar da mevcuttur.



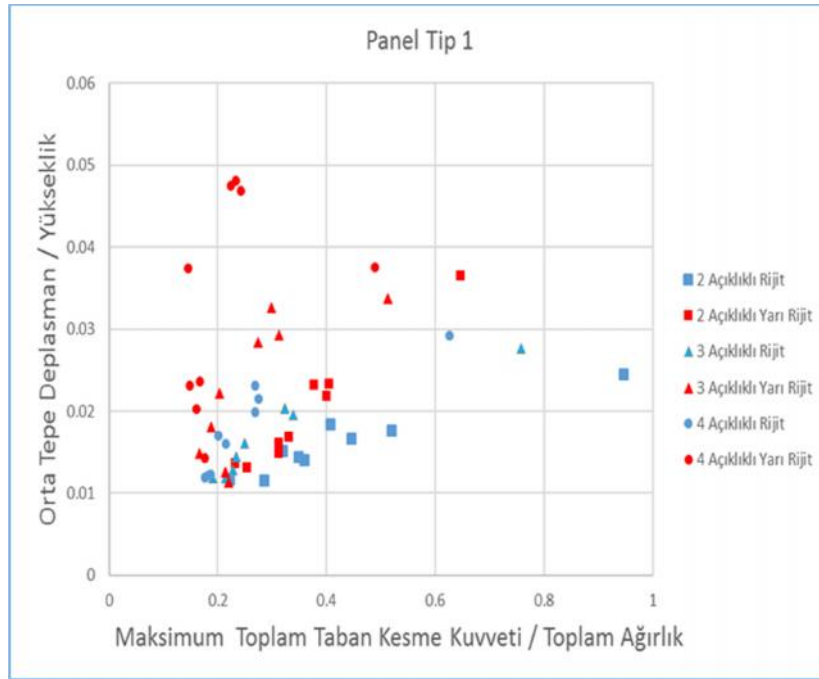
Şekil 6.4 : Panel Tip 1’de maksimum taban kesme kuvveti oranı ile kenar kolon tepe yer değiştirme oranı.



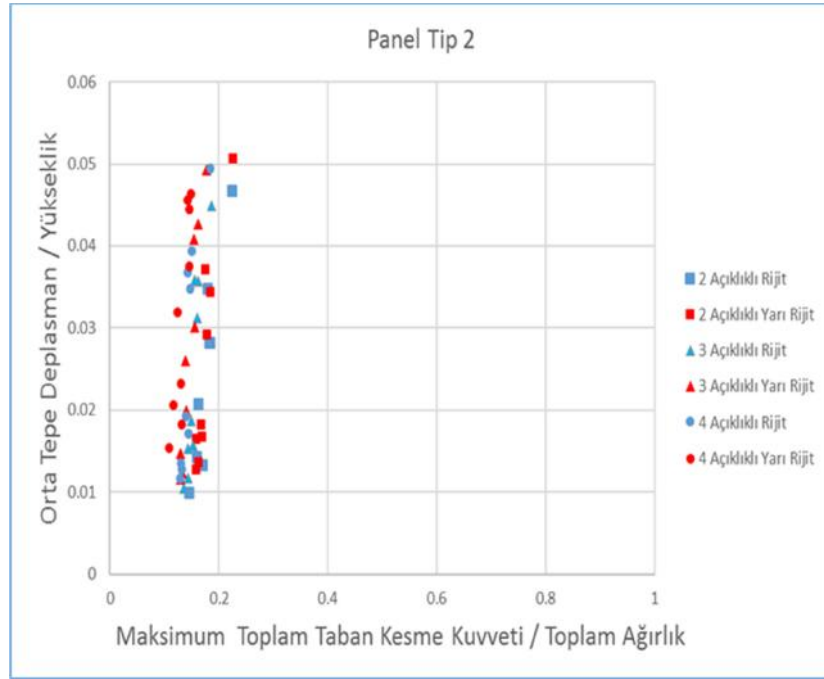
Şekil 6.5 : Panel Tip 2’de maksimum taban kesme kuvveti oranı ile kenar kolon tepe yer değiştirme oranı.

Şekil 6.4, Şekil 6.5, Şekil 6.6 ve Şekil 6.7'de görüldüğü gibi öncelikle Tip 1 paneller bulunan yapıların, Tip 2 paneller bulunan yapılara nazaran daha fazla taban kesme kuvvetlerine maruz kalabildiği gözlemlenmiştir. Buna karşılık, Tip 2 paneller bulunan yapıda yapı ağırlığına normalize edilmiş maksimum taban kesme kuvvetleri nispeten küçük iken, yapı tepe deplasmanlarının büyük olduğu gözlemlenmiştir. Tip 1 paneller bulunan yapılarda tepe deplasman oranları %1 ila %3 arasında değişirken, Tip 2 paneller bulunan yapıda bu değerler %1 ile %5 arasında değişmektedir. Yapı toplam ağırlığına normalize edilmiş taban kesme kuvvetleri ise Tip 1 panelleri bulunan yapılarda çoğunlukla %50'ya kadar olmakla birlikte nadir bazı yapılarda ve deprem durumlarında %50-%100 bandındadır. Aynı parametre Tip 2 paneller bulunan binalarda ise %24 değerini aşmamaktadır.

Tip 1 paneller bulunan yapıların 1nci mod periyot değerleri 0.72 sn ila 0.88 sn arasında, Tip 2 paneller bulunan yapıların 1nci mod periyot değerleri ise 0.74 ila 0.83 arasındadır. Başlangıç rijitliği kullanılarak hesaplanan bu periyotların birbirlerinden çok uzak olmaması, ancak en büyük tepe deplasmanı ve en büyük taban kesme kuvveti değerlerinin birbirlerinden çok farklı olması, bu iki panel tip konfigürasyonunda özellikle doğrusal olmayan bölgede farklı davranışlar sergilendiği anlamına gelir.



Şekil 6.6 : Panel Tip 1’de maksimum taban kesme kuvveti oranı ile orta kolon tepe yer değiştirme oranı.



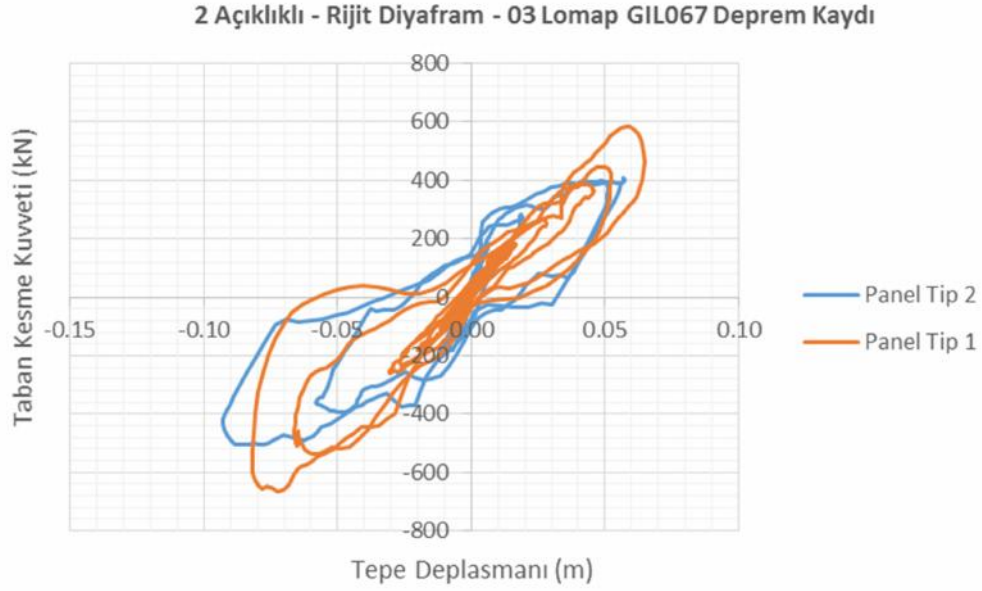
Şekil 6.7 : Panel Tip 2’de maksimum taban kesme kuvveti oranı ile orta kolon tepe yer değiştirme oranı.

2 açıklıklı ve rijit diyaframa sahip bir yapı modelinin Panel Tip 1 ve Panel Tip 2 konfigürasyonları için aynı deprem kaydı altında sergiledikleri çevrimsel eğriler (**Şekil 6.8** ve **Şekil 6.9**) farklı panel tiplerine sahip aynı özelliklerdeki (2 açıklıklı – rijit diyafram) yapının aynı deprem kayıtları altında gösterdiği farklı davranışları sergilemektedir. **Şekil 6.8**’de deplasman talebi yüksek olmayan bir kayıt için taban kesme kuvveti – tepe deplasman çevrimleri birbirine benzer olurken, **Şekil 6.9** verilen ve tepe deplasman talebinin yüksek olduğu bir başka kayıta ise iki farklı panel tipinin yapı üzerindeki etkileri çok farklı olmaktadır.

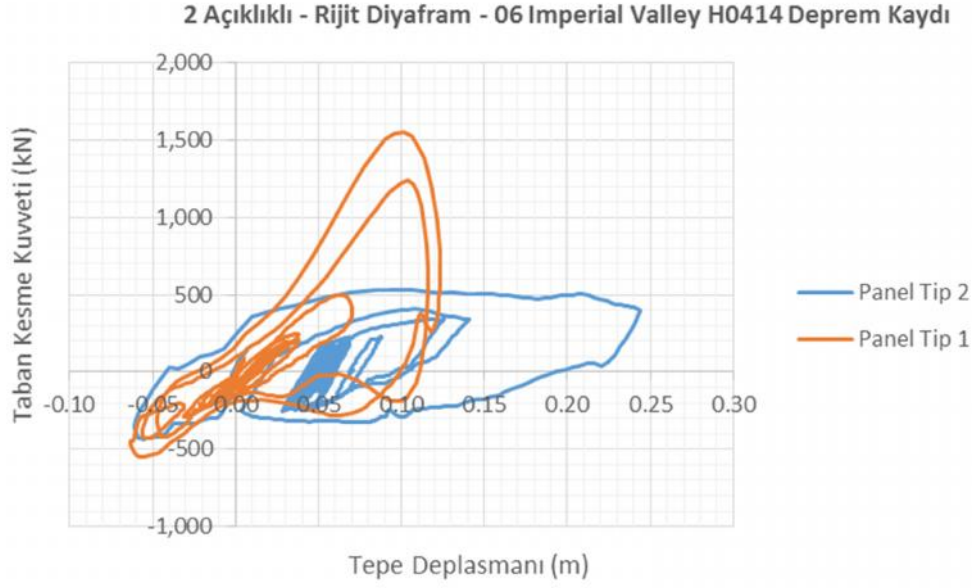
Bu iki panel tipinin en temel farklar:

- Panel Tip 1’de 1 birim tepe deplasmanı panelde b/h oranınca, yani $2.5/7m = 0.375$ kat defoprmasyon talebi oluştururken, Panel Tip 2’de 1 birim tepe deplasmanı tam olarak 1 birim çelik yastık deformasyon talebi oluşturmaktadır
- Panel Tip 1’deki toplam çelik yastık adedi her cephede Panel Tip 1’den 1 fazladır, ayrıca çelik yastığın akması için gereken kuvvet, yine panel geometrisi ve çelik yastık konum ve yönüne bağlı olarak Panel Tip 2’de 1 birim iken Panel Tip 1’de b/h oranınca (0.375 birim) şeklindedir.

Sonuç olarak, Panel Tip 2’de çelik yastıklar panel geometrisine bağlı olarak ince uzun panellerde daha küçük tepe deplasmanlarına ulaşır daha hızlı bir şekilde, daha depremin ilk başlarında enerji sönmlemeye başlamaktadır. Bu durum büyük deplasman taleplerinde daha büyük deplasman talepleri ancak daha küçük taban kesme kuvvetlerine sebebiyet vermektedir.



Şekil 6.8 : Lomap Depremi GIL067 İstasyonu Deprem kaydı için 2 açıklıklı rijit diyafram yapıda Panel Tip 1 ve Panel Tip 2 için taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı eğrileri.



Şekil 6.9 : Imperial Valley Depremi H0414 İstasyonu Deprem kaydı için 2 açıklıklı rijit diyafram yapıda Panel Tip 1 ve Panel Tip 2 için taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı eğrileri.

Şekil 6.8 ve **Şekil 6.9**'de, çelik yastıklar ve dolayısı ile panellerin toplam kesme kuvvetine katkısı, maksimum tepe yer değiştirme oranı ile karşılaştırılmıştır. Bu karşılaştırmada rijit diyafram etkisini de gösterebilmek üzere, tepe deplasmanları orta kolonlardan alınarak grafiğe aktarılmıştır. Buna göre, her iki panel tipinde de maksimum tepe deplasmanı değeri arttıkça panellerin toplam taban kesme kuvvetine katkısı düşüş göstermektedir. Ancak bu düşüş Panel Tip 1'de daha hızlı ve belirgindir. Bir başka deyişle, Panel Tip 1'de kullanılan çelik yastıkların toplam yapı davranışına etkisi daha hızlı azalmaktadır. Panel Tip 2 bağlantısının yapı toptan davranışı anlamında daha etkili olduğu söylenebilir. Elde edilen bir başka gözlem de, rijit diyaframın Panel Tip 1 için daha gerekli olduğu, rijit diyafram olmayan durumlarda Panel Tip 1 tepe deplasmanlarının, rijit diyafram olan duruma göre çok daha fazla artış gösterdiği gözlenmiştir.

Şekil 6.8 ve **Şekil 6.9** incelendiğinde, tasarım tepe deplasman oranı olan %2 için ve rijit diyafram durumunda Panel Tip 1'de çelik yastıkların toplam taban kesme kuvvetine katkısı yaklaşık ortalama %5 ($\beta=0.05$), Panel Tip 2'de ise yaklaşık ortalama %25 ($\beta=0.25$) civarındadır. Bu analizlerde kullanılan çelik yastıklarda akma deplasmanı 1 cm olarak bulunmuştur. Bu durumda %2 tepe deplasmanı Panel Tip 1 çelik yastıklarında duktilite değeri;

$$\mu = 0.02 \times 7 \times (2.5/7) / 0.01 = 5.3$$

Panel Tip 2’de ise:

$$\mu = 0.02 \times 7 / 0.01 = 14$$

olarak bulunur. %2 deplasmanda kolonlarda oluşan düktilite ise $\mu=1.5$ olarak hesaplanmıştır (Smyrou, 2015). Smyrou (2015) yayınında ve Colombo v.d. (2016) raporunda belirtilen formüller kullanılacak olursa (**Denklem 3.11** ve **Denklem 3.12**)

Panel Tip 1 için eşdeğer toplam yapısal sönüm:

$$\xi_f = 0.02 + 0.565 (1.5-1) / (1.5 \pi) = 0.08$$

$$\xi_c = 0.02 + 0.519 (5.3-1) / (5.3 \pi) = 0.154$$

$$\xi_{str} = \xi_f (1-\beta) + \xi_c \beta$$

$$\xi_{str} = 0.08(1-0.05) + 0.154 (0.05) = 0.084 = \%8.4$$

Panel Tip 2 için eşdeğer toplam yapısal sönüm:

$$\xi_f = 0.02 + 0.565 (1.5-1) / (1.5 \pi) = 0.08$$

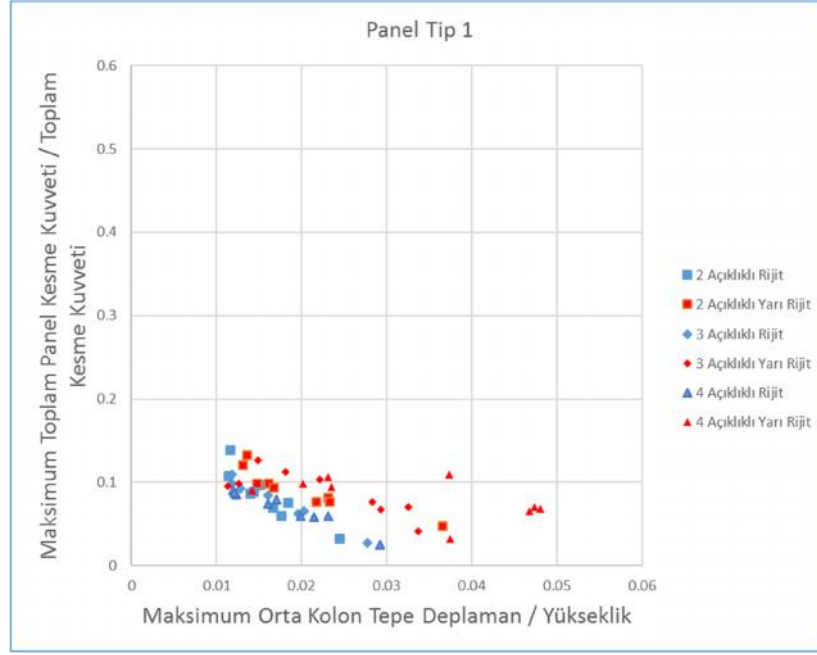
$$\xi_c = 0.02 + 0.519 (14-1) / (14 \pi) = 0.203$$

$$\xi_{str} = \xi_f (1-\beta) + \xi_c \beta$$

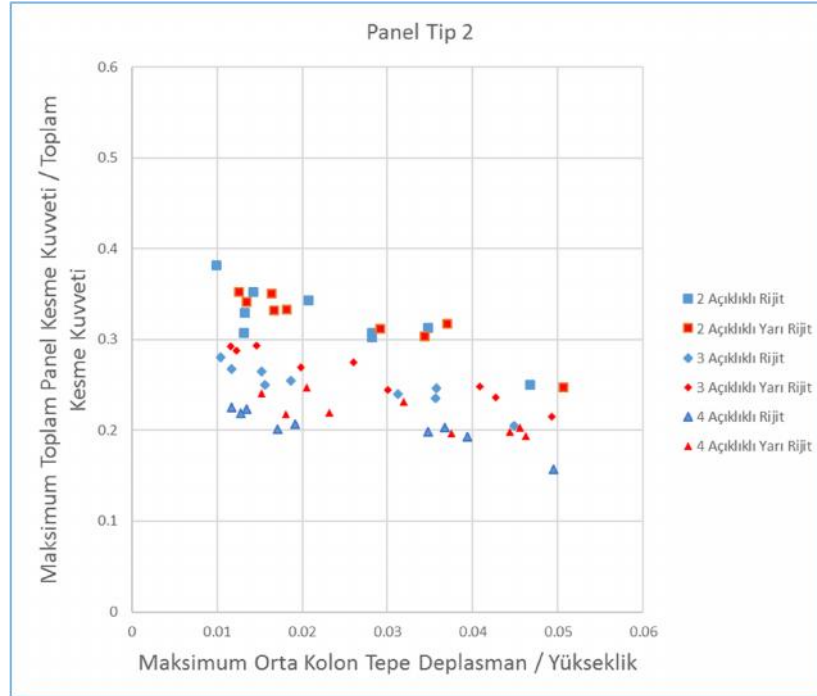
$$\xi_{str} = 0.08 (1-0.25) + 0.203 (0.25) = 0.118 = \%11.8$$

Burada, ξ_f kolonların histeretik sönüm oranı, ξ_c çelik yastıklarının histeretik sönüm oranı ve ξ_{str} toplam yapısal sönüm oranıdır.

şeklinde bulunur. Burada ξ_{str} , panellerin toplam tabankesme kuvveti üzerindeki katkısıdır. Panel Tip 1’de %8.4 olan toplam eşdeğer yapı çevrimsel sönüm değeri, Panel Tip 2’de gerek yastık sönüm oranı ve gerekse taban kesme kuvvetine yaptığı daha büyük ortalama katkıdan dolayı %11.8 olarak bulunmuştur

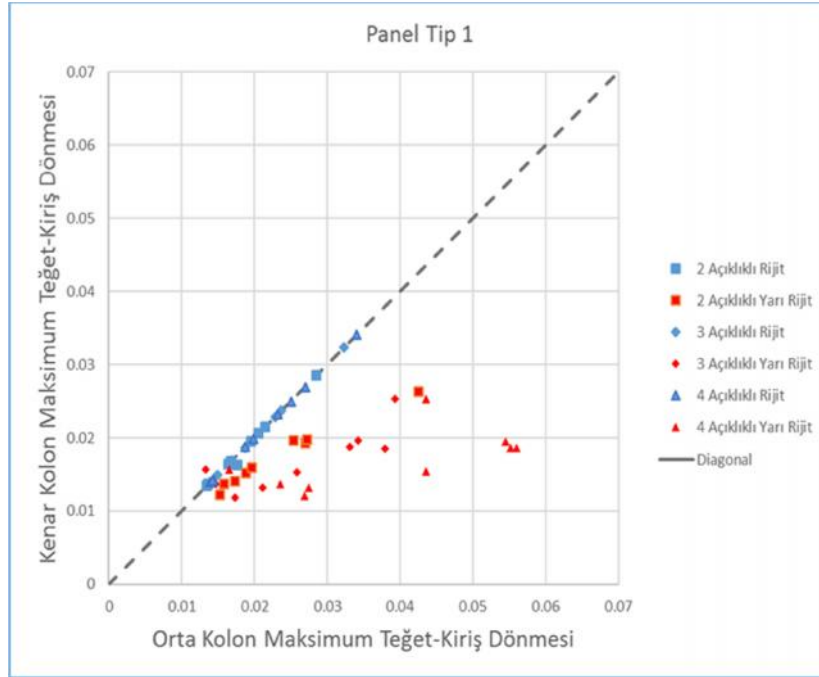


Şekil 6.10 : Panel Tip 1’de maksimum orta kolon tepe yer değiştirme oranı ile panellerin toplam taban kesme kuvvetine katkısının karşılaştırılması.

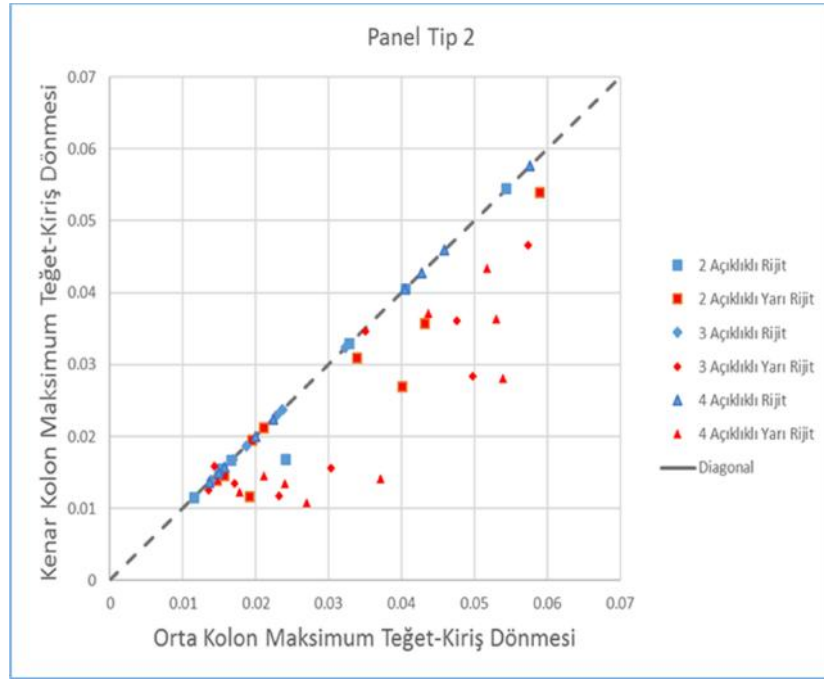


Şekil 6.11 : Panel Tip 2’de maksimum orta kolon tepe yer değiştirme oranı ile panellerin toplam taban kesme kuvvetine katkısının karşılaştırılması.

Panellerin yapıda aktif olarak katkı sağladığı durumlarda prefabrik kolonların durumunu anlamak için ise, **Şekil 6.10** ile **Şekil 6.11** arasındaki grafikler üretilmiştir. **Şekil 6.12** ve **Şekil 6.13**'te kolonların teğet-kiriş dönmeleri (chord-rotation) irdelenmiştir. Beklendiği gibi rijit diyafram olmayan durumlarda orta kolon deplasmanlarının kenar kolon deplasmanlarından daha büyüktür. Ancak bu fark, Panel Tip 1 için, Panel Tip 2 için olandan daha fazladır. Yani bir başka deyişle, rijit diyafram, Panel Tip 1 uygulamalarında çok daha önemli bir hal almaktadır.

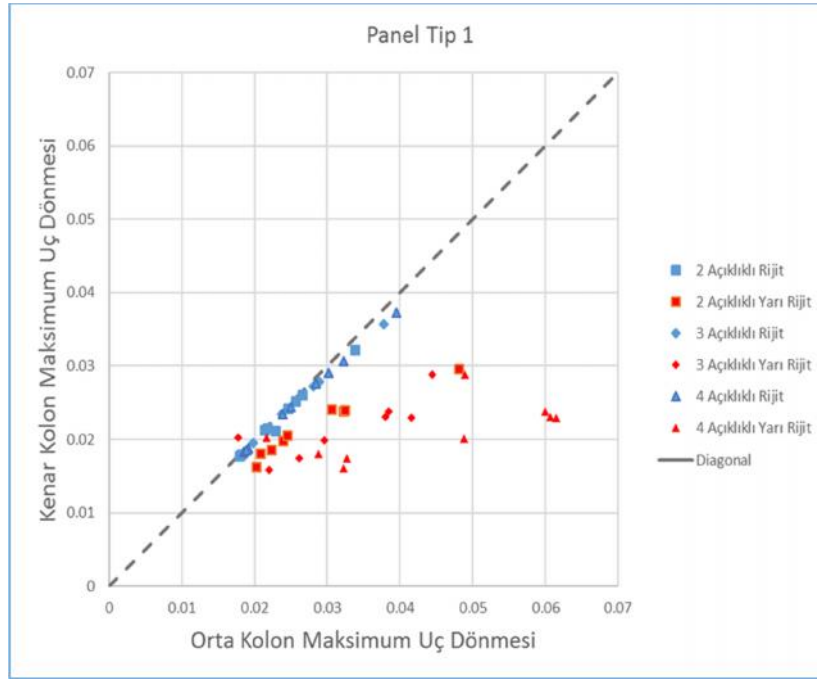


Şekil 6.12 : Panel Tip 1’de orta kolon maksimum teğet-kiriş dönmesinin (chord rotation) kenar kolon maksimum teğet kiriş dönmesi ile karşılaştırılması.

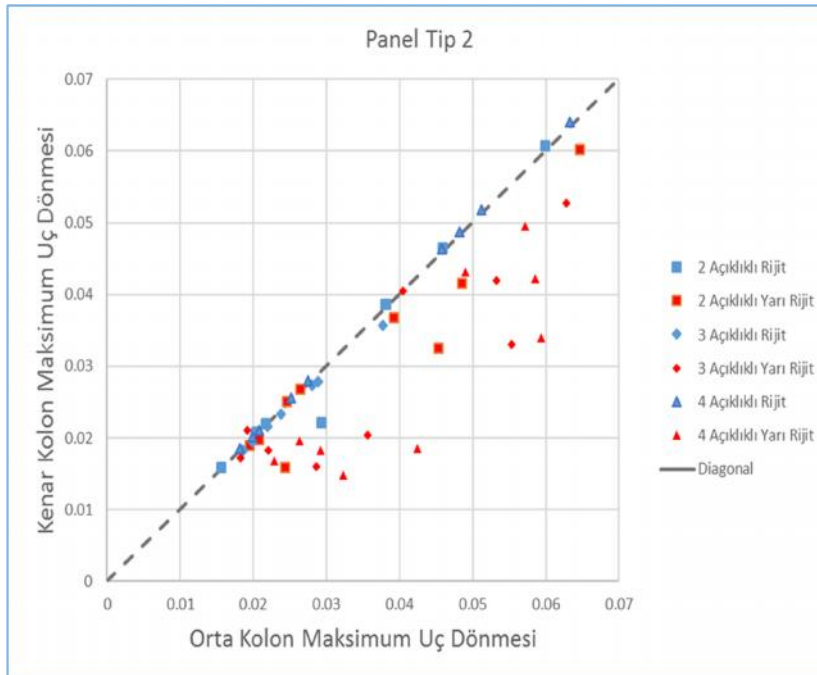


Şekil 6.13 : Panel Tip 2’de orta kolon maksimum teğet-kiriş dönmesinin (chord rotation) kenar kolon maksimum teğet kiriş dönmesi ile karşılaştırılması.

Panel çelik yastıkları ve prefabrike kolonların durumunu inceledikten sonra, panellerde enerji sönümlenmesi durumunda dikkat edilmesi gereken bir diğer konu da kolon uç dönmeleridir. Kolon uç dönmeleri, kirişlerin yanal stabilitesi ile doğrudan ilgilidir. **Şekil 6.14**’te görüldüğü gibi, Panel Tip 1 kullanılan yapıda rijit diyafram durumunda kenar ve orta kolonların uç dönmeleri arasında ihmal edilebilecek derecede bir fark ortaya çıkmaktadır. **Şekil 6.15**’te Panel Tip 2 yapısı için ise, rijit diyafram durumunda orta ve kenar kolonlar arasında kolon uç dönmeleri anlamında 3 analiz hariç genelde bir fark yoktur. Her iki grafikte kolon uç dönmeleri yarı rijit diyafram durumunda incelendiğinde ise, beklendiği gibi kenar ve orta kolonlarda farklı uç dönmeleri elde edilmekle birlikte, Panel Tip 1 yapılarında bu fark çok daha belirgindir. Bir başka deyişle, tam rijit olmayan diyafram durumlarında ve Panel Tip 1 yapılarında prefabrike kirişlerin deprem yükleri altında yanal stabilitelerini kaybetmeleri daha olasıdır.



Şekil 6.14 : Panel Tip 1 yapısında maksimum uç dönmelerinin (tip rotation) orta kolon ve kenar kolonda karşılaştırılması.



Şekil 6.15 : Panel Tip 2 yapısında maksimum uç dönmelerinin (tip rotation) orta kolon ve kenar kolonda karşılaştırılması.

7. SONUÇLAR

Bu tez çalışmasında, Türkiye ve Avrupa’da kullanılan betonarme prefabrike endüstri yapılarının klasik inşaat teknikleri ile bağdaştırılabilecek bir inşaat yöntemi incelenmiştir. Bu inşaat yöntemi, cephelerde klasik inşaat yöntemlerinde zaten var olan betonarme panellerin birbirlerine ve/veya yapıya enerji sönümleyici çelik yastıklar ile bağlanması yoluyla deprem kuvvetlerinin yapıda daha rahat taşınması ve betonarme prefabrike taşıyıcı sistemin daha az yükleri maruz kalmasını öngörmektedir.

Prefabrike cephe panelleri ile yapıda enerji sönümlenmesini incelemek üzere, 2, 3 ve 4 açıklıklı yapılar tam rijit ve yarı rijit diyaframlar ile modellenmiştir. Eucodo 8’ C sınıfı zemine ve Türkiye’deki 1nci Derece Deprem Bölgesi’ne göre tasarımı yapılan bu yapılara iki tip çelik yastık içeren cephe panelleri bağlanarak, tasarım spektrumuna uyumlu 9 farklı doğal deprem kaydı ile doğrusal olmayan analizler yapılmıştır. Bu analizlerde yapının genel davranışı ile birlikte panel çelik yastıklarının ve prefabrik kolonların doğrusal olmayan davranışları, aynı zamanda da kolon uç dönmeleri incelenerek giriş stabiliteleri hakkında gözlemler yapılmıştır.

İncelenen panel çelik yastık konfigürasyonlarından Panel Tip 1’de sadece paneller arasına ve düşey şekilde birer çelik yastık yerleştirilmiştir. Panel Tip 2’de ise panel tepesi ile prefabrik giriş arasına düşey doğrultuda bir adet, tabanda ise içleri neopren dolu iki adet çelik yastık kullanılmıştır. Bu çelik yastıkların boyuna ve enine çevrimsel davranış modelleri, SafeCladding projesi kapsamında İstanbul Teknik Üniversitesi’nde yapılan çelik yastık deneyleri ile kalibre edilmiştir. Yine İTÜ laboratuvarlarında paneller üzerinde yapılan tam ölçekli deneylerde, Panel Tip 1 ve Tip 2 beraber kullanılmışsa da, iki farklı uygulamanın etkilerini ayırt edebilmek için bu çalışmadan Tip 1 ve Tip 2 ayrı ayrı incelenmiştir.

Sonuç olarak, Panel Tip 2’de çelik yastıklar panel geometrisine bağlı olarak ince uzun panellerde daha küçük tepe deplasmanlarına ulaşır daha hızlı bir şekilde, daha depremin ilk başlarında enerji sönümlemeye başlamaktadır. Bu durum büyük deplasman taleplerinde daha büyük çelik yastık deplasman talepleri ancak daha küçük taban kesme kuvvetlerine sebebiyet vermektedir.

Çelik yastıklar ve dolayısı ile panellerin toplam kesme kuvvetine katkısı, maksimum tepe yer değiştirme oranı ile karşılaştırılmıştır. Buna göre, her iki panel tipinde de maksimum tepe deplasmanı değeri arttıkça panellerin toplam taban kesme kuvvetine katkısı düşüş göstermektedir. Ancak bu düşüş Panel Tip 1’de daha hızlı ve belirgindir. Bir başka deyişle, Panel Tip 1’de kullanılan çelik yastıkların toplam yapı davranışına etkisi daha hızlı azalmaktadır. Panel Tip 2 bağlantısının yapı toptan davranışı anlamında daha etkili olduğu söylenebilir. Ayrıca, rijit diyaframın Panel Tip 1 için daha gerekli olduğu, rijit diyafram olmayan durumlarda Panel Tip 1 tepe deplasmanlarının, rijit diyafram olan duruma göre çok daha fazla artış gösterdiği gözlenmiştir.

Panellerin yapıda aktif olarak katkı sağladığı durumlarda prefabrik kolonların durumunu anlamak için ise kolonların teğet-kiriş dönmeleri (chord-rotation) irdelenmiştir. Beklendiği gibi rijit diyafram olmayan durumlarda orta kolon deplasmanları kenar kolon deplasmanlarından daha büyüktür. Ancak bu fark, Panel Tip 1 için, Panel Tip 2 için olandan daha fazladır. Yani bir başka deyişle, rijit diyafram, Panel Tip 1 uygulamalarında çok daha önemli bir hal almaktadır.

Kolon uç dönmeleri, kirişlerin yanal stabilitesi ile doğrudan ilgilidir. Panel Tip 1 kullanılan yapıda rijit diyafram durumunda kenar ve orta kolonların uç dönmeleri arasında ihmal edilebilecek derecede bir fark ortaya çıkmaktadır. Panel Tip 2 yapısı için ise, rijit diyafram durumunda orta ve kenar kolonlar arasında kolon uç dönmeleri anlamında genelde bir fark yoktur. Kolon uç dönmeleri yarı rijit diyafram durumunda incelendiğinde ise, beklendiği gibi kenar ve orta kolonlarda farklı uç dönmeleri elde edilmekle birlikte, Panel Tip 1 yapılarında bu fark çok daha belirgindir. Tam rijit olmayan diyafram durumlarında ve Panel Tip 1 yapılarında prefabrike kirişlerin deprem yükleri altında yanal stabilitelerini kaybetmeleri daha olasıdır.

Yapılan analizlerde modelleride rijit ve yarı rijit diyafram kabullerine göre elde edilen sonuçlar arasında önemli farklılıklar oluşmaktadır. DBYBHY (2007)’de ve daha önce yapılan bazı çalışmalarda A2 düzensizliği hariç, diğer durumlarda rijit ve yarı rijit diyafram çözümlerinin pek fazla farklılık göstermediğini varsayılsada. Bu çalışmada analizi yapılan yapılarda rijit diyafram kabulünde deprem sırasında döşemeye bağlı elemanların birbirinden ayrı bir yatay hareket yapmadığından bölgesel olarak farklı şekil değiştirmeler oluşmamaktadır.

Yarı rijit diyafram kabulünde ise her döşeme bir bütün olarak hareket etmeyerek farklı şekil değiştirmeler ortaya çıkabilmektedir. Söz konusu şekil değiştirmeler ise yapının davranışında önemli değişikliklere sebep olmaktadır. Bu nedenle, yapıların rijit diyafram kabulü ile elde edilen sonuçlar daha güvenli olduğu görülmüştür.

Tüm bu bulgular doğrultusunda:

- Panel çelik yastık konfigürasyonu olarak Tip 1 ve Tip 2'nin beraber kullanılmasının (İTÜ panel deneylerinde olduğu gibi), etkin ve enerji sönümlemesi anlamında kademeli bir davranış sergileyeceği,
- Panellerde çelik yastık uygulamasının yapıda enerji sönümünü önemli ölçüde arttırdığı
- Rijit diyafram olması durumunda her iki panel tipinin de uygun davranış gösterdiği, ancak yarı rijit diyafram durumunda ise özellikle Panel Tip 1'in daha elverişsiz yanal davranış sergilediği

tespit edilmiştir.

KAYNAKLAR

- Arslan M.H., Korkmaz H.H., and Gulay F.G. (2006)** (Damage and failure pattern of prefabricated structures after major earthquakes in Turkey and shortfalls of the Turkish Earthquake code, *Engineering Failure Analysis*, (13)4, pp. 537–557.
- Bal İ.E. v.d. (2008):** Detailed Assessment Of Structural Characteristics Of Turkish RC Building Stock For Loss Assessment Models," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 28, no. 10-11, pp. 914-932.
- Celep Z., Kumbasar N. (2004),** Deprem Mühendisliğine Giriş Ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı.
- CEN (2003), Eurocode 8 - Design of Structures for Earthquake Resistance .– Part 1:** General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, Comité Européen de Normalisation, EN 1998-1.
- Christopoulos C., Filiatrault A., and Bertero VV. (2006),** Principles of passive supplemental damping and seismic isolation, IUSS press, Pavia Italy
- Colombo A., Lamperti M., Negro P., Toniolo G. (2016):** Design Guidelines for Wall Panel Connections. JRC Technical Reports
- Dwairi H, Kowalsky MJ, Nau JM (2007)** Equivalent viscous damping in support of direct displacement-based design. *J Earthq Eng* 9(SP2): 225–229.
- Goodno, B.J., Craig, J.I. (1998),** Ductile Cladding Connection Systems for Seismic Design, Report No. NIST GCR 98-758, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD
- Gülkan, P., Sözen, M. A., (1999),** Procedure for Determining Seismic Vulnerability of Building Structures, *ACI Structural Journal*, 96(3): 336-42.
- Housner, G. W. (1956),** Limit design of structures to resist earthquakes, Proc., 1st World Conf. on Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, Calif., 5, 1–13.
- Mander J.B., Priestley M.J.N. and Park R. (1988),** Theoretical stress-strain model for confined concrete," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826.
- Menegotto M. and Pinto P.E. (1973),** Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending, Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads, International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich, Switzerland, pp. 15-22.

- Muto, K., 1969.** Earthquake resistant design of 36-storied Kasumigaseki building, Proceedings of the 4th World Conference on Earthquake Engineering, 3, J-4, pp. 16–33.
- Kelly JM, Skinner RI, Heine AJ (1972)** “Mechanisms of Energy Absorption in Special Devices for use in Earthquake Resistant Structures”, Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, 5(3).
- Otani, S. and Sozen, M. A. (1972)** “Behavior of multistory reinforced concrete frames during earthquakes,” Structural Research Series No. 392, Civil Engineering Studies, University of Illinois, Urbana.
- Özkaynak H, Güllü A, Gökçe T, Khajehdei A, Mahdavi M, Azizisale F, Bal IE, Smyrou E, Yüksel E, Karadogan F (2014)** “Energy dissipater steel cushions”, Proceedings of the 2nd European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Istanbul, Turkey.
- Priestley MJN (1993)** Myths and fallacies in earthquake engineering—conflicts between design and reality. Bull N Z Nat Soc Earthq Eng 26(3): 329–34.
- Priestley M. J. N., and Kowalsky, M. J. (1998),** Aspects of drift and ductility capacity of rectangular cantilever structural walls, Bulletin of NZNSEE, 31(2), pp7385.
- Priestley, M.J.N., Calvi, G.M. and Kowalsky, M.J. (2007),** Displacement-based seismic design of structures, IUSS Press, Pavia, Italy
- SeismoStruct (2014),** SeismoStruct: A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures, Available from URL: <http://www.seismosoft.com>.
- Şenel Ş.M., Palancı M., Kalkan A., Yılmaz Y.:** Mevcut Prefabrik Binaların Mafsallı Birleşimlerinin Kesme ve Devrilme Güvenliğinin Araştırılması İMO Teknik Dergi, 2013 6505-6528, Yazı
- Seismosoft:** A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed available from <http://www.seismosoft.com>.
- Smyrou E., v.d. (2014):** Modelling Of An Energy Dissipator For Precast RC Cladding Systems," in *Second European Conference On Earthquake Engineering And Seismology*, İstanbul
- Smyrou E., Priestley M.J.N., and Carr A.J. (2011)** Modelling of elastic damping in nonlinear time-history analyses of cantilever RC walls, Bulletin of Earthquake Engineering, (9)5, pp. 1559-1578.
- Smyrou E., Bal İ.E., Tasiopoulou P., and Gazetas G. (2015),** Wavelet analysis for relating soil amplification and liquefaction effects with seismic performance of precast structures, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, paper in review.
- T.C Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Afet İşleri Genel Müdürlüğü, Deprem Araştırma Dairesi:** Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında <http://www.depremn.gov.tr>, 2007
- Toniolo G (2012) SAFECAST project:** European research on seismic behaviour of the connections of precast structures. Proceedings of 15th World conference on earthquake engineering (15WCEE), Lisbon, Portugal.

TMMOB (2007): Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik.

Ünal Aldemir, Ersin Aydın: Depreme dayanıklı yapı tasarımında yeni yaklaşımlar.
Türkiye Mühendislik Haberleri sayı 435-2005/1.

Yuksel E., Karadogan H. F., Bal I. E., Ilki A., and Inci P. (2015), Seismic behavior of two exterior beam-column connections made of normal-strength concrete developed for precast construction, Engineering Structures, 99, pp. 157.

ÖZGEÇMİŞ

Ad-Soyad : Kaveh MOHAMMAD HOSEINI HAMID

Doğum Tarihi ve Yeri : Rasht-İRAN, 1984

E-posta : kaveh.mhh@gmail.com

ÖĞRENİM DURUMU:

- **Lisans** : 2009, Tebriz Azad Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü