



# **BETONARME BİNALARIN YAPI DIŞARISINDAN PERDE DUVARLARLA GÜÇLENDİRİLMESİ**

**Salih YILMAZ**

**Mart, 2007**

**DENİZLİ**

**BETONARME BİNALARIN YAPI DIŞARISINDAN PERDE  
DUVARLARLA GÜÇLENDİRİLMESİ**

**Pamukkale Üniversitesi**

**Fen Bilimleri Enstitüsü**

**Tarafından Kabul Edilen**

**Doktora Tezi**

**İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı**

**Salih YILMAZ**

**Danışman: Prof. Dr. Hasan KAPLAN**

**Mart, 2007**

**DENİZLİ**

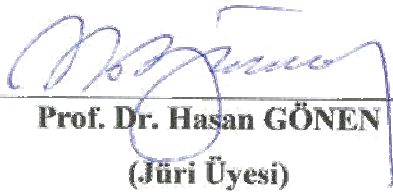
**DOKTORA TEZİ ONAY FORMU**

Salih YILMAZ tarafından Prof. Dr. Hasan KAPLAN yönetiminde hazırlanan “**Betonarme Binaların Yapı Dışarısından Perde Duvarlarla Güçlendirilmesi**” başlıklı tez tarafımızdan okunmuş, kapsamı ve niteliği açısından bir Doktora Tezi olarak kabul edilmiştir.



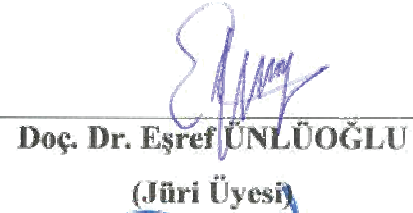
**Prof. Dr. Hasan KAPLAN**

(Yönetici)



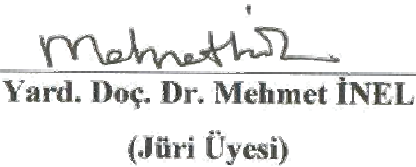
**Prof. Dr. Hasan GÖNEN**

(Jüri Üyesi)



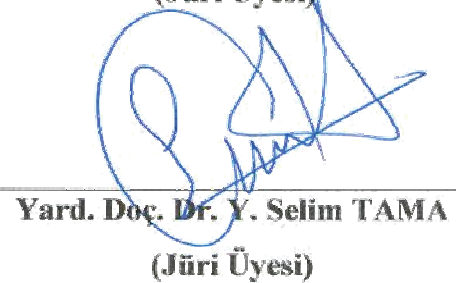
**Doç. Dr. Eşref ÜNLÜOĞLU**

(Jüri Üyesi)



**Yard. Doç. Dr. Mehmet İNEL**

(Jüri Üyesi)



**Yard. Doç. Dr. Y. Selim TAMA**

(Jüri Üyesi)

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

**Prof. Dr. Mehmet Ali SARIGÖL**

**Müdür**

## TEŞEKKÜR

Öncelikle, değerli hocam Prof. Dr. Hasan KAPLAN'a çalışmalarım esnasındaki maddi - manevi destekleri ve teşvik edici yönlendirmeleri için minnettarım.

Dış-perde uygulaması fikrini ortaya atan ve yürütücülüğündeki DPT-YUUP projesi ile bu çalışmanın tamamlanmasında büyük katkısı olan Prof. Dr. Ergin ATIMTAY'a teşekkürü borç bilirim.

Görüş ve önerileri için Yard. Doç. Dr. Mehmet İNEL, Yard. Doç. Dr. Şevket Murat ŞENEL ve Yard. Doç. Dr. Yavuz Selim TAMA'ya teşekkür ederim.

Deneysel çalışma aşamasında yardımlarını esirgemeyen Arş. Gör. Halil NOHUTCU, İnş. Yük. Müh. Nihat ÇETİNKAYA ve İnş. Müh. Ahmet SARIŞIN'a şükran borçluyum.

Değerli çalışma arkadaşlarım Arş. Gör. Gulmustafa ŞEN, Arş. Gör. Hayri Baytan ÖZMEN ve Arş. Gör. Ali Haydar KAYHAN'a yardımları için teşekkür ederim.

Çalışmanın tamamlanması için maddi destek sağlayan Devlet Planlama Teşkilatı, Pamukkale Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri Birimine ve modellerin hazırlanmasındaki yardımları için OK-SU Yapı Kimyasalları, Bilgi Zemin ve Yapı Laboratuvarı ve AK Mühendislik firmalarına teşekkür ederim.

Özverili desteklerini esirgemeyen aileme minnettarım. Bu tez çalışmam sırasında gösterdiği anlayıştan ötürü sevgili eşime çok teşekkür ederim.

Salih YILMAZ



*Eşime ve oğluma...*

Bu tezin tasarımı, hazırlanması, yürütülmesi, araştırmalarının yapılması ve bulgularının analizlerinde bilimsel etiğe ve akademik kurallara özenle riayet edildiğini; bu çalışmanın doğrudan birincil ürünü olmayan bulguların, verilerin ve materyallerin bilimsel etiğe uygun olarak kaynak gösterildiğini ve alıntı yapılan çalışmalara atfedildiğini beyan ederim.

İmza :

Öğrenci Adı Soyadı : Salih YILMAZ

## ÖZET

### BETONARME BİNALARIN YAPI DIŞARISINDAN PERDE DUVARLARLA GÜÇLENDİRİLMESİ

YILMAZ, Salih  
Doktora Tezi, İnşaat Mühendisliği ABD  
Tez Yöneticisi: Prof. Dr. Hasan KAPLAN

Mart 2007, 148 Sayfa

Türkiye'nin önemli ve öncelikli sorunlarından birisi de depreme dayanıksız yapı stoğudur. Depreme dayanıksız yapılar özellikle 1992 Erzincan depremi ile başlayan son 15 yıllık dönemde büyük hasarlara ve can kayıplarına yol açmışlardır. En fazla can kaybı da deprem bakımından yetersiz betonarme binalarda yaşanmıştır. Bu sorunun çözülebilmesi için depreme dayanıksız yapıların belirlenmesi ve bu yapıların güçlendirilmesi olmak üzere iki temel konuda ciddi çalışmalara ihtiyaç duyulmaktadır.

Esasen her iki alanda da iyi bir bilgi birikimi oluşmuş olmasına rağmen depreme dayanıksız olduğu belirlenen yapıların güçlendirilmesinde zorluklarla karşılaşmaktadır. Bu zorluklardan en önemlisi yapının kullanıma kapatılarak güçlendirilme imalatının yapılması gerekliliğidir. Pek çok bina sahibi binasını inşaat esnasında kullanamayacağı için güçlendirmekten kaçınmaktadır. Ayrıca, bina içerisinde yapılacak klasik güçlendirme uygulamaları ince işler nedeniyle maliyeti de oldukça artırmaktadır.

Bu çalışmada, Türkiye yapı stokunun önemli kısmını oluşturan betonarme binaların yapı dışarisından betonarme perdelerle güçlendirilmesini sağlayacak bir yöntem geliştirilmiştir. Çalışma kapsamında üç boyutlu üç adet yapı numunesi

tersinir tekrarlı yükler altında denenmiştir. Deney serisi, referans yapı ile hasarlı ve hasarsız iken güçlendirilen yapılardan oluşmaktadır.

Yapılan çalışmalar sonucunda dış perdelerin hem hasarlı hem de hasarsız yapılarda başarılı sonuçlar verdiği ve dış perde uygulaması ile yapı kapasitesi ve rijitliğinin artırılabilirdiği gösterilmiştir. Yapıya sonradan ilave edilen dış perde ile dış perdenin bağlandığı mevcut yapı elemanlarının tek elemanmış gibi çalışabildiği deneysel olarak gösterilmiştir. Ayrıca, deney modellerinin doğrusal olmayan bilgisayar modelleri de hazırlanarak statik itme analizleri yapılmış ve deneysel sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Doğrusal olmayan modellere donatı sıyrılması, perde kayma davranışı da yansıtılmıştır. Doğrusal olmayan yapı modellerinin gerçekçi sonuçlar verdiği görülmüştür.

**Anahtar Kelimeler: Güçlendirme, Dış perde, Kapasite, Deprem, Betonarme Yapılar**

**Prof. Dr. Hasan KAPLAN**

**Prof. Dr. Hasan GÖNEN**

**Doç. Dr. Eşref ÜNLÜOĞLU**

**Yard. Doç. Dr. Mehmet İNEL**

**Yard. Doç. Dr. Yavuz Selim TAMA**

**ABSTRACT****STRENGTHENING REINFORCED CONCRETE BUILDINGS WITH  
EXTERIOR SHEAR WALLS**

YILMAZ, Salih  
Ph.D. Thesis in Civil Engineering  
Supervisor: Prof. Dr. Hasan KAPLAN

March 2007, 148 Pages

**One of the important and primary problems of the Turkey is seismically deficient building stock. Due to these vulnerable buildings, great damages and a lot of casualties have been experienced in the 15-year period starting with 1992-Erzincan Earthquake. Most of the casualties are encountered in reinforced concrete buildings. To overcome this problem, serious research is needed mainly in two areas that are determining seismically vulnerable buildings and strengthening these buildings.**

**Actually, in both areas, an extensive literature has been improved. Contrary to this fact, in many cases, engineers come across with some difficulties in seismic strengthening applications. Most important one of these difficulties is the necessity of the building's being out of service for the construction of strengthening members. Most building owners avoid strengthening their building as they have to empty their building. Additionally, classical strengthening applications that require construction inside the building increases construction cost due to finishing works.**

**In this study, a method for strengthening RC buildings, which composes of an important percentage of the Turkish Building Stock, from outside of the building by external shear walls is developed. In this scope, three RC models in 3-D were**

loaded under cyclic loads statically. Experimental program includes a reference model, and two strengthened models that were damaged/repaired and undamaged.

Experimental study showed that using external shear walls is possible to improve capacity and rigidity of both damaged and undamaged RC structures. It is also proved experimentally that, post attached external shear walls behave as a monolithic member of the structure. Additionally, nonlinear analytic models of the experimental models are prepared and static pushover analyses are performed on the models. In models, bond-slip and sliding shear behavior are modeled. Experimental and analytical models are compared with each other. It is seen that, analytical results are reasonable in comparison with the experiments.

**Keywords:** Strengthening, External shear wall, Capacity, Earthquake, Reinforced Concrete Structures

**Prof. Dr. Hasan KAPLAN**

**Prof. Dr. Hasan GÖNEN**

**Assoc. Prof. Dr. Eşref ÜNLÜOĞLU**

**Asist. Prof. Dr. Mehmet İNEL**

**Asist. Prof. Dr. Yavuz Selim TAMA**

## İÇİNDEKİLER

DOKTORA TEZİ ONAY FORMU.....	II
TEŞEKKÜR.....	III
ÖZET .....	VI
ABSTRACT .....	VIII
İÇİNDEKİLER .....	X
ŞEKİLLER DİZİNİ.....	XII
TABLolar DİZİNİ .....	XVI
SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ.....	XVII
1. GİRİŞ.....	1
1.1 Genel.....	1
1.2 Amaç.....	2
1.3 Kapsam.....	3
1.4 Tezin Düzeni .....	3
2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR .....	5
2.1 Güçlendirme Yöntemlerine Genel Bakış.....	5
2.2 Betonarme Yapıların Güçlendirilmesi İle İlgili Çalışmalar .....	7
2.3 Pamukkale Üniversitesinde Yapılan Çalışmalar .....	19
2.4 Literatür Değerlendirmesi .....	21
3. DENEY NUMUNELERİ VE DENEY SİSTEMİ.....	23
3.1 Deney Serisi.....	23
3.2 Yapı Modelleri.....	24
3.2.1 RY numunesi .....	24
3.2.2 RY numunesinin davranış bakımından kusurları .....	28
3.2.3 OGY ve GY numuneleri.....	31
3.2.4 Ankraj tasarım yöntemi .....	33
3.3 Numunelerin Üretimi.....	37
3.3.1 Temellerin üretimi .....	37
3.3.2 Güçlendirilmemiş modellerin üretimi .....	39
3.3.3 Hasarlı yapının onarımı .....	41
3.3.4 Hasarlı ve hasarsız yapıların dış perdelerle güçlendirilmesi.....	45
3.4 Malzeme Kalitesi .....	47
3.4.1 Beton .....	47
3.4.2 Çelik .....	50
3.5 Deney Sistemi.....	52
3.5.1 Deprem ve Yapı Teknolojileri Laboratuvarının Gelişimi .....	52
3.5.2 Kuvvetli döşeme – reaksiyon duvarı sisteminin özellikleri .....	53
3.5.3 Kuvvetli döşeme-reaksiyon duvarı sisteminin imalatı .....	55
3.5.4 Ankraj sistemi.....	57
3.5.5 Ayarlanabilir çelik veren mesnet sistemi .....	59
3.5.6 Veri toplama sistemi.....	59
3.5.7 Deplasman ve yük ölçerler .....	60

3.5.8 Veri toplama yazılımı .....	62
3.6 Deneysel Düzenek .....	63
3.6.1 Yükleme sistemi .....	63
3.6.2 Veri toplama .....	65
4. DENEYSEL ÇALIŞMA .....	70
4.1 Giriş .....	70
4.2 RY Deneyi .....	70
4.3 OGY Deneyi .....	76
4.4 GY Deneyi .....	87
5. ANALİTİK ÇALIŞMALAR .....	99
5.1 Giriş .....	99
5.2 Moment-Eğrilik Yazılımı .....	99
5.3 Statik İtme Analizi .....	101
5.3.1 Plastik mafsal ve modellenmesi .....	101
5.3.2 Kayma kesmesinin modellenmesi .....	104
5.3.3 Donatı sıyrılmasının modellenmesi .....	106
5.3.4 Hasarlı kesit davranışının modellenmesi .....	107
5.4 Modelleme ve Analiz Sonuçları .....	107
5.4.1 RY modeli .....	107
5.4.2 OGY modelleri .....	110
5.4.3 GY modeli .....	115
6. ANALİTİK VE DENEYSEL SONUÇLARIN DEĞERLENDİRİLMESİ .....	120
6.1 Giriş .....	120
6.2 Analitik Sonuçların Değerlendirilmesi .....	120
6.3 Deneysel Sonuçlarının Değerlendirilmesi .....	121
6.4 Analiz ve Deneysel Sonuçlarının Karşılaştırılması .....	125
6.4.1 RY numunesi ve modeli .....	125
6.4.2 OGY numunesi ve modelleri .....	127
6.4.3 GY numunesi ve modelleri .....	130
7. SONUÇLAR VE ÖNERİLER .....	136
7.1 Sonuçlar .....	136
7.2 Öneriler .....	138
7.3 Gelecek Çalışmalar İçin Öneriler .....	140
8. KAYNAKLAR .....	141



## ŞEKİLLER DİZİNİ

Şekil 2.1 Eleman iyileştirmesi ile güçlendirme (Moehle 2000) .....	6
Şekil 2.2 Sistem iyileştirmesi ile güçlendirme (Moehle 2000).....	6
Şekil 3.1 RY modeli kalıp planı.....	24
Şekil 3.2 Tüm numuneler için temel planı.....	25
Şekil 3.3 Kolon aplikasyon planı .....	25
Şekil 3.4 K01-02-03 kirişleri açılımı .....	26
Şekil 3.5 K4 kirişi açılımı .....	27
Şekil 3.6 Kolon kesit detayı .....	28
Şekil 3.7 Bingöl depreminde soğuk derz bölgesinde oluşan hasar (Kaplan 2003).....	28
Şekil 3.8 Kocaeli depreminde soğuk derzlerde oluşan hasarlar (Kaplan 1999) .....	29
Şekil 3.9 Kuvvetli kiriş-zayıf kolon oluşumu (Kaplan 1999).....	29
Şekil 3.10 Yetersiz bindirme veya kenetlenme boyu nedeniyle oluşan hasarlar (Kaplan 1999) .....	30
Şekil 3.11 Güçlendirilmiş sistem kalıp planı .....	31
Şekil 3.12 İlave perde kesit ve boy detayı .....	32
Şekil 3.13 Ankraj yerleşim planı .....	33
Şekil 3.14 Ankrajların çalışma şekli .....	34
Şekil 3.15 Bir çerçevede yatay yük altında moment ve kesme kuvveti dağılımı .....	35
Şekil 3.16 Temel donatıları ve kalıbı.....	38
Şekil 3.17 Temel betonunun dökülmesi.....	38
Şekil 3.18 Temelin taşınması ve kuvvetli döşemeye ankrajlanması.....	39
Şekil 3.19 RY numunesi 1. katı imalat aşamaları.....	40
Şekil 3.20 RY numunesi 2. katı imalat aşamaları.....	41
Şekil 3.21 Hasarlı numunenin genel görünüşü ve hasarlar.....	42
Şekil 3.22 Kabuk betonunun döküldüğü bölgeler ve çatlakların etrafının temizlenmesi .....	43
Şekil 3.23 Çatlakların ve kabuk dökülmelerinin tamir harcı ile onarımı.....	44
Şekil 3.24 Çatlak bölgelerde epoksi enjeksiyonu uygulaması.....	44
Şekil 3.25 Ankraj deliklerinin açılması ve temizlenmesi .....	45
Şekil 3.26 Dış-perde ankrajlarının yapılması .....	46
Şekil 3.27 Dış perde kalıplarının kapatılması .....	46
Şekil 3.28 Dış perde betonunun dökülmesi .....	47
Şekil 3.29 Küp beton numunelerinin alınması.....	47
Şekil 3.30 Tek eksenli basınç deneyinin yapılışı .....	48
Şekil 3.31 Çelik çekme deneylerinin yapılışı .....	50
Şekil 3.32 $\phi 6$ Donatıların deney sonu görünümü .....	51
Şekil 3.33 $\phi 8$ Donatıların deney sonu görünümü .....	51
Şekil 3.34 Laboratuvarın içine yapılan galerisiz kuvvetli döşeme ve reaksiyon duvarı... 52	
Şekil 3.35 Kuvvetli döşeme ve reaksiyon duvarı sisteminin ön perspektif görünüşü ....	53
Şekil 3.36 Kuvvetli döşeme ve reaksiyon duvarı sisteminin arka perspektif görünüşü .	54
Şekil 3.37 Reaksiyon duvarı kesit boyutları (cm).....	54

Şekil 3.38 Kuvvetli döşeme ve reaksiyon duvarı imalat aşamaları - 1 .....	55
Şekil 3.39 Kuvvetli döşeme ve reaksiyon duvarı imalat aşamaları - 2 .....	56
Şekil 3.40 Kuvvetli döşeme ve reaksiyon duvarı imalat aşamaları - 3 .....	57
Şekil 3.41 Kuvvetli döşeme ankraj sistemi .....	58
Şekil 3.42 Ankraj sisteminin kullanımı .....	58
Şekil 3.43 Ayarlanabilir çelik veren mesnet sistemi .....	59
Şekil 3.44 Deneylerde kullanılan veri toplama sistemi .....	60
Şekil 3.45 Deneylerde kullanılan doğrusal potansiyometrik cetveller .....	61
Şekil 3.46 Deneylerde kullanılan LVDT'ler .....	61
Şekil 3.47 Deneylerde kullanılan yük hücresi .....	62
Şekil 3.48 Veri toplama yazılımının çalışması .....	62
Şekil 3.49 Deney sisteminin yandan görünüşü .....	63
Şekil 3.50 Yükleme sisteminin genel görünüşü .....	64
Şekil 3.51 Veren uçlarındaki mafsal bağlantıları .....	64
Şekil 3.52 Deney sisteminin üstten görünüşü .....	64
Şekil 3.53 RY deneyi sol aks deplasman ölçer yerleşim planı .....	65
Şekil 3.54 RY deneyi sağ aks deplasman ölçer yerleşim planı .....	66
Şekil 3.55 RY deneyi 1. kat deplasman ölçer yerleşim planı .....	66
Şekil 3.56 RY deneyi 2. kat deplasman ölçer yerleşim planı (YH: Yük hücresi) .....	66
Şekil 3.57 OGY deneyi sol aks deplasman ölçer yerleşim planı .....	67
Şekil 3.58 OGY deneyi sağ aks deplasman ölçer yerleşim planı .....	67
Şekil 3.59 OGY deneyi 1. kat deplasman ölçer yerleşim planı .....	67
Şekil 3.60 OGY deneyi 2. kat deplasman ölçer yerleşim planı (YH: Yük hücresi) .....	68
Şekil 3.61 GY deneyi sol aks deplasman ölçer yerleşim planı .....	68
Şekil 3.62 GY deneyi sağ aks deplasman ölçer yerleşim planı .....	68
Şekil 3.63 GY deneyi 1. kat deplasman ölçer yerleşim planı .....	69
Şekil 3.64 GY deneyi 2. kat deplasman ölçer yerleşim planı (YH: Yük hücresi) .....	69
Şekil 4.1 RY numunesinin deney öncesindeki son görünümü .....	70
Şekil 4.2 RY deneyi deplasman - zaman geçmişi .....	71
Şekil 4.3 2. Kat yük – deplasman çevrimi .....	71
Şekil 4.4 1. Kat yük deplasman - çevrimi .....	72
Şekil 4.5 1. Kat deplasmanları ve 2. kat deplasmanlarının değişimi .....	72
Şekil 4.6 Numunenin deney sonundaki görünümü (sol aks) .....	73
Şekil 4.7 Numunenin deney sonundaki görünümü (sağ aks) .....	73
Şekil 4.8 Numunede ilk çatlak oluşumu .....	74
Şekil 4.9 Kolon üstündeki çatlakların genişlemesi ve alt uçta çatlak oluşumu .....	74
Şekil 4.10 Kolon-temel bağlantısında çatlak oluşumu .....	75
Şekil 4.11 RY deneyi sonunda yapıda hasar dağılımı (sağ aks) .....	75
Şekil 4.12 RY deneyi sonunda yapıda hasar dağılımı (sol aks) .....	76
Şekil 4.13 OGY numunesinin deney öncesi son görünümü .....	76
Şekil 4.14 OGY deneyi deplasman - zaman geçmişi .....	77
Şekil 4.15 2. Kat yük deplasman çevrimi .....	77
Şekil 4.16 1. Kat yük deplasman çevrimi .....	78
Şekil 4.17 1 ve 2. kat deplasmanları .....	78

Şekil 4.18	Perdede oluşan eğrilik (perde ve kolona bağlanan cetvellerle hesaplanan) ..	79
Şekil 4.19	Kolon ve perde üst uçlarının yatay hareketi .....	80
Şekil 4.20	Numunenin deney sonundaki görünümü (yükleme yönünden).....	80
Şekil 4.21	Numunenin deney sonundaki görünümü (sağ aks).....	81
Şekil 4.22	Numunede ilk çatlak oluşumu .....	81
Şekil 4.23	Perde ve kolonun birlikte eğilmesi .....	82
Şekil 4.24	Deney sonunda perde tabanında kayma .....	82
Şekil 4.25	Kolon-perde donatılarının eğilme davranışı ile kopması .....	83
Şekil 4.26	Köşe kolon kiriş birleşiminde kolon hasarları .....	83
Şekil 4.27	Yapının ikinci katında hasar durumu (sol aks).....	84
Şekil 4.28	1. Kat kolonunda oluşan ötelenme ve hasar .....	84
Şekil 4.29	Perdeye bağlanan kirişte eğilme hasarı.....	85
Şekil 4.30	Deneyin son iki çevriminde gözlenen davranış .....	86
Şekil 4.31	Deney sonunda hasar dağılımı (sol aks).....	86
Şekil 4.32	Deney sonunda hasar dağılımı (sağ aks) .....	87
Şekil 4.33	Modelin deney öncesi son görünümü .....	87
Şekil 4.34	GY deneyi deplasman - zaman geçmişi.....	88
Şekil 4.35	2. Kat yük deplasman çevrimi .....	88
Şekil 4.36	1. Kat yük deplasman çevrimi .....	89
Şekil 4.37	1. ve 2. kat deplasmanları .....	89
Şekil 4.38	Perdede oluşan eğrilik (perde ve kolona bağlanan cetvellerle hesaplanan) ..	90
Şekil 4.39	Kolon ve perde üst uçlarının yatay hareketi .....	90
Şekil 4.40	Numunenin deney sonundaki görünümü (sol aks) .....	91
Şekil 4.41	Numunenin deney sonundaki görünümü (sağ aks).....	91
Şekil 4.42	Numunede ilk çatlak oluşumları.....	92
Şekil 4.43	Oluşan çatlakların genişlemesi .....	93
Şekil 4.44	Perdeye bağlanan kirişlerde hasar başlangıcı .....	93
Şekil 4.45	Perdenin çekme bölgesinde kolon ve perdenin birlikte hareketi.....	94
Şekil 4.46	Perdeye bağlı kolonda ezilme ve kabuk dökülmesi.....	94
Şekil 4.47	Perdeye bağlı kolonda basınç etkisinde kabuk dökülmesi .....	95
Şekil 4.48	Perde tabanında kayma hasarı başlangıcı (sol aks) .....	95
Şekil 4.49	Perde tabanında kayma hasarı başlangıcı (sağ aks).....	96
Şekil 4.50	Deney sonunda perde tabanında oluşan kalıcı ötelenme .....	96
Şekil 4.51	Perde-kolon arasında oluşan kılcal çatlak .....	97
Şekil 4.52	Perde-döşeme arasında oluşan kılcal çatlak .....	97
Şekil 4.53	GY deneyi sonunda yapıda hasar dağılımı (sağ aks).....	98
Şekil 4.54	GY deneyi sonunda yapıda hasar dağılımı (sol aks) .....	98
Şekil 5.1	Geliştirilen yazılımın güvenilirlik kontrolü.....	100
Şekil 5.2	İtme şekli ve çatı deplasmanı - taban kesme kuvveti .....	101
Şekil 5.3	Mafsal oluşumu ile moment ve eğrilikteki değişim (Anonymous, 2001). ....	102
Şekil 5.4	İdealize edilmiş eğrilik grafiği (Anonymous, 2001) .....	104
Şekil 5.5	Kayma kesmesinin oluşumu (Paulay vd 1982) .....	105
Şekil 5.6	Perde tabanındaki soğuk derzde sürtünme kesmesi dayanımı.....	106
Şekil 5.7	RY deney yapısının SAP2000 modeli ve itme analizi için yüklem şekli ....	108

Şekil 5.8 2. Kat S1 kolonu için elde edilen moment-eğrilik bağıntısı (alt uç).....	109
Şekil 5.9 2. Kat kolon üst uçları için donatı sıyrılması dikkate alınarak elde edilen moment-eğrilik bağıntısı .....	109
Şekil 5.10 RY modelinin itme analizi ile elde edilen kapasite eğrisi .....	109
Şekil 5.11 RY modelinde göçme mekanizmasının oluşumu .....	110
Şekil 5.12 OGY deney yapısının SAP2000 modeli .....	111
Şekil 5.13 OGY-1 ve OGY-2 deney yapısının SAP2000 modelleri.....	112
Şekil 5.14 OGY-3 deney yapısının SAP2000 modelleri .....	112
Şekil 5.15 Perde için hesaplanan moment-eğrilik ilişkisi .....	112
Şekil 5.16 OGY modelinin itme analizi ile elde edilen kapasite eğrisi .....	113
Şekil 5.17 OGY-1 ve OGY-2 modellerinde göçme mekanizmasının oluşumu.....	114
Şekil 5.18 OGY-3 modelinde göçme mekanizmasının oluşumu.....	115
Şekil 5.19 GY deney yapısının SAP2000 modeli.....	116
Şekil 5.20 GY-1 deney yapısının SAP2000 modeli .....	116
Şekil 5.21 GY-2 deney yapısının SAP2000 modelleri .....	116
Şekil 5.22 GY modellerinin itme analizi ile bulunan kapasite eğrileri.....	117
Şekil 5.23 GY-1 modelinde göçme mekanizmasının oluşumu.....	118
Şekil 5.24 GY-2 modelinde göçme mekanizması oluşumu.....	119
Şekil 6.1 RY deneyi zarf eğrisi.....	122
Şekil 6.2 OGY deneyi zarf eğrisi.....	122
Şekil 6.3 GY deneyi zarf eğrisi.....	123
Şekil 6.4 RY modeli ile deneysel sonuçların karşılaştırılması .....	126
Şekil 6.5 RY numunesi deneysel ve analitik davranış .....	126
Şekil 6.6 OGY-1 modeli ile deneysel sonuçların karşılaştırılması .....	127
Şekil 6.7 OGY-2 modeli ile deneysel sonuçların karşılaştırılması .....	127
Şekil 6.8 OGY-3 modeli ile deneysel sonuçların karşılaştırılması .....	128
Şekil 6.9 OGY numunesi ve modellerinin davranışı a) sağ aksta deney sonundaki hasarlar b) OGY-1 ve OGY-2 modellerinde nihai mafsalları ve davranış, c) OGY-3 modelinde nihai mafsalları ve davranış.....	129
Şekil 6.10 GY-1 modeli ile deneysel sonuçların karşılaştırılması.....	130
Şekil 6.11 GY-2 modeli ile deneysel sonuçların karşılaştırılması.....	130
Şekil 6.12 GY numunesi ve modellerinin davranışı a) sağ aksta deney sonundaki hasarlar b) GY-1 modelinde nihai mafsalları ve davranış, c) GY-2 modelinde nihai mafsalları ve davranış.....	131

## TABLOLAR DİZİNİ

<b>Tablo 3.1</b> Deney numuneleri .....	23
<b>Tablo 3.2</b> Ankraj tasarım ve dayanımları .....	36
<b>Tablo 3.3</b> RY numunesi beton basınç dayanımları .....	48
<b>Tablo 3.4</b> OGY numunesi beton basınç dayanımları .....	48
<b>Tablo 3.5</b> GY numunesi beton basınç dayanımları .....	49
<b>Tablo 3.6</b> Dış perde beton basınç dayanımları .....	49
<b>Tablo 3.7</b> Standart silindir dayanımları .....	49
<b>Tablo 3.8</b> $\phi 6$ Donatıların mekanik özellikleri .....	51
<b>Tablo 3.9</b> $\phi 8$ Donatıların mekanik özellikleri .....	51
<b>Tablo 5.1</b> OGY modelleri.....	111
<b>Tablo 6.1</b> Analiz sonucunda elde edilen yatay yük değerleri.....	120
<b>Tablo 6.2</b> Normalize edilmiş yatay yükler (analitik) .....	121
<b>Tablo 6.3</b> Analiz sonucu bulunan ilk yanal deplasman rijitlikleri.....	121
<b>Tablo 6.4</b> Deneylerde bulunan yatay yük değerleri.....	123
<b>Tablo 6.5</b> Normalize edilmiş yatay yükler (deneysel) .....	124
<b>Tablo 6.6</b> Numunelerin ilk yanal deplasman rijitlikleri .....	125
<b>Tablo 6.7</b> Analitik ve deneysel yatay yük değerlerinin karşılaştırılması .....	132
<b>Tablo 6.8</b> Analitik ve deneysel ilk yanal rijitliklerin karşılaştırılması .....	134
<b>Tablo 6.9</b> Hasarlı ve hasarsız yapı numunelerinin davranışları .....	134
<b>Tablo 6.10</b> Hasarlı ve hasarsız yapı modellerinin davranışları .....	135

## SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ

$A_s$	Kesmeye zorlanan yüzeye dik donatı alanı,
BÇ	Beton çeliği
DPT	Devlet Planlama Teşkilatı
DO	Deplasman Oranı
$f_c$	Beton basınç dayanımı
$f_s$	Donatı sıyrılma dayanımı
$f_y$	Donatı akma dayanımı
$f_{yd}$	Donatı tasarım akma dayanımı
GY	Güçlendirilmiş yapı
KDRD	Kuvvetli döşeme – reaksiyon duvarı
$l$	Kolon ankrajları arası dik mesafe
$l_b$	Kenetlenme boyu (mevcut)
$l_d$	Kenetlenme boyu (gereken)
$l_p$	Plastik mafsalsal boyu
$M$	Moment
$M_r$	Moment kapasitesi
MEP	Moment eğrilik programı
OGY	Onarılmış – güçlendirilmiş yapı
$P$	Yatay kuvvet
PAÜ	Pamukkale Üniversitesi
RY	Referans yapı
$V_r$	Kesme kapasitesi
$V_t$	Taban kesme kuvveti
YH	Yük hücresi
$\Delta$	Çatı deplasmanı
$\phi$	Eğrilik, donatı çapı
$\mu$	Amprlik katsayı
$\theta_y$	Akma dönmesi
$\phi_y$	Akma eğriliği
$\theta_p$	Mafsalsal plastik dönme kapasitesi
$\phi_u$	Nihai eğrilik

## 1. GİRİŞ

### 1.1 Genel

Ülkemiz topraklarının %90'ı deprem bölgelerinde yer almakta, bunun yaklaşık olarak 2/3'ü de 1. ve 2. derece deprem bölgelerinde bulunmaktadır (Anonim 2004). Türkiye sınırlarında, Cumhuriyet döneminde her yıl ortalama olarak 1000 kişi depremlerde hayatını kaybetmiştir (Anonim 2004). Bu depremlerde, can kaybının yanında ciddi ekonomik ve sosyal kayıplar da meydana gelmiştir. Dolayısıyla, deprem dayanımının yetersizliği belli olan mevcut yapı stoğumuzun acilen rehabilitasyonu gereklidir. Bu kapsamda aşılması gereken önemli iki problem; depreme dayanıksız yapıların belirlenmesi ve dayanıksız olanların güçlendirilmesidir (Kaplan vd 2005c).

Bu iki meselede de ülkemizin ve depreme dayanıksız yapı stoğu büyük olan diğer ülkelerin önemli sorunları vardır. Bunlar ekonomik, sosyal, psikolojik, yetişmiş kaliteli teknik eleman ve zaman olarak ifade edilebilir. Öncelikle, deprem sonrasındaki kayıplardan daha düşük seviyede kalacak olsa da, mevcut durum değerlendirmesi ve güçlendirilmesi ciddi miktarda ekonomik boyutu olan bir iştir. Bunun yanında, teknik işgücümüzün sayısı ve nitelik bakımından yetersiz, zamanın kısıtlı olması ve halkımızın da bu işe sosyal ve psikolojik olarak hazır olmayışı sorunu her geçen gün daha da büyümektedir.

İnsanlar, depreme dayanıklı binalarda yaşamak istemelerine rağmen binalarını güçlendirmeye yanaşmamaktadırlar. Çünkü binaların güçlendirilebilmesi için uzun, zor ve pahalı bir süreç gerekmektedir. Klasik yöntemlerle yapılar iki şekilde güçlendirilmektedir: Eleman güçlendirmesi ve sistem güçlendirmesi. Hangi yöntem seçilirse seçilsin, yapı içerisinde devam eden inşaat nedeniyle yapının büyüklüğüne göre değişecek bir süre kullanıma kapanması gerekmektedir. Bu inşaat üst katlarda nispeten kolay olsa da temellerin güçlendirilmesi aşaması ciddi bir problemdir. Genellikle elle yapılması gereken kazı ve hafriyat işleri zor ve zaman alıcıdır. Çoğu zaman da yapının mimari fonksiyonlarını etkilemeyen bir güçlendirme sistemi tasarımı neredeyse

imkânsızdır. Yapı içerisinde elektrik tesisatı, sıhhi tesisat, doğrama ve ince işler nedeniyle güçlendirme maliyetleri çoğu zaman salt güçlendirme inşaatı maliyetinin 2-3 katına ulaşabilmektedir. Tüm bu sebeplerle yapı sahipleri/kullanıcıları binalarını güçlendirmekten kaçınmaktadırlar.

Türkiye topraklarındaki deprem tehlikesinin büyüklüğüne rağmen insanların binalarını depreme karşı güçlendirmek istememesi çok ciddi bir problemdir. Bu durumun zorlamalarla çözülemeyeceği de açıktır. Yapı sahipleri/kullanıcılarını yapıyı güçlendirmekten alıkoyan sebeplerin ortadan kaldırılması gerekmektedir. Bu kapsamda, yapıların bina içine girilmeden dışarıysından güçlendirilmesi fikri Prof. Dr. Ergin ATIMTAY ve çalışma grubu tarafından Devlet Planlama Teşkilatı'na 2003 yılında proje önerisi olarak sunulmuş ve desteklenmiştir (Atımtay vd 2003-2007). Dışarıdan yapılacak güçlendirme için depremde etkinliği bilinen betonarme perdelerin kullanılması hedeflenmiştir.

Söz konusu proje kapsamında yürütülen bu tez çalışması ile mevcut yapıların güçlendirilmesi için yapı dışarıysından betonarme perde duvarların ilave edilmesi deneysel olarak araştırılmıştır. Laboratuarda modellenen 3 boyutlu bir yapı önerilen yöntemle güçlendirilerek yapıdaki kapasite, süneklik ve davranış değişimleri incelenmiştir.

## 1.2 Amaç

Çalışma ile güçlendirme uygulamalarının önündeki büyük engellerden olan bina kullanımının aksaması ve mimari kaygıların giderilmesine olanak sağlayacak yeni bir güçlendirme yönteminin ortaya konması hedeflenmektedir.

Çalışmanın amacı betonarme yapıların bina dışına ilave edilecek betonarme perde duvarlarla, içeriye hiç müdahale etmeden güçlendirilmesinin deneysel olarak araştırılmasıdır. Bu amaçla;

- Teorik olarak yöntemin geçerliliğini gösteren doğrusal olmayan yapısal analizler yapılmıştır.



- Deneysel çalışmalarla, güçlendirilmemiş ve güçlendirilmiş modellerin davranışları karşılaştırılmıştır.

### 1.3 Kapsam

Çalışma kapsamında, bir yönde tek açıklığa sahip, diğer doğrultuda 3 açıklıklı 2 katlı 1/3 ölçekli 3 boyutlu model yapı tasarlanmıştır. Tasarlanan çerçevesiz sisteme sahip yapı, Pamukkale Üniversitesi Deprem ve Yapı Teknolojileri Araştırma Laboratuvarında deneye tabi tutularak kapasitesi belirlenmiş ve daha sonra önerilen yöntemle güçlendirilen hasarlı ve hasarsız yapılarda da deney tekrarlanarak kapasite artışı araştırılmıştır. Çalışmanın kapsamı monolitik betonarme yapılarla sınırlıdır.

Ayrıca, çalışma kapsamında, ankraj sisteminin nasıl olması gerektiği konusuna girilmemiş, tüm deneyler aynı ankraj sistemi ile yapılmıştır. Ankrajların sayısı ve nitelikçe nasıl olması gerektiği konusu çalışmanın kapsamı dışında tutulmuştur.

Deneysel çalışmaların yanında, uygulamaya bakıldığında dış-perde duvarlarla güçlendirme de diğer tüm güçlendirme işleri gibi aslında bir tasarım problemidir. Günümüzde bilgisayar modellerinin doğru bir şekilde hazırlanması tasarımın önemli bir kısmını oluşturmaktadır. Bu sebeple, çalışma kapsamında, dış perdelerin yapısal modellemesine ilişkin araştırmalar yapılmış ve öneriler ortaya konulmuştur.

### 1.4 Tezin Düzeni

Tezin birinci bölümünde, konu, amaç, kapsam ve tez düzeni kısaca özetlenmiştir.

İkinci bölümde ise, betonarme yapıların güçlendirilmesi ile ilgili literatürde yer alan çalışmaların bir analizi yapılarak okuyucuya sunulmuştur. Yapısal güçlendirme fikrinin temelleri dolgulu çerçevelerle ilgili çalışmalara kadar uzandığı için bu bölümde dolgulu çerçeve davranışı ile ilgili çalışmalara da yer verilmiştir.

Üçüncü bölümde, deneylerde kullanılan modellere ait geometrik ve malzeme özellikleri verilmiş, deney modellerinin üretim ve onarım-güçlendirme aşamaları anlatılmıştır. Deneylerin yapıldığı Pamukkale Üniversitesi Deprem ve Yapı

Teknolojileri Araştırma Laboratuvarında deneyler öncesinde kurulan kuvvetli döşeme ve reaksiyon duvarı sisteminin özellikleri ve yapım aşamaları özetlenmiştir. Yükleme sistemi ve veri toplama sistemi hakkında bilgiler ile deplasman ve yük ölçerlerin deney modellerine bağlanması ile ilgili bilgiler de bu bölümde verilmiştir.

Dördüncü bölümde, yapılan deneylerin sonuçları verilmiş, deney sonucunda güçlendirilmiş, onarılarak güçlendirilmiş ve güçlendirilmemiş yapıların davranışı verilmiş, hasar şekilleri gösterilmiştir.

Beşinci bölümde, tez kapsamında gerçekleştirilen analitik çalışmalara yer verilmiştir. Bu bölümde, deney modelleri için SAP2000 modelleri hazırlanarak, doğrusal olmayan model kapasiteleri ve davranış şekilleri incelenmiştir.

Altıncı bölümde, deneysel ve analitik çalışmalardan elde edilen veriler tartışılmış ve sonuçlar karşılaştırılmıştır.

Son bölümde ise, elde edilen sonuçlar tartışılmış, uygulamaya ve çalışmanın devamında yapılabilecek araştırmalara ilişkin öneriler getirilmiştir.

## 2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR

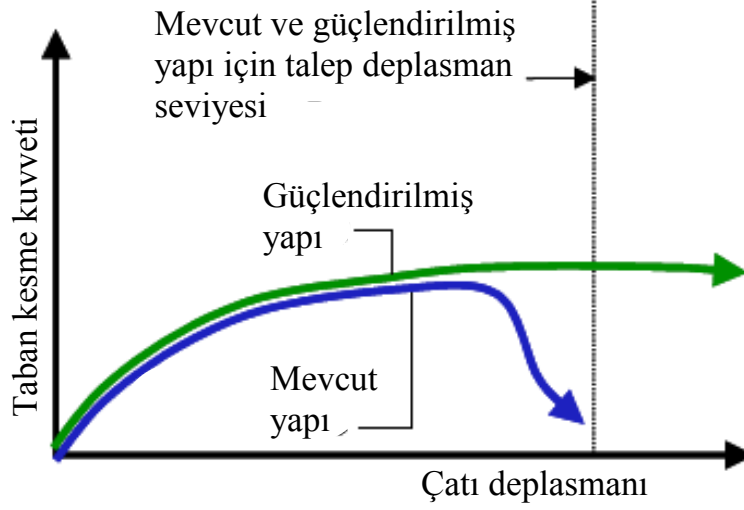
### 2.1 Güçlendirme Yöntemlerine Genel Bakış

Yapısal güçlendirmenin hedefi, yapının deprem performansının iyileştirilmesidir. Yani yapının belirli bir deprem düzeyinde görmesi beklenen hasar miktarının azaltılması güçlendirmenin temel amacıdır. Literatürde betonarme yapıların güçlendirilmesi ile ilgili yapılmış pek çok çalışmaya rastlamak mümkündür. Bu çalışmalar temelde iki kategoriye ayrılırlar: Eleman iyileştirilmesi ile güçlendirme ve sistem iyileştirilmesi ile güçlendirme (Moehle 2000). Bunların dışında, güçlendirme yöntemi olarak adlandırılmayan deprem talebini azaltmaya yarayan sönümleyici ve izolatörlerin kullanımına da rastlanmaktadır.

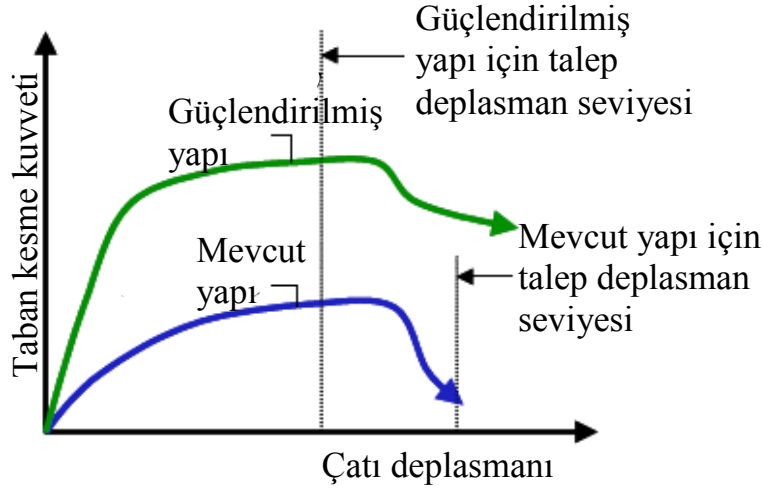
Deprem yükleri altında doğrusal elastik olmayan davranış gösteren yapı elemanlarında gevrek hasar beklenen bölgelerde bu tür hasarın engellenerek sünek davranışın elde edilmesi ve böylece yapının yük kapasitesi artırılmaksızın, deplasman kapasitesinin artırılması yoluyla güçlendirilmesine eleman güçlendirilmesi genel adı verilir. Şekil 2.1’de eleman iyileştirmesi ile yapılan güçlendirmenin yapı kapasitesine ve performansına etkisi gösterilmiştir. Eleman iyileştirmesi ile yapının yatay yük taşıma kapasitesinde ciddi bir değişim olmamış fakat güçlendirilen elemanın sünek davranışı ile yapı sünekliği artmıştır. Rijitliği değişmeyen yapıdan depremin talep ettiği deplasman seviyesi değişmemiştir. Güçlendirme ile yapının hedef deplasmana ulaşabilmesi sağlanmıştır. Yapıda az sayıda problemlili elemanın bulunması durumunda uygulanması ekonomik sonuçlar vermektedir.

Özellikle Türkiye’de yaygın olarak kullanılan güçlendirme yöntemi ise sistem iyileştirmesi yöntemidir. Bu yöntemde elemanların yetersizlikleri sistem kapasitesi artırılarak giderilir. Sisteme eklenen yeni elemanlar (genellikle perdeler) yapının yatay yük kapasitesini artırır ancak sünekliğine ciddi bir etkileri olmaz. Şekil 2.2’de sistem güçlendirmesi yapılan bir yapıdaki muhtemel kapasite değişimi görülmektedir. Yapının güçlendirme ile rijitliği artmakta ve deplasman talebi azalmaktadır. Yani burada yapının

hedef deplasmana ulaşması yerine hedef deplasmanın küçültülmesi gibi bir yöntem seçilmiş olmaktadır. Yapıda daha az bölgeye müdahale gerektiren yöntem ekonomik sonuçlar vermesine rağmen, çerçevedeki bazı duvarların yıkılarak yerine yeni perdeler yapılması gerektiğinden yapının kullanımını aksatmakta ve yapı sahipleri için caydırıcı olmaktadır.



Şekil 2.1 Eleman iyileştirmesi ile güçlendirme (Moehle 2000)



Şekil 2.2 Sistem iyileştirmesi ile güçlendirme (Moehle 2000)

Deprem dayanımı oldukça yetersiz yapılarda genelde uygulanan güçlendirme yöntemi, sistem iyileştirilmesidir. Eleman iyileştirmesi ise genellikle, az sayıdaki elemanın gevrek kırılması ile yapının talep deplasman seviyesine ulaşamadığı durumlarda ekonomik olarak uygulanabilen bir yöntemdir. Bu çalışmada ortaya konulan

dış perde duvar ile güçlendirme yöntemi bir sistem iyileştirmesidir. Bu sebeple literatür taramasında eleman güçlendirmesine yönelik çalışmalara değinilmemiş, sistem güçlendirmesine yönelik çalışmalara yer verilmiştir. Sistem güçlendirmesinin temelleri, dolgulu çerçevenin dayanıma olumlu etkisine dayandırıldığı için, yığma dolgulu çerçevelerle ilgili bazı çalışmalar da tarihsel gelişimin gözlenebilmesi için verilmiştir.

Bu iki güçlendirme yönteminin yanında yapının dayanımının veya sünekliğinin artırılmadığı ancak yapı üzerindeki deprem etkisinin azaltılması ile işleyen izolatör ve sönümleyiciler gibi sistemlerin kullanılması mümkündür. Sönümleyiciler (Reinhorn vd 1995, Taylor ve Duflo 2003, Chesca vd 2006) ve izolatörler (Yılmaz vd 2006) konularında farklı araştırmacıların çalışmaları bulunmasına rağmen, bu çalışmada önerilen yöntemle farklı kategorilerde olması dolayısıyla literatür taramasında bu çalışmalara da değinilmemiştir.

## **2.2 Betonarme Yapıların Güçlendirilmesi İle İlgili Çalışmalar**

Sistem iyileştirmesinin temelleri dolgulu çerçevelerin yapı davranışına etkisinin araştırıldığı çalışmalara kadar uzanmaktadır. Mühendislik pratiğinde yapının yük taşıma kapasitesine pozitif bir katkı yaptığı bilinmesine rağmen dolgu duvarların katkısı ihmal edilmektedir. Ancak, 1950’li yıllara dayanan bu katkının araştırıldığı çalışmalara rastlamak mümkündür. Sistemin davranışının iyileştirmesi ile yapıların güçlendirildiği yöntemlerde temel prensibin çerçeve içindeki mevcut dolgunun dayanım ve sünekliğinin artırılması veya mevcut dolgunun kaldırılarak yerine dayanımı ve sünekliği daha yüksek bir dolgu yapılması olduğu görülmektedir. Bu dolguların temel işlevi yapının rijitliğinin artırılarak deplasman talebini düşürmeleridir. Bu sebeple, bu bölümde dolgu duvar katkısının araştırıldığı çalışmalarla sistem güçlendirmesine yönelik çalışmalar bir arada verilmiştir.

Dolgulu çerçeveler konusundaki ilk çalışmalardan olan Whitney, Anderson ve Cohen’in 1949’da Amerikan Ordusu için başladıkları deneysel çalışmanın sonuçlarını 1955’de yayınladıkları makalelerinde ortaya koydular (Whitney vd 1955). Yapıların şok (patlama) yükleri altındaki dayanımlarının araştırıldığı çalışmada, dolgulu çerçevelerin çerçevenin dayanımını ve rijitliğini kayda değer ölçüde artırdığı bulunmuştur. Araştırmacılar, çerçevenin betonarme dolgu duvarla güçlendirilmesi durumunda ise bu

artışın çıplak çerçeveli durumun 10~20 katına kadar çıkabileceğini belirlemişlerdir. Çalışmanın analitik kısmında yatay yük etkisindeki betonarme dolgulu çerçevede eğilme etkilerinin dolgu ve çerçeve elemanlar tarafından kesme etkisinin ise sadece betonarme dolgu tarafından taşınacağı varsayılarak tek katlı dolgulu çerçevelerin deplasmanlarını tahmin etmek için giriş teorisine dayanan ampirik bir formülasyon önermişlerdir.

Benjamin ve Williams (1958) tek katlı boşluklu dolgulu çerçevelerin davranışını araştırmışlardır. Çalışmada, boşluklu dolgulu çerçevelerin davranış ve deformasyon şekilleri incelenmiş, boşluk etrafındaki donatı detayının, boşluk büyüklük ve yerinin ve dolgu çerçeve arasındaki donatı detayının davranışa etkisi araştırılmıştır. Araştırmacılar, boşluklu dolgulu çerçevelerin davranışının tahmin edilebileceğini öne sürmüşlerdir. Mukavemet prensipleri ile elastik bölgede tasarım için yeterli hassasiyette sonuçların elde edilebilmesi için eğilme, kayma ve eksenel deformasyon etkilerinin dikkate alınması gerektiği sonucuna ulaşmışlardır. Yazarlar, toplam dayanımın her parçanın ayrı perdeler olarak düşünülmesi durumundaki dayanımlarının toplamına eşit olacağını öne sürmüşlerdir.

Smith (1968) yılında yayınladığı çalışmasında düşey yük etkisindeki dolgulu çelik çerçevelerin yatay yük altındaki davranışını incelemiştir. Çerçevenin düşey yük dayanımının yarısına kadar düşey yükün düzgün yayılı uygulanması durumunda çerçeve dayanımının ve rijitliğinin arttığı, aynı zamanda göçme şeklinin salt yatay yük uygulandığı durumdaki göçme şekline benzediği görülmüştür. Düşey yükün, düşey yük kapasitesinin yarısını geçtiğinde yatay yük kapasitesi azalmış, düşey yük kapasitesi kadar düşey yük uygulandığında da sıfıra düşmüştür. Aynı zamanda düşey yük için bulunan bu optimum sınırın aşılması durumunda göçme şeklinin salt düşey yük altındaki göçme şekline benzediği de görülmüştür.

Ersoy ve Uzsoy (1971) çalışmalarında, 9 adet tek katlı tek açıklıklı betonarme dolgulu çerçeve deneyi yapmışlardır. Çerçeveler, İki katlı olarak inşa edilerek orta noktadan tekil yükleme ile denenen numunelerle tek katlı yapı davranışı elde edilmiştir. Deneylerde monoton artan yatay yükleme yapılmıştır. Çalışma sonucunda dolgulu çerçevelerde yatay yük kapasitesinin 7 katına çıktığı ve nihai durumdaki deplasman kapasitesinin azaldığı gözlenmiştir. Ayrıca, çerçeve rijitliğinin dolgu

yapılması durumunda yaklaşık 5 katına çıktığı görülmüştür. Yazarlar davranışa ilişkin elde ettikleri bu sonuçlara ilave olarak, dolgulu çerçevelerin modellenmesi ve analizi için de öneriler sunmuşlardır. Yazarlar, betonarme dolgunun iki ucu mafsallı basınç çubuğu ile modellenmesini önermiş ve bu çubuğa ait geometrik özellikleri belirlemişlerdir.

Klingner ve Bertero (1978)'de 11 katlı bir yapının alt 3 katının 1/3 ölçekli modellerini oluşturmuşlardır. Model önce çıplak çerçeve olarak denenmiş, daha sonra dolgu duvarlı deneyler de yapılmıştır. Yapılan deneylerde, dolgulu çerçevelerin rijitliğinin çıplak çerçevenin 5 katı olduğu, yatay yük taşıma kapasitesinin de 6 katına çıktığı görülmüştür.

Liau (1979) betonarme dolgulu çelik çerçevelerin dinamik yatay yükler altındaki davranışını incelemiştir. Dört katlı çelik çerçevelerde yapılan deneylerde dolgu içerisine açılan boşlukların ve kesme bağlantılarının rijitlik ve dayanıma etkileri araştırılmıştır. Çalışma sonucunda kesme bağlantılarının çerçeve rijitliği ve dayanımı üzerinde ciddi etkileri bulunduğu, bunun yanında dolgudaki boşlukların dayanımı ciddi miktarda düşürdükleri görülmüştür. Tam dolgulu çerçevelerin kesme bağlantıları olmadığı durumda diyagonal basınç kırılması ile kesme bağlantıları bulunduğu ise çerçeve-dolgu arasındaki kesme dayanımının kaybı ile nihai duruma ulaştıkları görülmüştür. Boşluklu dolgu durumunda ise nihai duruma kesme bağlantıları yoksa boşluk üstündeki kirişteki eğilme hasarı ile kesme bağlantısı varsa kirişteki kesme hasarı ile ulaşılmıştır.

Yüzügüllü (1979) yayınladığı raporda tek katlı tek açıklıklı yapının betonarme prefabrik panellerle güçlendirilmesine yönelik yapılan 10 adet deneyin sonuçlarını vermiştir. Deneylerde çerçeve kiriş seviyesinden itilmiş ve yapıya herhangi bir düşey yük uygulanmamıştır. Çalışmada, bu tarz güçlendirmenin etkinliği araştırılırken deneyler hem hasarlı hem de hasarsız çerçevelerde tekrarlanmıştır. Deneylerde, kolon ve kirişlere bağlantı şekli ve panel sayısı da değişken tutulmuştur. Deneyler sonucunda rijitliğin çıplak çerçeve rijitliğine göre 1.3 ila 2.9 kat arttığı, yatay yük dayanımının ise çıplak çerçeve dayanımının 7 ~ 9 katına kadar ulaştığı görülmüştür. Panel-kolon bağlantısının bulunmasının ve panel sayısının rijitliğe ciddi bir etkisi olmadığı ve göçme şeklini etkilemediği ancak, panel sayısındaki artışla sönen enerji miktarının da

arttığı gözlenmiştir. Rijitlik artışının hasarlı iken güçlendirilen çerçevelerde, hasarsızken güçlendirilenlere göre %50-60 daha düşük olduğu deneyler sonucunda belirlenmiştir.

Higashi vd (1982) yayınladıkları bildiride 1979 ve 1981 yıllarında gerçekleştirilen iki deney serisinin sonuçlarını vermişlerdir. Her iki seri de 3 katlı betonarme çerçeveler üzerine yapılan dörder deneyden oluşmaktadır. 1979 deneyleri tek açıklıklı, 1981 deneyleri 2 açıklıklı çerçevelerde gerçekleştirilmiştir. 1981 deneylerinde güçlendirme uygulaması sadece 1 açıklıkta yapılmıştır. Deneylerde bir numune çıplak çerçeve, bir numune sonradan ilave edilmiş betonarme dolgu çerçeve, bir numune kolonlara bitişik kısmi perdeler ilave edilmiş çerçeve, son numune ise bir döküm betonarme perdeli sistem olarak tasarlanmıştır. Deneyler sonucunda, çıplak çerçeve ile perde ilave edilerek güçlendirilmiş çerçeveler arasında 1 açıklıklı numunelerde 6.6 ton, 2 açıklıklı numunelerde 9.4 ton fark bulunmuştur. Tek açıklıklı çerçeve durumunda, bir dökümlü ve sonradan dökülen perde duvarların davranışının benzeştiği, iki açıklıklı deneylerde ise davranışta farklılıklar olduğu gözlenmiştir. Kolonlara bitişik kısmi perdelerle güçlendirilen sistemden sünek davranış beklenebileceği yazarlar tarafından öne sürülmüştür. Araştırmacılar, çalışma kapsamında yapılan elastik olmayan analizlerle deney sonuçlarının uyumlu olduğunu belirtmişlerdir.

Sugano (1982) yayınladığı çalışmasında, o zamana dek Japon araştırmacılar tarafından yapılan 100'den fazla güçlendirilmiş çerçeve deneyinin sonuçlarını özetlenmiştir. Yazar, betonarme dolgularla güçlendirilen çerçevelerin bağlantı detaylarının uygun olması durumunda bir döküm perdeler gibi etkili olduklarını deney çalışmalarından çıkarmıştır. Prefabrik dolgu panellerinin ise iyi süneklik göstermelerine rağmen göreceli olarak düşük dayanım değerlerine ulaşabildiğini öne sürmüştür. O tarihe kadar yapılmış az sayıdaki çelik (X, K ve ◇) çaprazlı çerçeve deneylerinden ise çelik çaprazla güçlendirme ile dayanımda ortalama olarak artış görüldüğü, buna ilaveten süneklik ve enerji sönüm özellikleri bakımından daha iyi bir performans yakalandığı sonucu yazar tarafından belirtilmiştir. Kolonlara komşu olarak sonradan yapılan kısmi perdelerin bir dökümlü olanlar kadar etkili sonuçlar verdiği ortaya koyulmuştur. Çalışma sonunda Japonya'da güçlendirme yapılmış binalardan örnekler de sunulmuştur.

Govindan vd (1986) yaptıkları deneysel çalışmada 7 katlı çerçeveli yapıda dolgu duvarların davranışa etkisini araştırmışlardır. Çalışmada, dayanım, süneklik ve enerji



tüketim kapasitesi bakımından dolgu duvarlı çerçeve davranışı tekrarlı tersinir yükler altında ele alınmaktadır. Deneysel sonuçta dolgulu çerçeve dayanımının çıplak çerçevenin iki katı olduğu, çerçeve rijitliğinin kullanım yükleri altında 2.7 katına, ilk rijitliğin de 5 katına çıktığı ortaya koyulmuştur. Dolgulu çerçevedeki enerji sönümü ise çıplak çerçevenin 1.5 katı olarak gerçekleşmiştir.

Altın (1990) dolgulu çerçeveler üzerine tekrarlı-tersinir yükler altında 14 deney yapmıştır. Deneylerde, tek açıklıklı ve iki katlı 1/3 ölçekli olarak hazırlanmış modeller kullanılmıştır. Deneylerde, yürürlükte olan (1975) Afet yönetmeliğine göre tasarlanmış betonarme perdeler, hasarsız çerçevelere dolgu olarak kullanılmıştır. Çalışmada, dolgu donatısı, dolgu-çerçeve bağlantısı, eksenel yük düzeyi ve çerçeve elemanların dayanımı değişken tutulmuştur. Çalışma sonucunda, çerçeve-dolgu bağlantısı iyi yapılmış modellerde dayanım ve rijitliğin oldukça arttığı görülmüş, ve eksenel yük seviyesi ve kolon elemanlarındaki dayanım artışının davranışa olumlu yansıdığı ve sistem dayanımını artırdığı görülmüştür.

Bush vd (1991) kolonlarında kesme kırılması beklenen süneklik düzeyi düşük deney çerçevesini iki farklı güçlendirme yöntemi ile güçlendirilmiştir. Deney çerçevesinin kolonları oldukça narin ve kiriş yükseklikleri de fazladır. İlk yöntemde tüm yükseklik boyunca kısmi perdeler kolonlara her iki yönden bağlanarak yapı güçlendirilmiştir. Bu şekilde güçlendirilen sistemde göçme modu kolon hasarından kiriş hasarına kaymıştır. Kısmi perdelerle güçlendirilen kolon bir döküm gibi çalışmıştır. Çerçevenin dayanım ve rijitliğinde de büyük artışlar gözlenmiştir. Araştırmacılar, ikinci aşamada çerçeveye dışarıdan eklenen X çaprazlarla güçlendirilmiş çerçeveyi denemişlerdir. Bu sistemde yatay yük kapasitesinin çapraz elemanların akma ve burkulması ile belirlendiği görülmüştür. Bu sistemde de çerçeve dayanımı ve rijitliği ciddi oranda artmıştır. Araştırmacılar, her iki sistemin de başarısının ankrajlara bağlı olduğu belirtmişler, kısmi perde ilavesinin daha kolay ancak daha çok işçilik gerektirdiğini, X çaprazların ise bağlantı aparatlarının yerleşimi ve şantiyede kaynak gerektirmesi sebebiyle daha zor olduğunu öne sürmüşlerdir.

Gündoğmuş (1995) çalışmasında hasar görmüş betonarme çerçevelerin çelik dolgu çerçeve ve öngerme çubukları ile güçlendirilmesi konusunda 2 deney yapmıştır. İlk deneyde betonarme çerçevenin içerisine çelik çerçeve teşkil edilerek bu çerçevenin

köşelerinde (K şeklinde) çapraz elemanlar oluşturulmuştur. Çapraz öngerme çubukları da bu çapraz elemanlara bağlanarak gerilmiştir. İkinci deneyde ise, çelik öngerme halatları K çaprazlar yerine çelik çerçeveye bağlanan küçük köşebentlere bağlanarak gerilmiştir. İlk deneyde çelik sistemin rijitliğinin fazla olması dolayısıyla hasar oluşumu sağlanamadığından, ikinci deneyde, betonarme çerçeve içerisine yerleştirilen çelik çerçeve elemanlarının rijitliği azaltılmıştır. Deneylerde kullanılan çerçeve Altın (1990) tarafından kullanılan çerçeve ile aynıdır. Çıplak çerçeve dayanımı 3.05 ton olarak belirlenen çerçevenin betonarme dolgu durumunda dayanımının 26 ton olacağı Altın (1990) tarafından ortaya koyulmuştur. Yapılan deneysel çalışmada önerilen yöntemle bu dayanım 20 tona yükseltilebilmiştir.

Phan vd (1995) az donatılı betonarme çerçevelerin dolgu duvarlarla güçlendirilmesi konusunda tasarım aşamasında dikkat edilecek noktaları rapor halinde yayınlamışlardır. Yazarlarca yürütülen parametrik çalışma ve daha önce yapılmış çok sayıdaki deneysel çalışmanın sonuçları bir araya getirilerek tasarımcı mühendisler için yol gösterici bir metin ortaya koyulmuştur. Yazarlar parametrik çalışmada, çerçeve donatı oranını %0.5 olarak kullanmış, yerinde dökme betonarme perde duvar ile güçlendirme ve prefabrik panellerle güçlendirme araştırmada kullanılan iki farklı yöntemdir. Çalışmada dolgu kalınlığı (sadece yerinde dökme için), dolgunun düşey donatı oranı ve ankraj alanı değişken tutulmuştur. Dinamik analizler sonucunda, zemin türünün güçlendirilmiş bina davranışına herhangi bir etkisi görülmemiştir. Yazarlar, dolgu duvar kalınlığının bağlandığı kolonun genişliğinin 2/5'inden az olmaması ve üst kirişin genişliğinden de fazla olmaması gerektiğini öne sürmüşlerdir. Ayrıca, dolgu-çerçeve bağlantısının yeterli düzeyde olabilmesi için ankraj alanının ez az dolgu alanının %0.8'i kadar olması gerektiğini belirtmişlerdir. Araştırmacılar, dolgudaki donatı oranının hem düşey hem de yatayda %0.75'den az olmamasını önermişlerdir. Tüm bu öneriler geçmiş deneysel çalışmalara ve yazarlar tarafından yapılan parametrik çalışmaya göre ortaya koyulmuştur. Bunun yanında sadece deneysel çalışmalara dayanan önerilere de yer verilmiştir. Buna göre, dolgu betonu normal dayanımlı (14-50 MPa) beton olmalı, beton sınıfı mevcut çerçeve ile uyumlu olmalıdır. Yerinde dökme dolgular için mekanik veya epoksi ankraj kullanılabilmesi fakat prefabrik panel dolgusu durumunda kesinlikle epoksi ankraj yapılması gerektiği belirtilmiştir. Yazarlara göre, ankraj aralığı ankraj çapının 7 katından az ve 30 cm'den fazla olmamalıdır. Çalışmada ankraj derinliğinin

ankraj çapının 5 katından ve beton kabuk kalınlığından az olmaması gerektiği yazarlar tarafından belirtilmiştir.

Mehrabi vd (1996), tek katlı tek açıklıklı çerçevelerde dolgu duvar etkisini araştırmışlardır. Deneysel çalışmada iki farklı duvar ve dolgu tipi kullanılmıştır. Çerçeveler, sadece rüzgâr yüküne göre tasarlanan zayıf çerçeve ve deprem etkilerinin dikkate alındığı kuvvetli çerçeve olarak tasarlanmıştır. Dolgu malzemeleri ise, dolu tuğla ve boşluklu tuğladır. Çalışma 1/2 ölçekli 12 adet tek katlı tek açıklıklı çerçeve üzerinde yapılan deneylerle gerçekleştirilmiştir. Kuvvetli dolgu - kuvvetli çerçevelerin kullanılmasının zayıf çerçeve - zayıf dolgu durumuna göre her zaman daha iyi sonuçlar verdiği görülmüştür. Zayıf çerçeve içerisine kuvvetli dolgu yapıldığı durumda kolonlarda kesme hasarı gözlenmiştir. Ancak %1 görelî ötelenme seviyesinden sonra gerçekleşen bu hasara rağmen sistemin davranışının zayıf çerçeve-zayıf duvar kombinasyonundan daha iyi olduğu yazarlarca ifade edilmiştir. En gevrek davranan çerçevenin bile %2 görelî ötelenme seviyesine kadar deplasman yapabildiği deneylerde gözlenmiştir.

Frosch vd (1996) tarafından betonarme panel dolgu duvar yöntemi ile ilgili deneysel programın sonuçları yayınlanmıştır. Önerilen yöntemde prefabrik paneller düşük süneklik düzeyine sahip çerçeve sistemde çerçeve dolgusu olarak kullanılmaktadır. Paneller arasına kayma gerilmelerini transfer etmek üzere kesme dişleri açılmıştır. Uygulama, panellerle oluşturulan perde duvarın ard-germe tekniği ile gerilmesi ile noktalanmaktadır. Çalışmanın sonunda, tasarımcı mühendislere yönelik öneriler de sunulmuştur. Araştırmacılar, oluşturulan sistemin en alt katta dolgu panelde eğilme mafsalı oluşumu ile hasar görmesinin olumlu bir davranış sağlayacağını, böyle bir eğilme davranışına yönelik tasarım durumunda perdeli sistemler için Amerikan yönetmeliklerinde verilen taşıyıcı sistem davranış katsayılarının kullanılabileceğini belirtmişlerdir. Tasarım felsefesini bu şekilde ortaya koyan yazarlar, bu durumun özellikle az katlı yapılarda sağlanmasının zor olduğunu, kesme kırılmasının eğilme davranışına baskın olacağı bu durumlarda taşıyıcı sistem davranış katsayısının 1 alınarak elastik tasarım yapılması gerektiğini belirtmişlerdir. Tasarıma ilişkin öneriler kısmında kapasite tasarımına atıfta bulunularak, panellerde ve bağlantılarda yeterli kayma dayanımının sağlanması gerektiği belirtilmiştir.

Masri ve Goel (1996) kirişsiz döşeme sistemine sahip betonarme binaların çelik çaprazlarla güçlendirilmesi konusunda deneysel bir çalışma yayınlamışlardır. Çalışmada, çelik ters V şeklinde elemanlarla güçlendirilen çerçevenin davranışında olumlu iyileşmeler gözlenmiştir. Yatay yük kapasitesi 4.5 katına çıkmıştır. Araştırmacılara göre bu artışın yaklaşık 4/7'si çelik elemanlardan, 3/7'si çelik çaprazlardan kaynaklanmıştır. Beton ile doldurulan çapraz elemanların sünek davranış gösterdikleri belirlenmiştir. Araştırmacılar tasarım için kullandıkları yöntemin ve tasarlanan sistemin etkili bir şekilde çalıştığını ortaya koymuşlardır.

Gilmore vd (1996) sünekliği düşük dolgulu çerçevelerin ard germe uygulanmış çelik çaprazlarla güçlendirilmesi konusundaki çalışmalarını yayınlamışlardır. Çalışmada kullanılan modelde ard germeli çaprazların sistem dayanımını 3 katına rijitliğini ise 2 ila 3 katına çıkarabildiği, yapının planda ve düşeydeki yetersizliklerini giderdiği görülmüştür. Araştırmacılar, sistemin az katlı ve orta katlı küt binalara uygun olduğunu belirtmişlerdir. Ayrıca, önerilen sisteme dair çalışmaların yetersizliği de ortaya koyulmuştur. Önerilen sistemin uzun vadedeki performansı ve sıcaklık değişimi, beton ve yığma dolgudaki sünme ve gerilmiş çaprazlardaki gerilme gevşemesi ile oluşabilecek öngerme kayıpları hakkında detaylı çalışmalara ihtiyaç bulunduğu yazarlarca belirtilmiştir.

Humay ve Durrani (2001), kirişsiz döşeme sistemli yapıların pomza taşından yapılmış beton dolgulu hafif panellerle güçlendirilmesi konusunda deneysel çalışmalar yapmıştır. Deney serisi bütün bir çerçeveden çıkarılmış tek katlı tek açıklıklı çerçeve üzerinde gerçekleştirilmiştir. Çalışmada birisi çıplak çerçeve olmak üzere 6 deney yapılmıştır. İkinci deneyde panellerle sadece dolgu oluşturulmuş, dolgu ile çerçeve arasında bağlantı yapılmamıştır. 3-6. deneylerde ise dolgu ile döşeme ankrajlarla bağlanmış, kolon-dolgu bağlantısı yapılmamıştır. Bu dört deneyde büyüklükleri, yerleri ve şekilleri değişken düzgün dağılmış delikler paneller üzerinde bırakılmıştır. Delik etrafındaki donatı da deneylerde değişken tutulmuştur. Deneyler sonucunda maksimum yatay yük seviyesinin 4.8 ila 9.5 kat arttığı ilk rijitliğin ise yapılan güçlendirme ile 8.9 ila 16.4 katına çıktığı görülmüştür. Yazarlar, dikdörtgen delikli panellerin diğerlerine kıyasla daha iyi davranış gösterdiğini öne sürmüş ve boşluklar arasında diyagonal donatıların bulunmasının akma dayanımını artırdığı ve akma sonrasında betonun dağılmasını geciktirdiğini gözlemişlerdir.

Canbay vd (2003) çalışmalarında 1/3 ölçekli, iki katlı üç açıklı çerçeve üzerinde deneyler yapmışlardır. İlk olarak çerçeve çıplak olarak test edilerek, davranış araştırılmıştır. Daha sonra %1.6 görelî ötelenme seviyesine kadar itilen referans çerçeve hasarlı halde iken orta açıklığına betonarme dolgu perde yapılarak güçlendirilmiştir. Hasarlı çerçevede hasar gören bölgelerde herhangi bir onarım ve güçlendirme yapılmamıştır. Çalışma sonunda çerçeve rijitliğinin güçlendirme sonrasında 15 katına, maksimum yatay yük taşıma kapasitesinin yaklaşık olarak 4 katına çıktığı görülmüştür.

Özcebe vd (2003) yılında yayınladıkları raporda, betonarme tuğla dolgulu çerçevelerin CFRP ile güçlendirilmesi konusunda yaptıkları deneylere ve analitik çalışmalara yer vermişlerdir. Deneylerde, 7 adet çift katlı tek açıklıklı 1/3 ölçekli çerçeve deneyi yapılmıştır. Deneyler sonucunda, CFRP ile tuğla dolgu duvarlı çerçevelerin güçlendirilmesinde dayanımda artış olmasına rağmen çerçeve rijitliğinde kayda değer bir artış gözlenmemiştir. Yapılan 7 deney sonucunda, en büyük rijitlik artışı %34 olarak ölçülmüştür. Araştırmacılar, güçlendirilmiş sistemin istenen performansı gösterebilmesi için CFRP elemanların dolguya ve çerçeve elemanlara iyi ankrajlanması gerektiği aksi takdirde uygulamanın faydalı olmayacağı sonucunda ulaşmışlardır. Kenetlenme yetersizliklerinin güçlendirilmiş sistemin davranışına olumsuz etkileri gözlenmiş ve kenetlenme bölgelerinde CFRP sargılamanın davranışa olumlu katkı yaptığı gözlenmiştir. Çalışma sonucunda, CFRP ile güçlendirmenin betonarme perde dolgusu kadar etkili olmadığı ve CFRP ile güçlendirilmiş sistemlerde göçmenin betonarme perde dolgulu çerçevelere göre daha gevrek olarak gerçekleştiği yazarlar tarafından ifade edilmiştir.

Türk vd (2003) tek açıklıklı 2 katlı ve 1/3 ölçekli olarak üretilen numuneler üzerinde betonarme dolguların davranışa etkilerini araştırmışlardır. Çalışmalar hem hasarlı hem de hasarsız yapıların güçlendirilmesi için yapılmıştır. Çerçevelerdeki hasar düzeyinin yapının onarım/güçlendirilmesi sonrasındaki performansına etkileri de araştırılmıştır. Ağır hasar görmüş boş çerçevelere dolgu eklenmesi ile dayanımda 9 ila 14 kat artışlar sağlanmıştır. Dolgu duvarlı çerçevelerin boş çerçevelere göre 13 ila 24 kat daha rijit davranış gösterdikleri gözlenmiştir. Kolon boyuna donatı miktarının sistem dayanımını önemli oranda etkilediği, çerçeve beton dayanımının ise dayanıma etkisinin olmadığı görülmüştür. Dayanımı etkilemeyen beton kalitesinin ankraj performansına önemli

etkileri olduğu deneylerde gözlenmiştir. Yazarlar, ankraj işçiliği ve ankraj malzemesi kalitesinin ankraj performansını ciddi miktarda etkilediği yorumunda bulunmuşlardır.

Perera vd (2004) yığma dolgulu betonarme çerçevelerde, dolgunun kaldırılarak çelik K çaprazlarla yapının güçlendirilmesini deneysel olarak araştırmışlardır. K çaprazlarla yapılan güçlendirmede çaprazlar kirişe düşey kesme linki ile bağlanmıştır. Enerji sönüm kapasitesi yüksek olan çelik kesme linkinin kullanımı ile yapının enerji sönüm kapasitesi oldukça artırılmıştır. Ayrıca, önerilen sistemin modellenmesine ilişkin nümerik bir model de geliştirilmiştir. Geliştiren modelin deneyler ile uyumlu sonuçlar verdiği yazarlar tarafından ileri sürülmüştür.

Sonuvar vd (2004) çalışmalarında orta hasarlı betonarme binaların iyileştirilmesinde betonarme dolgu kullanımını araştırmışlardır. Bunun için, 5 adet tek açıklıklı 2 katlı 1/3 ölçekli çerçeve deneyi yapılmıştır. Çerçeveler tekrarlı tersinir yükler altında orta hasar seviyesine kadar denedikten sonra betonarme dolgu duvarlarla güçlendirilerek yine tekrarlı tersinir yükler altında deneyler yapılmıştır. Deneylerde, en önemli sorunun zayıf çerçeve elemanlarındaki kenetlenme boyu yetersizliği olduğu gözlenerek bu bölgelere yönelik lokal önlemler alınmıştır. Deneyler sonucunda çerçeve dayanımlarının dolgu uygulanması durumunda 10 ila 24 katına çıktığı görülmüştür. Ayrıca, kenetlenme boyu yetersizliğine karşı yapılan eleman iyileştirmesinin yük-deplasman davranışını olumlu etkilediği görülmüştür. Deneylerde, çerçeveye yapılan ankraj sayısının artmasının da davranışı iyileştirdiğine dair gözlemler yapılmıştır.

Baran (2005), yaptığı tez çalışmasında prefabrik panellerle çerçeveli yapıların güçlendirilmesini araştırmıştır. Bu konudaki önceki çalışmalardan farklı olarak 14 adet boşluklu tuğla duvar dolgulu çerçeveden ikisi referans olmak üzere 12 tanesi güçlendirilerek denenmiştir. Çalışmada, değişken geometrili prefabrik paneller mevcut dolgu duvara epoksi harcı ile yapıştırılmaktadır. Çerçeve ile paneller arasındaki bağlantı ise çerçeveye yapılan epoksi ankrajlarla sağlanmaktadır. Paneller arasındaki boşluklara ise epoksi doldurulmaktadır. Deneyler sonucunda önerilen yöntem ile numunelerin yatay yük kapasitesinin ortalama olarak 2.5 kat artırılabilirdiği, rijitliğin ise referans çerçeve rijitliğine göre 1.72 ila 3.07 kat arttığı görülmüştür. Çalışmanın analitik bölümünde ise panel güçlendirme sisteminin modellenmesi araştırılmış ve modellemede

dolgu panelin eşdeğer çapraz çubuk elemanlarla modellenmesinin eşdeğer kolon olarak modellenmesine göre daha başarılı sonuçlar verdiği tespit edilmiştir.

Kesner ve Billington (2005) çelik çerçevelerin çimento esaslı kompozit malzemelerden yapılan panellerle güçlendirilmesi konusunda deneyler yapmışlardır. Paneller birbirlerine ve çerçeveye civatalı olarak bağlanmışlardır. Panel üretiminde sabit oranda hasır donatı kullanılmış, paneller dikdörtgen ve yamuk geometrili olarak üretilmişlerdir. Geometri haricinde bir başka değişken de kompozit malzeme içeriğidir. Hasır donatı içeriği sabit olmasına rağmen, panel üretiminde çevre donatı değişken olarak kullanılmıştır. Deneyler sonucunda, panellere konulan çevre donatısının panel dayanımı %33, enerji sönümünü %25 artırdığı, %0.5 ötelenme seviyesinde rijitliği %43 artırdığı belirlenmiştir. Yapılan sistem deneylerinde ise, kompozit malzemeli ve çevre donatılı panellerin daha yüksek enerji sönümü sağladığı görülmüştür. En düşük enerji sönümü ise, betondan yapılan panellerde ve çevre donatısı olmayan kompozit panellerde gerçekleşmiştir. Yamuk panellerin dikdörtgen panellerle kıyaslanabilir enerji tüketimi, dayanım ve rijitlik özellikleri gösterdikleri görülmüştür.

Ohmura vd (2006) yayınladıkları bildiride betonarme çerçevelerin çelik çaprazlarla, çerçeveye ankraj yapılmadan güçlendirilmesi konusunu araştırmışlardır. Yazarlar, ankraj uygulamasının gürültü ve toz yayan etkisinden bahsederek, titreşime de sebep olan delik delme işlemini güçlendirme uygulamasında kullanmamışlardır. Çalışmada, tek katlı tek açıklıklı betonarme çerçevenin içerisine çapraz elemanlarla ötelenmesi engellenmiş çelik çerçeve yerleştirilerek güçlendirme yapılmıştır. Araştırmacılar, yapılan deney sonucunda uygulamanın başarılı olduğunu belirtmişlerdir.

Kaltakçı ve Yavuz (2006) deprem davranışı zayıf, yetersiz sismik donatı detaylarına sahip 3 adet 2 katlı ve 2 açıklıklı, 1/3 ölçekli betonarme çerçeveye orta kolonun iki yanına yapılan kısmi betonarme perde duvarlarla güçlendirme uygulanmış ve tersinir tekrarlı yükler altında denemişlerdir. Numunelerden birisi referans numunedir. Diğer iki numuneye ise 60 ve 90 cm uzunluğunda kısmi perdeler uygulanmıştır. Deney serisi sonunda yatay yük kapasitesi 60 cm perde uygulanan numunede %178, 90 cm perde uygulanan numunede ise %316 artmıştır. Güçlendirilmiş numunelerin deplasman kapasitelerinin referans numunenin yarısına düştüğü görülmüştür.

Kaltakçı vd (2006), iki boyutlu çerçevelerin dışına yerleştirilen perde duvarlarla çerçeve davranışında meydana gelen değişimi incelemiştir. Dış-perdeler bu çalışmadan farklı olarak çerçevenin sonuna ilave edilmiştir. İki katlı, iki açıklıklı olarak, 1/3 geometrik ölçekle 4 adet özdeş betonarme çerçeve üretilmiş ve 2 adedi güçlendirilmeyen, 2 adedi ise betonarme dış perde duvar uygulaması ile güçlendirilen numuneler tersinir - tekrarlı yatay yük altında denenmiştir. Deney elemanlarının kolonlarına uygulanan normal kuvvet seviyeleri, kolonlarda çekme ve basınç kırılması oluşturacak şekilde iki kısma ayrılmıştır. Deneyler sonunda, eksenel yük seviyesi düşük sistemde yatay yük kapasitesi 3.78 katına çıkarken, eksenel yük seviyesi yüksek sistemde bu oran 4.04 olarak gerçekleşmiştir. Güçlendirme perdelerinin temel bağlantılarında herhangi bir sorunla karşılaşılmamış, çatlaklar temel ankrajlarının bittiği bölgede oluşmuştur.

Albanesi vd (2006) tek katlı tek açıklıklı üç boyutlu tam ölçekli betonarme çerçeveli modellerde boşluklu ve boşluksuz dolgu duvarlarla sarsma tablasında deneyler yapmıştır. Deneylerde 0.45g ve 0.55g seviyelerinde ivmelere ulaşılmıştır. Çalışma sonunda yazarlar boşluksuz dolgulu çerçevelerin davranışının diğerlerine kıyasla oldukça başarılı olduğunu belirtmişlerdir.

Sucuoğlu vd (2006) yayınladıkları bildiride İstanbul'daki konut yapıları için alternatif güçlendirme yöntemlerini maliyet ve yapım kolaylığı gibi yönlerden değerlendirmişlerdir. Bu kapsamda örnek yapılarda alternatif yöntemlerle güçlendirme sistemi oluşturulmuş ve karşılaştırmalar yapılmıştır. Pek çok durumda dıştan güçlendirmenin daha ekonomik olduğu saptanmıştır. Çalışmanın son kısmında örnek bir yapıda iç ve dış güçlendirme şekilleri verilmiş ve içeriden güçlendirme maliyetinin yeniden yapım maliyetinin %39'u kadar, dışarıdan güçlendirmenin ise, % 19'u kadar ek maliyet getirdiği tespit edilmiştir.

Kara ve Altın (2006) 7 adet 2 katlı 3 açıklıklı çerçeve deneyi gerçekleştirmişlerdir. Çalışmada kısmi betonarme dolgu perdelerle güçlendirme yapılan çerçevelerin kapasiteleri tersinir tekrarlı yükleme ile ortaya koyulmuştur. Deneylerde dolgu yüksekliğinin genişliğine oranı ve dolgu yerleşimi değişken parametrelerdir. Tam dolgulu çerçevenin dayanımı referans çerçeveye göre 7.38-7.8 katına çıkmıştır. Boşluk miktarındaki artışla dayanım artışı da azalmıştır. Benzer şekilde rijitliğin tam dolgulu



çerçeve deneyinde 30 katına çıktığı, diğer deneylerde daha düşük artışlar kaydedildiği görülmüştür.

Anıl ve Altın (2007) betonarme çerçevelerin kısmi betonarme perdelerle güçlendirilmesi konusunda yayınladıkları çalışmalarında biri çıplak çerçeve, ikisi tam dolgulu çerçeve, beşi kısmi dolgulu çerçeve ve biri de pencere boşluklu dolgulu çerçeve olmak üzere dokuz numune üzerinde deneyler yapmışlardır. Tek katlı tek açıklıklı olarak üretilen numuneler tersinir-tekrarlı yükler altında deneye tabi tutulmuştur. Deneyler sonucunda kısmi perde duvarlı çerçevelerin de rijitliği önemli oranda artırdıkları görülmüştür. Üretilen numuneler için en küçük rijitlik artışı % 373'dür. Ancak, tam dolgulu çerçevelerde rijitlik artışı kısmi dolgulu çerçevelere göre 1.5 ila 2.6 kat daha fazladır. Pencere boşluklu örnekte ise kısa kolon davranışı gözlenmiştir. Boşluksuz dolgulu sistemin dayanımı, pencere boşluklu sisteme göre %28 daha fazladır. Kısmi perdeli sistemlerde genelde gevrek hasarlar oluşmasına rağmen, kısmi perdenin hem kolon hem de kirişe bağlanması durumunda dayanım ve rijitlikte olumlu değişimler gözlenmiştir.

### **2.3 Pamukkale Üniversitesinde Yapılan Çalışmalar**

Pamukkale Üniversitesinde (PAÜ) 1996 yılından beri Yapı Laboratuvarında yapılan analitik ve deneysel çalışmaların yanında 2003 yılında 6 üniversitenin ortaklığında başlayan yürütücülüğünü ODTÜ öğretim üyelerinden Prof. Dr. Ergin ATIMTAY'ın yaptığı "Deprem Hasarlı Binaların ve Hasarsız Mevcut Yapıların Güçlendirilmesi: Dış Perde Duvar Uygulaması" başlıklı Devlet Planlama Teşkilatı tarafından desteklenen proje kapsamında dış perde duvar uygulamasına yönelik analitik ve deneysel çalışmalar yapılmaya başlanmıştır (Atımtay vd 2003-2007). Bu kapsamda yapılan çalışmalardan bazıları aşağıda verilmiştir.

Kaplan vd. (2005b, 2006c) yapıların dış perdelerle güçlendirilmesi için örnek bina olarak Buldan Devlet Hastanesini seçmişler ve dış perdeler kullanarak hastane binası için güçlendirme projesi hazırlamışlardır. Yayımlanan raporda ve bildiriye, güçlendirme sisteminin analitik olarak etkinliği gösterilmiştir. Yazarlar, dış perdelerin kolon akslarından dışarı taşırılması ile mevcut yapı kolonlarının perde başlık bölgesinden

gövdeye kaydırılmasının mevcut kolonlarda basınç altında beton ezilmesini engelleyebilecek bir çözüm olduğunu öne sürmüşlerdir.

Kaplan vd. (2005a) perdelerle sahip olan ancak deprem dayanımı yetersiz yapıların güçlendirilmesi veya güçlendirme için gereken perde sayısının azaltılması için üst kat rijit bağ kirişlerinin kullanımını önermişlerdir. Bu bağ kirişlerinin yapının çatı katında, kullanımını aksatmadan imal edilmesi mümkündür. Yapılan analitik çalışmada, üst kat bağ kirişi kullanımı ile seçilen örnek yapıda gereken perde sayısının azaldığı, talep deplasman seviyelerinde mafsallaşan eleman sayısının düştüğü gözlenmiştir.

Tama vd. (2005) Denizli il merkezinde kullanılmakta olan bir kreş yapısına dış çelik perdelerle güçlendirme uygulamışlardır. Yapılan uygulamanın alternatifi olarak ülkemizde en sık kullanılan betonarme dolgu yöntemi ile de projelendirme yapılarak inşaat maliyeti üzerinden maliyet kıyaslaması yapılmış ve dış perde uygulamasının maliyet bakımından daha ekonomik sonuçlar verdiği gösterilmiştir. Maliyet farkının yapı kullanımının aksamasından doğan farklar eklendiğinde daha da artacağı vurgulanmıştır.

Kaplan vd (2006e) dış perde ve üst kat bağ kirişlerini Datça Hükümet Konağının Güçlendirme Projesinde uygulamışlardır. Yapılan çalışmada, yapının B bloğunda perde duvarlar çatı katında birbirine bağlanarak yapıda kapasite artışı sağlanmış, üst katlarda kapasitesi yetersiz kolonlarda görülen yetersizlikler giderilerek, eksenel yük bakımından optimum eğilme kapasitesine sahip orta katlarda çerçevenin daha çok yük taşımasını sağlamışlardır. C Blokta da dış perdelerle yapı kapasitesinde ciddi artışlar sağlanmıştır. Her iki blokta da yapı kullanımını inşaattan en az düzeyde etkilenmektedir.

Kaplan vd. (2006d) 3 boyutlu 1/3 ölçekli 2 katlı betonarme bina modelleri üzerinde çelik dış perde ile yapısal güçlendirmenin yeterliliğini denemişlerdir. Prefabrik olarak üretilmiş V çaprazlı çelik çerçeveler deney modeline simetrik şekilde dış cepheden monte edilmiştir. Deneyler sonucunda betonarme yapının kapasitesinde 2.5 kattan fazla artış kaydedilmiştir. Güçlendirilmiş yapılar çapraz çubukların basınç altında burkulmasına rağmen sünek bir davranış göstermişlerdir.

Kaplan vd. (2006b) dış perde uygulamasını betonarme prefabrik yapı çerçevelerinde uygulamışlardır. Deprem dayanımı yetersiz delta tipi makasa sahip tipik prefabrik yapı çerçevesi 1/3 ölçeğinde modellenmiştir. Çerçeveye prefabrik dış perdeler sonradan monte edilerek davranıştaki değişim incelenmiştir. Çerçeve yatay yük dayanımının 6 katına çıktığı deneyler sonucunda gösterilmiştir.

## 2.4 Literatür Değerlendirmesi

Literatürde sistem güçlendirmesi ile ilgili olarak yapılmış çalışmalar incelendiğinde çalışmaların genelde düzenli yerleştirilmiş dolgunun sistem davranışını olumlu etkileyeceği prensibine dayandığı görülmektedir. Bu amaçla genelde zaten var olan dolgu duvarların kaldırılıp yerlerine daha dayanıklı çelik çaprazlama veya betonarme perdeleme yapılarak yapının performansının artırılması yoluna gidildiği görülmektedir. Son yıllarda gelişmiş olan kompozit malzemeler ile dolgu duvarların iyileştirilerek daha etkili bir yapısal eleman haline getirilmeleri de uygulama alanı bulmuştur. Ancak bu uygulama yüksek maliyet nedeniyle pek yaygınlaşmamıştır.

Güçlendirme uygulamalarının en büyük zorluğu binanın inşaat esnasında kullanım dışı kalmasıdır. Bu durum pek çok yapı sahibini yapısını güçlendirmekten alıkoymaktadır. Bunu dikkate alan araştırmacılar bina kullanımını en az aksatacak uygulamalar üzerinde de çalışmışlardır. Bu kapsamda ortaya konan panellerle dolgu duvarların iyileştirilmesi yöntemi, bina içerisindeki inşaat işini azaltmakla birlikte tamamen ortadan kaldıramamaktadır. Genellikle güçlendirme işinde en çok zaman kaybı mevcut temellerin ortaya çıkarılması ve gerek görülmesi halinde güçlendirilmesi aşamalarında ortaya çıkmaktadır. Üst yapı güçlendirmesinde önemli avantajlar sunan yöntem bu noktada herhangi bir kolaylık getirmemiştir.

Literatürdeki mevcut çalışmalar dikkate alındığında ortaya pek çok yöntem koyulmuş olmasına rağmen güçlendirme uygulamasının bina dışına çıkarıldığı sistematik bir güçlendirme yöntemi henüz deneysel olarak araştırılmış veya uygulamaya konulmuş değildir. Dış perde duvar uygulaması ise, bina içerisinde güçlendirme yapılması zorunluluğuna son verebilecek bir yöntem olarak Devlet Planlama Teşkilatına 2003 yılında proje önerisi olarak sunulmuş ve kabul görmüştür. Yürütücülüğünü ODTÜ İnşaat Mühendisliği Bölümü öğretim üyelerinden Prof. Dr. Ergin ATIMTAY'ın yaptığı

“Depremde Hasar Görmüş Yapıların Onarımı ve Hasarsız Mevcut Yapıların Güçlendirilmesi: Dış Perde Duvar Uygulaması” isimli proje (Atımtay vd 2003-2007) ile içlerinde Pamukkale Üniversitesi'nin de bulunduğu 6 üniversitenin ortaklığında deneysel ve analitik çalışmalar halen devam etmektedir. Proje kapsamında sadece klasik betonarme yapılar değil, yığma ve prefabrik yapılar için de dış-perde uygulamasının geçerliliği araştırılmaktadır.

Proje ekibinden Kaltakçı vd (2006) yılında yayınladıkları çalışma ile dış perdeleri binaya yeni bir aks ilave ederek eklemiş ve başarılı sonuçlar elde etmişlerdir. Ancak, pek çok yapının etrafında yeni perde ilave edilecek bir alanın bulunmasında ciddi zorluklar mevcuttur. Bina dışında perde ilave edilecek alan bulunsa bile bu alanın tümünün perdelerle kapatılması da binanın kullanımı açısından çeşitli sıkıntıları ortaya çıkarmaktadır. Bu sorunun çözümü dış perdelerin ilave aks olarak yapılması yerine mevcut çerçeve akslarına paralel olarak çerçeveye bağlantılanmasıdır. Böylece bina dışında gereken serbest uzunluk perde uzunluğundan (4~5 metre), perde genişliğine (15~25 cm) düşürülebilecektir.

Yukarıda söz edilen DPT projesi kapsamında yürütülen bu tez çalışması ile önerilen yeni dış perde sisteminin yapı davranışına etkisi 3 boyutlu deney modelleri üzerinde araştırılarak literatüre bir yenilik getirilmesi hedeflenmiştir.

### 3. DENEY NUMUNELERİ VE DENEY SİSTEMİ

#### 3.1 Deney Serisi

Çalışmanın deneysel araştırmaları kapsamında 3 adet 3 boyutlu betonarme model deneyi yapılmıştır. İlk deneyde güçlendirilmemiş yapı hasarsız konumda iken deneye tabi tutulmuştur. Böylece güçlendirilmemiş yapının kapasitesi araştırılmıştır. İkinci deneyde ise hasar görmüş yapı epoksi enjeksiyonu ve tamir harcı ile onarıldıktan sonra dış-perdelerle güçlendirilmiş ve deneye kapasitesi araştırılmıştır. Son deneyde de hasar görmemiş yapı dış perdelerle güçlendirilmiş ve kapasitesi araştırılmıştır. Deney numuneleri Tablo 3.1’de verildiği gibi kodlanmıştır.

**Tablo 3.1** Deney numuneleri

Kod	Adı	Açıklama
RY	Referans yapı	Numune güçlendirilmemiş durumda iken test edilmiştir.
OGY	Onarılmış güçlendirilmiş yapı	Hasarlı numune, epoksi enjeksiyonu ve tamir harcı ile onarıldıktan sonra, dış perde ilavesi ile güçlendirilerek denenmiştir.
GY	Güçlendirilmiş yapı	Hasarsız numune dış perde ilavesi ile güçlendirilerek denenmiştir.

Deneylerde kullanılan birbiri ile (güçlendirilmemiş durumda) aynı özelliklere sahip 3 yapı da birbirinden ayrı yapılardır. Hasarlı RY yapısı dış-çelik perdelerle güçlendirme ile ilgili başka bir deney serisinde hasarlı yapı olarak kullanıldığı için OGY yapısı da başka bir deney serisinde hasar gören yapılardan seçilerek kullanılmıştır.

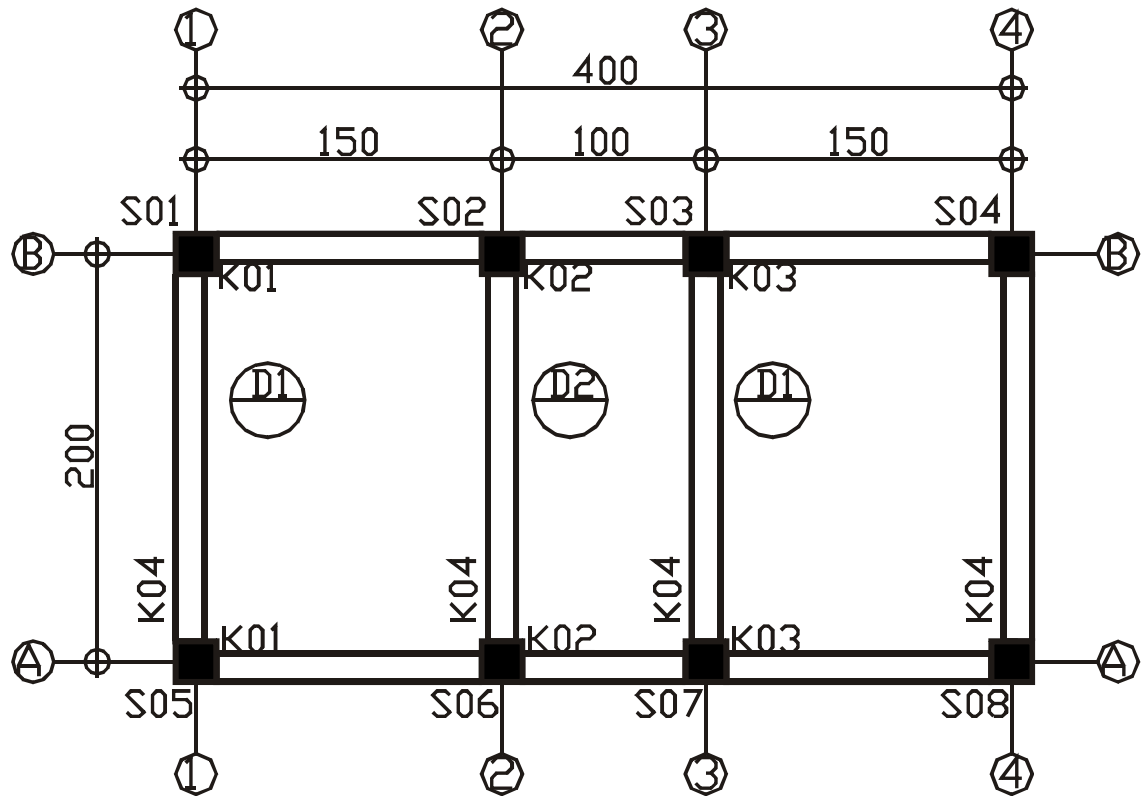
Bu bölümde deneyler için kullanılan teknik altyapıya ve deney modellerine ait bilgilere yer verilmiştir.

### 3.2 Yapı Modelleri

Deney numuneleri daha önce yapılan pek çok deneyden farklı biçimde 3 boyutlu olarak üretilmiştir. 1/3 ölçekli olarak hazırlanan modeller, yükleme yönünde 3 açıklığa, yüklemeye dik doğrultuda tek açıklığa sahiptir. Modeller 2 katlı üretilmiştir.

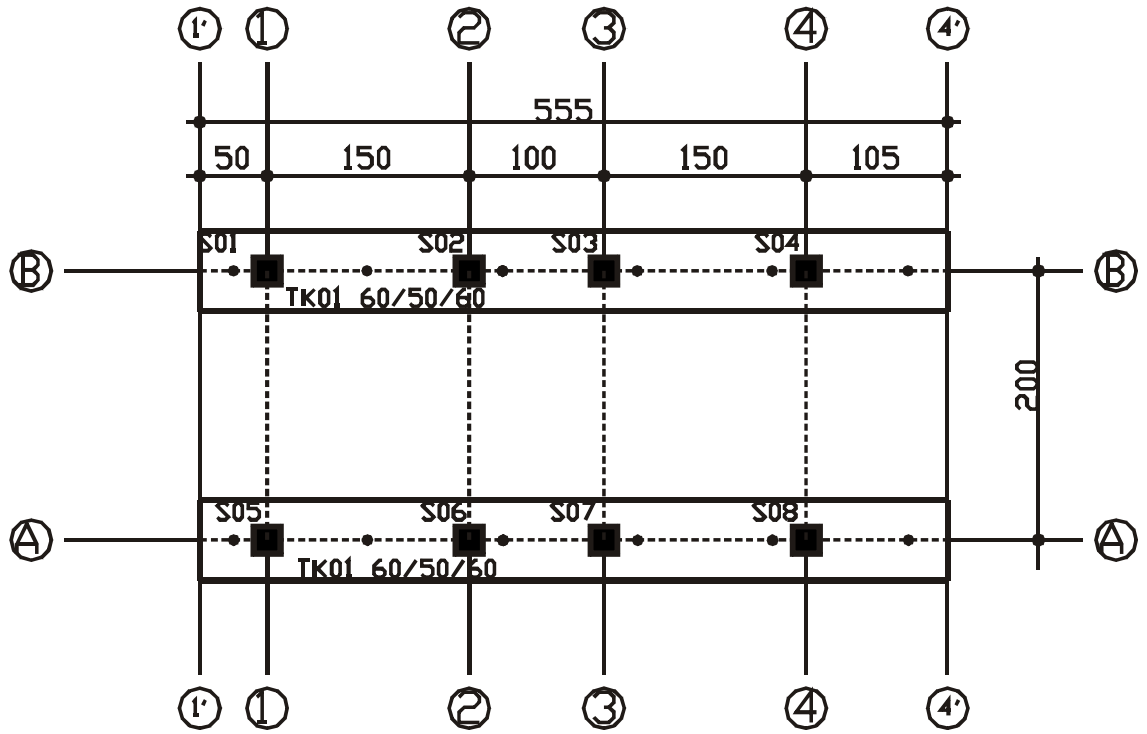
#### 3.2.1 RY numunesi

RY numunesi çerçevesi sistemden oluşan referans yapı modelidir. Modele ait geometrik özellikler Şekil 3.1’de kalıp planı üzerinde gösterilmiştir. Model her iki asal eksene göre simetriktir. Kat yükseklikleri eşit ve 1 metredir.



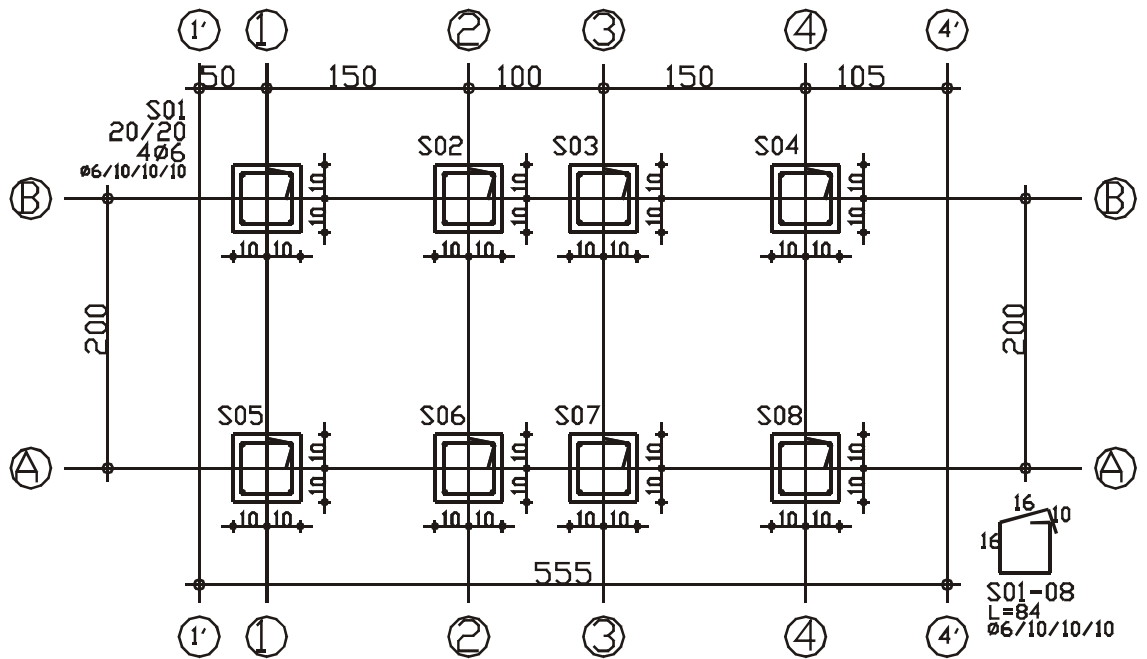
Şekil 3.1 RY modeli kalıp planı

Numunenin temel planı Şekil 3.2’de verilmiştir. Model yapının kolonları 60/50 cm ebadında iki sürekli temelin üzerine oturtulmuştur. Temeller dairesel olarak işaretlenen noktalardan (her temelde 6 noktadan) rijit döşemeye bağlanmıştır.

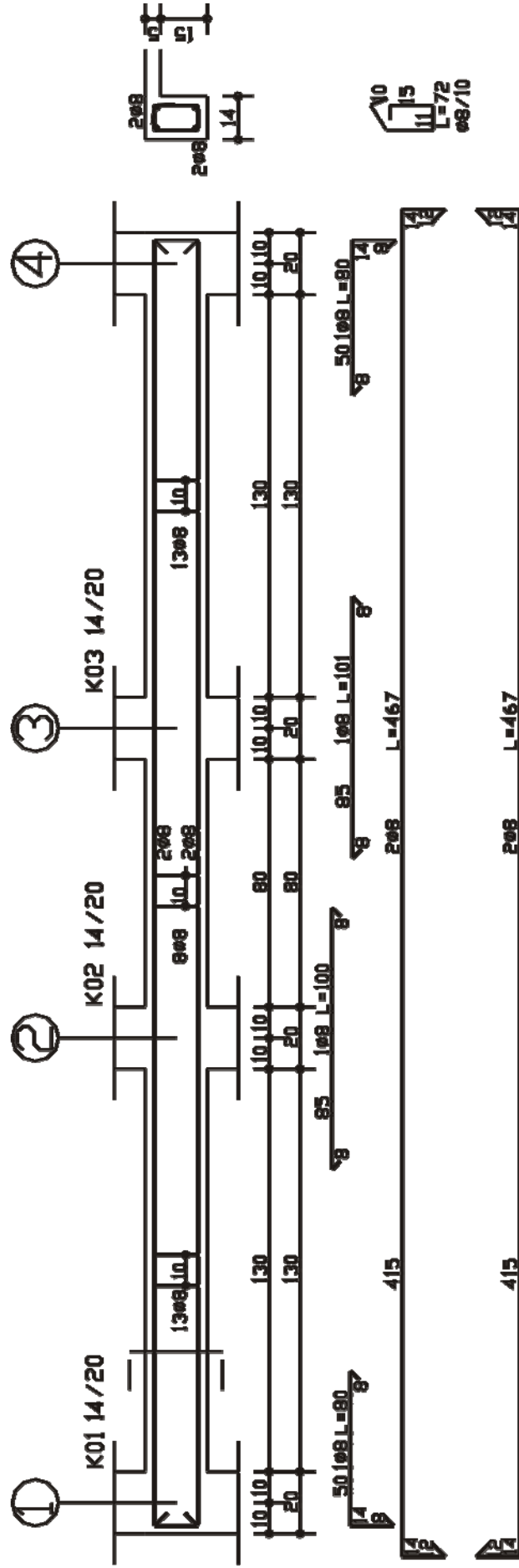


Şekil 3.2 Tüm numuneler için temel planı

Şekil 3.3'de kolon aplikasyon planı verilmiştir. Tüm kolonlar aynı boyut ve donatı yerleşimine sahiptir. Şekil 3.4'de ise yapının uzun doğrultusunda A ve B aksları üzerinde bulunan K01-02-03 kirişlerine ait detay görülmektedir.



Şekil 3.3 Kolon aplikasyon planı

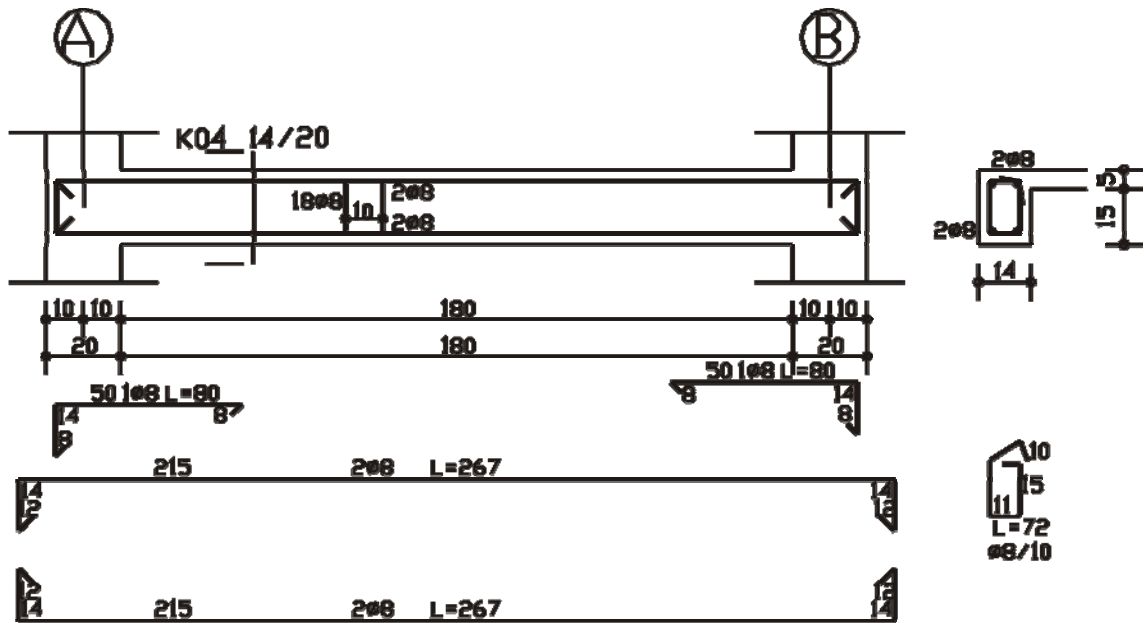


Şekil 3.4 K01-02-03 kirişleri açılımı





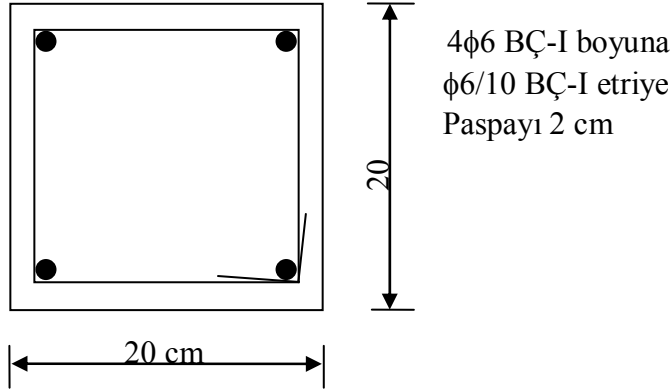
Yapının kısa doğrultusunda 1, 2, 3 ve 4 akslarında uygulanan K4 kiriş detayı Şekil 3.5’de verilmiştir. Yapıdaki tüm kirişler 14/20 ebadında olup, dış akslarda bulunan kirişler kenarları kolonların dış cephesinden geçecek şekilde kaçık imal edilmiştir. İç akslardaki (2 ve 3) K4 kirişleri ise aksa ortalanarak imal edilmiştir.



Şekil 3.5 K4 kirişi açılımı

Tümü 20/20 cm ebadında üretilen kolonlarda 4φ6 boyuna donatılar bindirmeli ek yapılmaksızın boydan boya yerleştirilmiştir. Kolonlarda temel üstünde de bindirme yoktur. Kolon donatıları temel içerisine filiz olarak temel imalatı aşamasında yerleştirilmiştir. Kolonlarda φ6/10 etriye kullanılmış, kolon uç bölgelerinde etriye sıklaştırması yapılmamıştır. Etriyeler bir çok mevcut yapıyı temsil edecek şekilde 90° kancalı olarak üretilmiştir. Kolonların bitiminde boyuna donatılar düz olarak kanca yapılmadan bırakılmıştır. Kolon kesiti Şekil 3.6’da gösterilmiştir.

Kirişler de 14/20 cm ebadında üretilmiş, kiriş boyunca uzanan 2φ8 montaj ve 2φ8 düz donatı kullanılmıştır. Tüm kirişlerin kolon üstüne gelecek mesnet bölgelerinde üst bölgede 1φ8 ilave donatı kullanılmıştır. Kirişlerde φ8/10 etriye kullanılmış, etriyeler kiriş uç bölgelerinde sıklaştırılmamıştır. Tüm etriyelerde kolonlarda olduğu gibi kancalar 90° derece kıvrılmıştır. Kirişin sonunda boyuna donatılar kolon içerisine doğru 14 cm kıvrılarak bitirilmiştir.



**Şekil 3.6** Kolon kesit detayı

Model binada kat döşemesi 5 cm kalınlığa sahiptir. Bu küçüklükteki sistemde çift sıra donatı oluşturma imkanı bulunmadığından  $\phi 8/15$  tek sıra donatı her iki doğrultuda uygulanmıştır. İkinci kat döşemesi içerisine yapının itilip çekilebilmesi için  $6\phi 14$  bijonlar bırakılmıştır.

### 3.2.2 RY numunesinin davranış bakımından kusurları

RY referans numunesinin hazırlanması aşamasında numunede davranış bakımından bazı yetersizlikler meydana getirilmiştir. Türkiye’de yaşanan depremlerde ortaya çıkan en önemli sorunlardan birisi, özellikle kolonlarda soğuk derz yüzeylerinde kayma ile hasar oluşumudur (Şekil 3.7-8). Bu durumu deneylerde modelleyebilmek amacıyla kolon boyuna donatı oranı ve kolon narinliği düşük düzeyde tutulmuştur.



**Şekil 3.7** Bingöl depreminde soğuk derz bölgesinde oluşan hasar (Kaplan 2003)



**Şekil 3.8** Kocaeli depreminde soğuk derzlerde oluşan hasarlar (Kaplan 1999)

Deprem sonrası ortaya çıkan hasarlı binalarda görülen bir başka önemli yapısal kusur da kuvvetli kiriş- zayıf kolon oluşumudur. Şekil 3.9’da örnek bir hasar resmi verilmiştir. Deney numunelerinin üretiminde de her düğümde kolonların moment kapasiteleri toplamının kirişlerden düşük olması sağlanmıştır. Böylece kolonlarının kirişlerden önce akma seviyesine ulaşması hedeflenmiştir.



**Şekil 3.9** Kuvvetli kiriş-zayıf kolon oluşumu (Kaplan 1999)



Numunelerdeki bir başka yapısal kusur da yetersiz kenetlenme bölgesi sağlanmasıdır. Aslında, yetersiz bindirme bölgesi de önemli bir hasar nedeni olmasına rağmen, yükleme sisteminin yük kapasitesi dolayısıyla bu tür numune üretimi yapılmamıştır. Şekil 3.10'da yetersiz kenetlenme veya bindirme bölgesi nedeniyle oluşmuş bazı hasarlar gösterilmiştir. Numunelerde boyuna donatılar tek parça halinde imal edilmiş olup, kolon üst uçlarında boyuna donatılar gönyelenmemiş, kolon-kiriş birleşim bölgesi içinde düz bırakılmıştır. Böylece kolon üst uçlarında donatılar için kenetlenme boyu 15 cm ( $25\phi$ ) olarak imal edilmiştir.

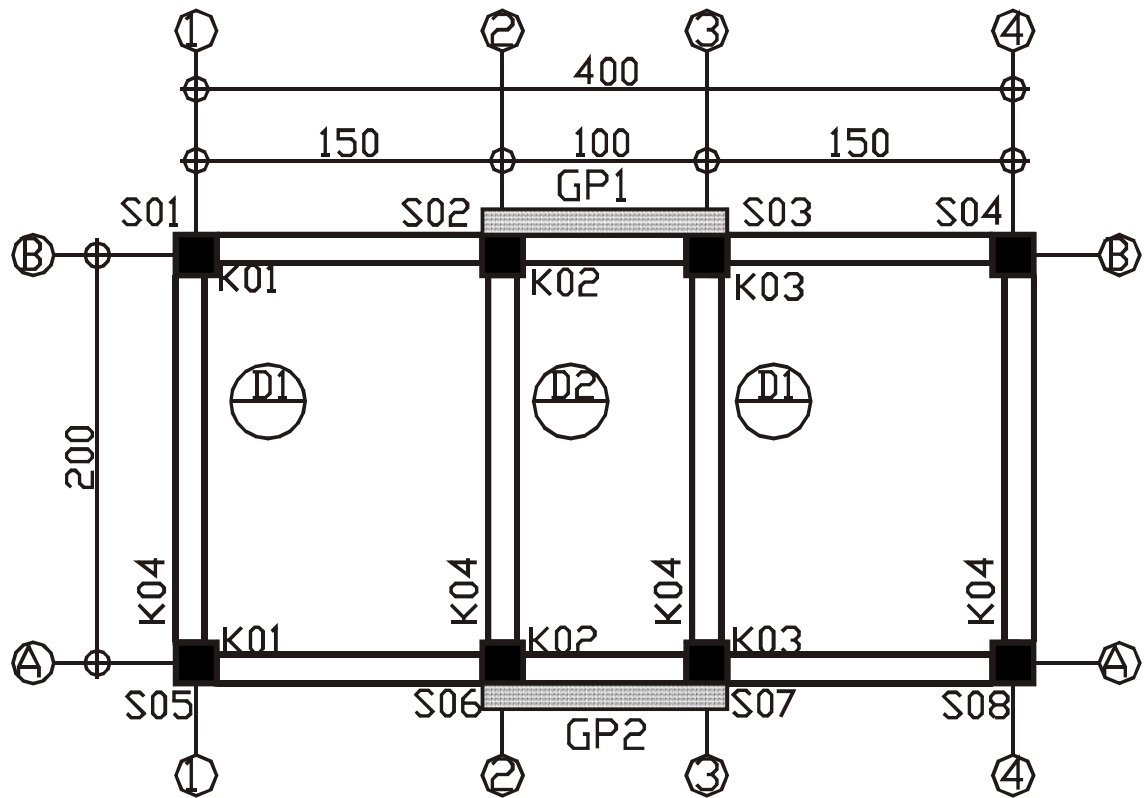


**Şekil 3.10** Yetersiz bindirme veya kenetlenme boyu nedeniyle oluşan hasarlar (Kaplan 1999)

Numunelerin üretiminde sargı donatısı detayları da yetersiz düzeyde tutulmuştur. Kolon ve kirişlerde etriyeler 10 cm ara ile yerleştirilmiş, etriye kancaları  $90^0$  kıvrılarak kabuk betonu içerisinde bırakılmıştır. Kolon-kiriş birleşim bölgelerinde hem kolon hem de kiriş etriyeleri konulmamış, birleşim bölgesi sargısız imal edilmiştir.

### 3.2.3 OGY ve GY numuneleri

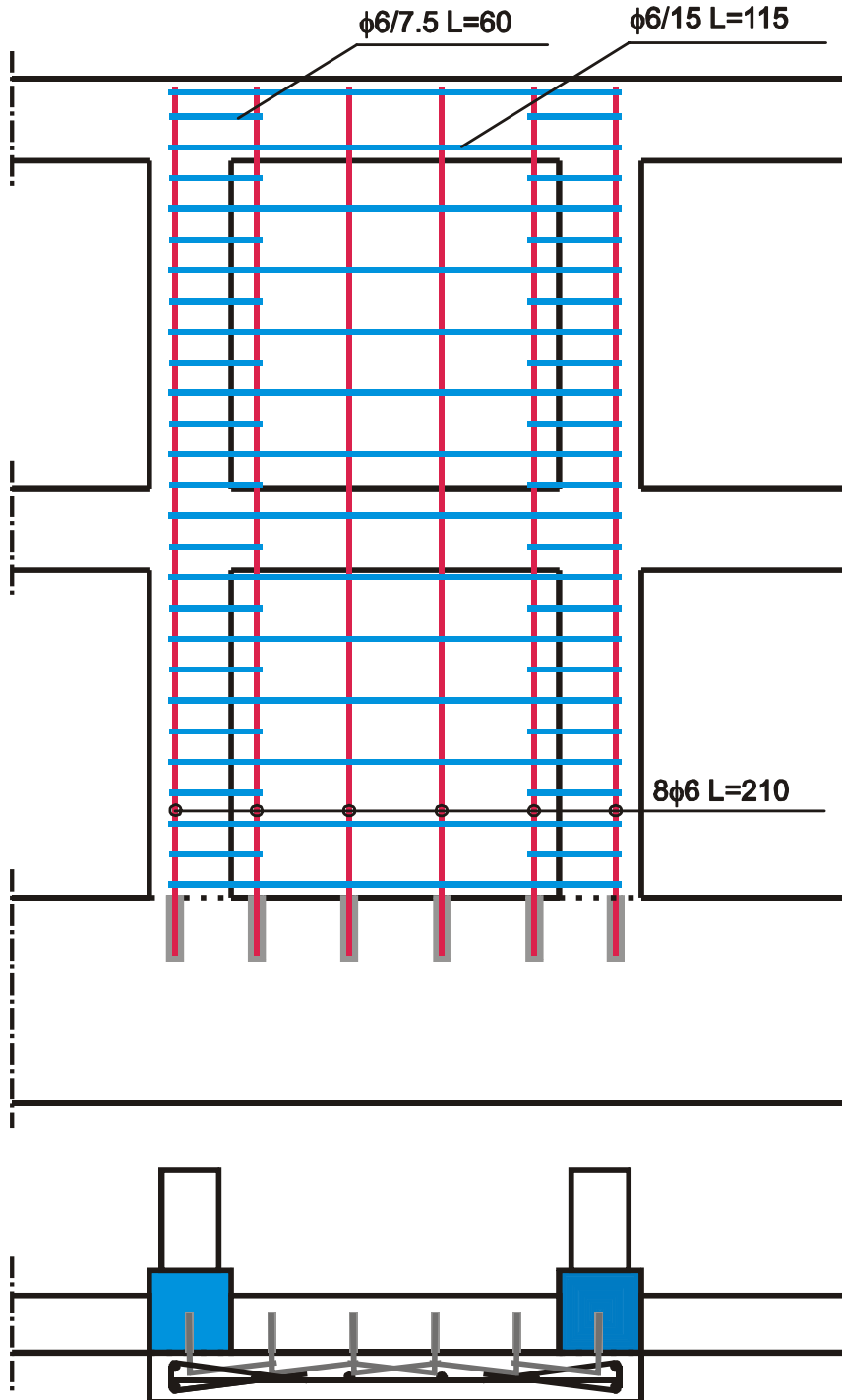
Onarılmış-güçlendirilmiş ve hasarsızken güçlendirilmiş çerçeveler referans yapı ile aynı özelliklere sahiptir. OGY numunesi başka bir deney serisinde hasar görmüş RY numunesi ile aynı özelliklere sahip bir yapıdır. GY numunesi ise ilave edilen perdeler haricinde hasar görmemiş RY yapısı ile aynı özelliklere sahiptir. Her iki yapı da betonarme perde ilave edilerek güçlendirilmiştir. Yeni perdeler yapıya dış cepheden ilave edilmiştir. Şekil 3.11’de güçlendirilmiş sisteme ait kalıp planı görülmektedir.



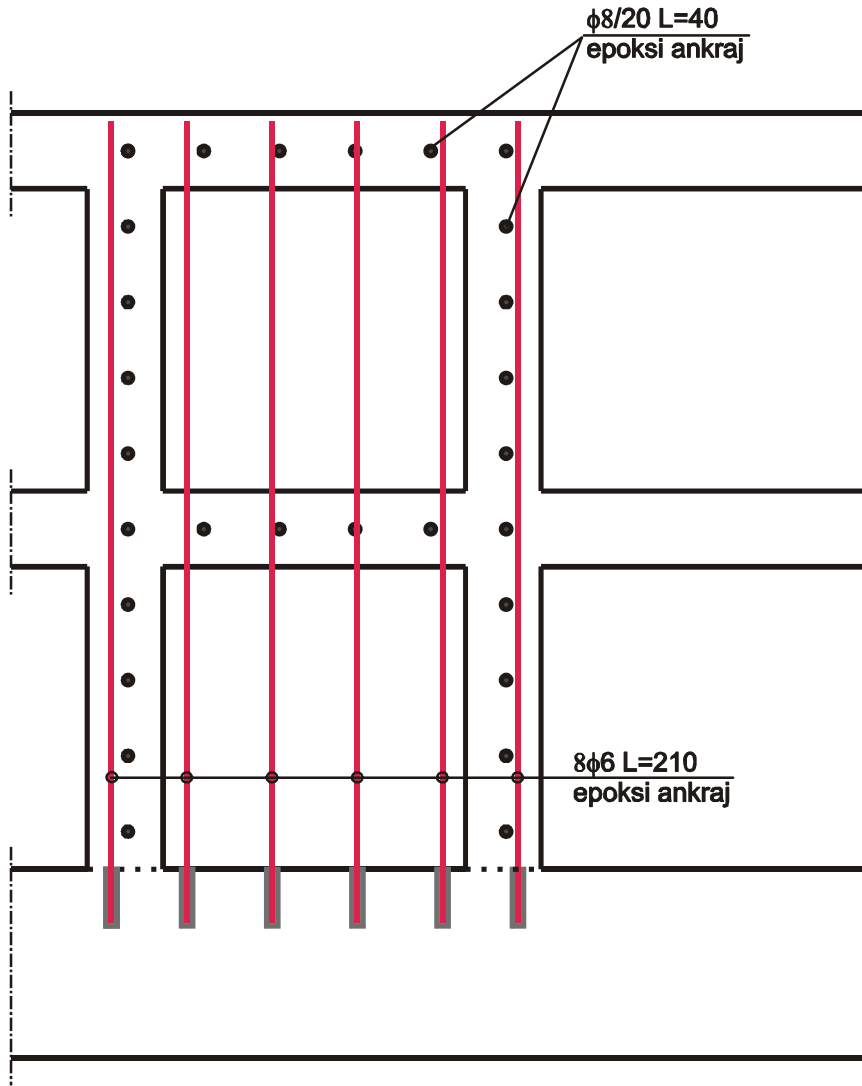
Şekil 3.11 Güçlendirilmiş sistem kalıp planı

Sisteme ilave edilen perdelerde piston kapasitesinin aşılması için gövde donatıları çift sıra yerine tek sıra yapılmış, perde başlık bölgesinde de üçgen başlık bölgesi teşkil edilmiştir. Şekil 3.12’de perde kesit ve boy detayı verilmiştir. İlave

perdeler mevcut yapıya hem kat seviyesinde hem de kolon boyunca yapılan ankrajlarla bağlanmıştır. Şekil 3.13’de verilen düşey kesitte kolon ve kirişlere yapılan ankrajların yerleşim planı verilmiştir.



Şekil 3.12 İlave perde kesit ve boy detayı

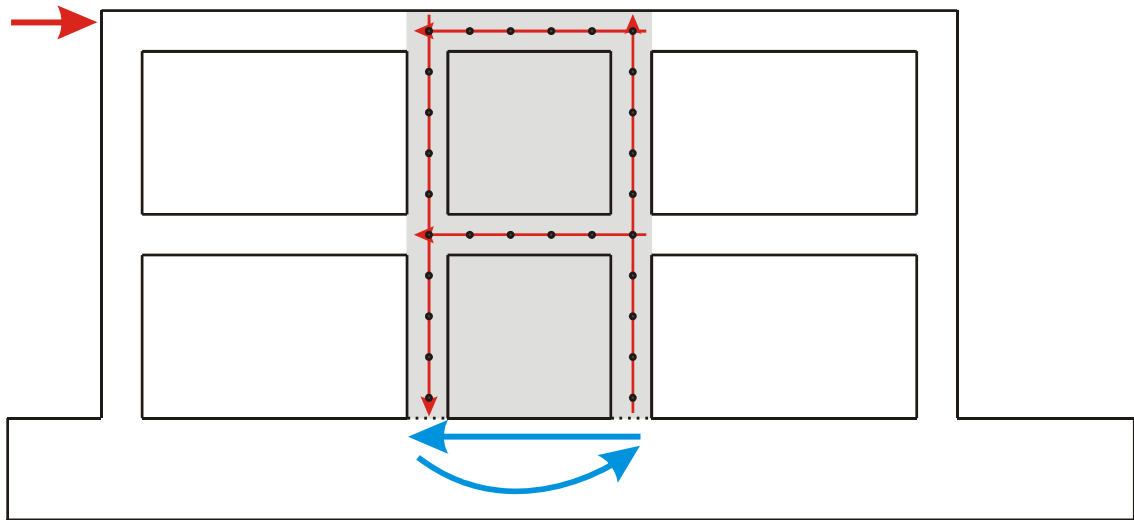


Şekil 3.13 Ankraj yerleşim planı

### 3.2.4 Ankraj tasarım yöntemi

Mevcut yapı ile dış perde arasındaki ankrajların tasarımı yapılacak güçlendirme uygulaması için hayati öneme sahiptir. Dış perde ankrajlarının tasarımı için izlenen yol dolgulu çerçeve ankrajlarının tasarım yöntemi ile aynıdır. Yapıya çatı seviyesinden etkiyen yükün perde tabanında oluşturduğu etkileri karşılamak üzere iki mekanizma gereklidir. Bunlardan birisi perdeye kesme kuvveti aktaran, diğeri ise eğilme etkilerini aktaran mekanizmalardır. Şekil 3.14’de yapılan ankrajların çalışma şekli ve yapıya etkiyen yükleme ve perde tabanında oluşan mesnet tepkileri görülmektedir. Kirişe yapılan ankrajların kata etkiyen kesme kuvvetlerini perde elemanlarına aktardığı, eğilme etkilerinin ise tarafsız eksenden en uzakta bulunan ankrajlardaki düşey kesme

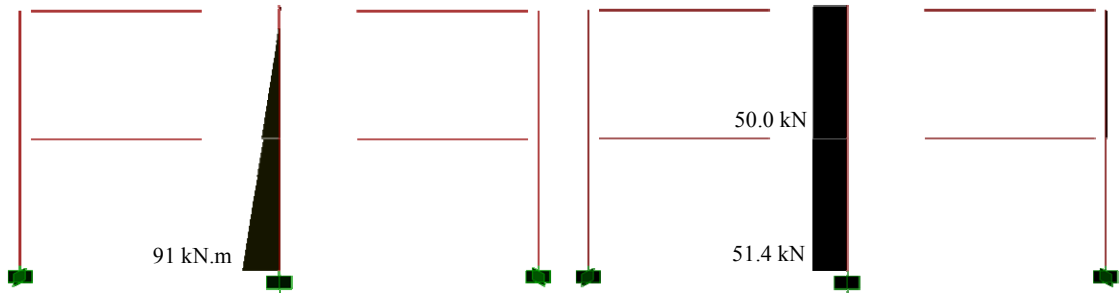
kuvvetlerinin oluşturacağı kuvvet çifti ile aktarılacağı pratik bir tasarım yaklaşımı olarak düşünülebilir. Eğilme etkilerinin karşılanması için bir içerideki ankrajların da etkili çalıştığı yaklaşımı çok sağlıklı değildir. Eksenel şekil değiştirmelerin kesit boyunca doğrusal değiştiği düşünülürken kirişlere yapılan ve tarafsız eksene yaklaşan ankrajlar hem daha küçük gerilme değerlerine ulaşır, hem de kuvvet kolu azaldığı için bu ankrajların dış perdeye aktarabileceği moment sınırlıdır. Bu sebeple eğilme etkilerinin sadece kolona yapılacak ankrajlarla karşılanacağı varsayılmalıdır. Tasarım aşamasında, perdenin büküm noktasından perde tabanına kadar, perde eğilme kapasitesi kadar momenti güvenle aktarabilecek kolon ankraji yapılması gereklidir. Kesme ankrajları da her kat için bulunan perde kesme kuvvetindeki artışı güvenle taşıyabilmelidir. Kat seviyesindeki ankrajların dayanımı o kattaki kesme ankrajlarının dayanımı olarak kabul edilebilir. Tasarım aşamasında kapasite tasarımına uygun bir felsefe ile hareket edilmesi de gereklidir.



**Şekil 3.14** Ankrajların çalışma şekli

Şekil 3.15’de ileriki bölümlerde anlatılacak olan deney sistemindeki gibi tepe noktadan uygulanan tekil yük altında özdeş iki çerçeveden birinde meydana gelen eğilme kuvvetleri ve kesme kuvvetleri görülmektedir. Perdeli sistemde ilk akma davranışı perde elemanında beklendiği için, perdenin akması beklenen taban momentini oluşturacak yatay yük altında yapı elastik analize tabi tutulmuştur. Perde bu moment seviyesinin üzerine pekleşme miktarınca (~%10) çıkabileceği için elastik analiz perdede ulaşılabilecek kesme ve eğilme momentleri için çok yanıltıcı değerler vermez.





**Şekil 3.15** Bir çerçevede yatay yük altında moment ve kesme kuvveti dağılımı

Yapılan analiz sonucunda perde tabanında eğilme momentinin 91.0 kN.m (perdenin akma moment kapasitesi) olduğu görülmüştür. Bu yük seviyesi için perdenin büküm noktası perde üst ucundan 11 cm aşağıda hesaplanmaktadır. Aynı yük için perde kesme kuvvetleri 1. ve 2. katta sırasıyla 51.4 ve 50.0 kN olarak hesaplanmıştır. Yani 1. kat seviyesinde sadece 1.4 kN gibi küçük bir yük değeri yapıdan perdeye aktarılmaktadır. Bu durum yüklemenin çatı seviyesinden yapılması sebebiyle ortaya çıkmaktadır (Yükleme sistemine ilerleyen bölümlerde değinilecektir).

Kritik kat çatı katı olduğu için bu kata göre hesap yapılacaktır. Kat seviyesinde 6φ8 BÇ-I donatı ile ankraj yapılmıştır. Bu durumda 2. kat ankrajlarının kesme dayanımı TS500 (2000)'de verilen sürtünme kesmesi formülü (3.1) ile hesaplanabilir.

$$\begin{aligned}
 V_r &= \mu \cdot A_s \cdot f_{yd} \\
 V_r &= 0.6 \cdot (6 \cdot 50\text{mm}) \cdot 285\text{MPa} \\
 V_r &= 51300\text{ N}
 \end{aligned}
 \tag{3.1}$$

Denklemden verilen  $\mu$  değeri sürtünme yüzeyinin pürüzlülük durumuna göre değişken bir katsayıdır.  $A_s$  kesmeye çalışan donatı alanı,  $f_{yd}$  ise bu donatıların tasarım akma dayanımıdır. Denklem esasen kesme dayanımı hesaplamasına rağmen çelik donatıların çekme dayanımını kullanarak bu dayanımı hesaplamaktadır. Halbuki, çelik yapı hesabında çelik kayma emniyet gerilmesi çekme emniyet gerilmesinin belli bir yüzdesi olarak hesaplanmaktadır. Bu farklılık, denklemin ampirik olmasından ve çelik yanında beton kesitin de bir miktar sürtünme kuvveti aktarmasından kaynaklanmaktadır.  $\mu$  katsayısı hem çelik kayma dayanımı ile akma dayanımı arasındaki farkı hem de beton yüzeyinin katkısını içermektedir. Aynı denklem

kullanılarak kolon ankrajlarının kesme kapasitesi de büküm noktası altındaki 9 ankraj donatısı için (3.2)'deki gibi hesaplanabilir.

$$\begin{aligned} V_r &= \mu \cdot A_s \cdot f_{yd} \\ V_r &= 0.6 \cdot (9 \cdot 50mm) \cdot 285MPa \\ V_r &= 76950 N \end{aligned} \quad (3.2)$$

Ara kolonların aksları 1 metre aralıklıdır. Hesaplanan kesme kuvvetinden tam akslar üzerine yapılan ve aralıkları 1 metre olan ankrajların oluşturacağı kuvvet çifti yani ankrajların perdeye aktarabileceği eğilme momenti kapasitesi bulunur (3.3).

$$\begin{aligned} M_r &= V_r \cdot l \\ M_r &= 76.95kN \cdot 1m \\ M_r &= 76.95 kNm \end{aligned} \quad (3.3)$$

Bu dayanımların hesaplanmasında TS500 (2000)'de verilen standard malzeme dayanımları kullanılmamış, bunun yerine deneysel olarak bulunan donatı akma dayanımı (328 MPa) kullanılarak hesaplar yapılmıştır. Ayrıca, TS500 (2000)'in sürtünme kesmesi konusunda dayandığı ACI 318-83 (1983) yönetmeliğinin bu konuda güvenli tarafta bulunduğu dair çalışmalar mevcuttur (Bass vd. 1989). Bu sebeple yönetmeliğe göre bulunan ankrajların kesme kapasiteleri söz konusu çalışmada verilen dayanım fazlalığı değeri olan 1.77 katına çıkarılarak ankrajların oluşturacağı gerçek kapasite hesaplanmıştır. Ankraj dayanım değerleri ve ankraj tasarım kuvvetleri Tablo 3.2'de verilmiştir.

**Tablo 3.2** Ankraj tasarım ve dayanımları

Tasarım ölçütü	Kesme	Eğilme
Tasarım kuvveti (kN – kN.m)	50	91
Güvenli kapasite (kN – kN.m)	51.30	76.95
Gerçek kapasite (kN – kN.m)	90.80	136.20
Güvenlik katsayısı (Güvenli kapasite için)	1.03	0.85
Güvenlik katsayısı (Gerçek kapasite için)	1.82	1.50

Ankrajların kesme ve eğilme etkilerine karşı güvenlik katsayıları TS500 (2000) ile hesaplanan güvenli kapasite ve gerçek kapasite değerleri için bulunmuştur. Böylece

aşırı güvenli ankraj yapmadan, gerçek dayanım değerleri ile ankrajların yeterliliğinin araştırılması da mümkün olmuştur. Hesaplanan güvenli kapasite yönetmelikte verilen malzeme dayanımları ve denklemler kullanılarak hesaplanmıştır. Çelik akma dayanımı  $220 \text{ MPa}$ , güvenli akma dayanımı da  $191 \text{ MPa}$  olarak kullanılmış ve 3.1’de verilen denklemle sürtünme kesmesine karşı dayanım kapasitesi bulunmuştur. Gerçek kapasite için aynı denklemde çelik akma dayanımı deneyle bulunan  $328 \text{ MPa}$  ve güvenli çelik akma dayanımı  $285 \text{ MPa}$  olarak kullanılmıştır.

Yönetmelik formülü ile ankrajların güvenlik katsayıları kesme ve eğilme için sırasıyla 1.03 ve 0.85 hesaplanmaktadır. Buna göre kesme yönünden dayanım değeri sınıra çok yakındır. Eğilme yönünden ise güvensizdir. Böyle bir tasarım mühendislik prensiplerine göre kabul edilebilir bir tasarım değildir. Ancak gerçek dayanım değerlerine bakıldığında hem eğilme hem de kesme etkilerine karşı ankrajların yeterli güvenlik düzeyinde olduğu görülmektedir. Kesme etkileri için güvenlik katsayısı 1.82, eğilme için 1.50 olarak bulunmuştur. Gerçek kapasite dikkate alınarak yapılan tasarımın kabul edilebilir olduğu görülmektedir. Deneysel çalışmanın amacı dış perdenin etkinliğinin araştırılması olduğu için ankraj dayanımlarının sınır değerlere yakın tutulması dış perdelerin etkinliği hakkında daha iyi fikir verecektir.

### 3.3 Numunelerin Üretimi

Numunelerin hazırlanması iki aşamada gerçekleşmiştir. Deney elemanlarının toplam ağırlığının fazla olması dolayısıyla numunelerin temelleri hazırlandıktan sonra, temeller kuvvetli döşeme sistemi üzerinde deney yapılacak yere mesnetlenerek imalata devam edilmiştir. İmalatın hızlı yapılarak deney platformunun uzun süre meşgul edilmemesi için tüm donatılar önceden hazırlanmıştır. Betonun dayanım kazanmasından sonra deneyler gerçekleştirilmiştir.

#### 3.3.1 Temellerin üretimi

Temeller için donatılar bağlanarak kalıp hazırlanmıştır (Şekil 3.16). Temel kirişlerinin içerisine vinçle kaldırabilmek için donatılar ve rijit döşemeye mesnetlemek için ankraj elemanlarının geçeceği delikler bırakılmıştır. Kolon donatıları temel

içerisinde filiz olarak bırakılmıştır. Donatı ve kalıp aşamaları sonrasında temel betonları dökülerek, betonun dayanım kazanması beklenmiştir (Şekil 3.17).



**Şekil 3.16** Temel donatıları ve kalıbı

Temel kirişlerinin oluşturulması için kullanılan beton BS25 kalitesinde üretilmiştir. Yapı temeli üst yapıya göre oldukça rijit olarak modellenmiş ve temel kirişlerinin dönme hareketi minimize edilmiştir. Böylece ankastre temel koşullarının sağlanması hedeflenmiştir. Temel kirişleri, hazırlanmasından sonra modelin temelini oluşturmak üzere kuvvetli döşeme sistemi üzerine 6 noktadan ankrajlanmışlardır (Şekil 3.18). Ankrajlama esnasında oluşturulacak model yapı kolonları içerisinde paspayının düzenli dağılımını sağlamak üzere temeller hassas bir şekilde yerleştirilmiştir.



**Şekil 3.17** Temel betonunun dökülmesi



**Şekil 3.18** Temelin taşınması ve kuvvetli döşemeye ankrajlanması

### 3.3.2 Güçlendirilmemiş modellerin üretimi

Deney serisi boyunca 3 adet model yapı üzerinde deneyler yapılmıştır. Bu modellerin güçlendirilmemiş durumda tüm özellikleri aynı olduğu için üretim aşamaları tek bir model üzerinden anlatılacaktır.

Model ağırlığı laboratuarda bulunan vinç kapasitesini aştığı için yapıların kuvvetli döşeme üzerinde imal edilmesi gerekmiştir. Bu sebeple önceden üretilen temel kirişlerinin kuvvetli döşemeye bağlanması sonrasında model yapının imalatına geçilmiştir. Temellerin imalatı ve kuvvetli döşemeye ankrajlanması sonrasında 1. kat kalıpları monte edilerek kiriş ve döşeme donatıları yerleştirilmiştir. Numune üretiminin hızlı olması için tüm kiriş donatıları daha önce monte edilmiştir. Kolon, kiriş ve döşeme donatılarının tümünde, paspayının düzenli dağılımını sağlamak üzere, plastik paspayı aparatları kullanılmıştır. Standart uygulamadaki gibi, kalıplar donatı yerleştirilmesi öncesi yağlanarak söküm aşamasında çıkabilecek problemlerin önüne geçilmiştir. Beton dökümü ile 1. katın imalatı tamamlanmıştır (Şekil 3.19).

İlk katın beton dökümü yapıldıktan sonra kalıplar sökülerek ikinci katta kullanılmıştır. Şekil 3.20’de RY numunesi 2. katının imalatına ait şekiller verilmiştir. Şekilde beton dökümü öncesinde yerleştirilen yükleme sisteminin bağlanacağı bijonlar da görülmektedir.





Şekil 3.19 RY numunesi 1. katı imalat aşamaları





**Şekil 3.20** RY numunesi 2. katı imalat aşamaları

### 3.3.3 Hasarlı yapının onarımı

Deneyler kapsamında yatay yük altında hasar görmüş yapı da onarılıp güçlendirilerek hasarlı yapının performansındaki iyileşme araştırılmıştır. Hasarlı numunenin onarım ve güçlendirme işlemleri öncesindeki durumu Şekil 3.21’de verilmiştir.



Şekil 3.21 Hasarlı numunenin genel görünüşü ve hasarlar



Hasarlı yapının onarımı için öncelikle hasar görmüş çatlak bölgelerin etrafı açılmış daha sonra enjeksiyon dubelleri açılan deliklere yerleştirilmiştir. Bu işlem sonrasında basınçlı hava ile çatlak içleri ve hasarlı yüzeyler temizlenmiştir. Tamir harcı ile çatlak etraflarının kapatılmasından sonra enjeksiyon işlemine geçilmiştir. Şekil 3.22-24'de onarım işlemine ait adımlar verilmiştir. Enjeksiyon işlemi kontrol deliklerinden epoksi gelene kadar devam ettirilmiştir (Şekil 3.24).



**Şekil 3.22** Kabuk betonunun döküldüğü bölgeler ve çatlakların etrafının temizlenmesi



Şekil 3.23 Çatlakların ve kabuk dökülmelerinin tamir harcı ile onarımı



Şekil 3.24 Çatlak bölgelerde epoksi enjeksiyonu uygulaması

### 3.3.4 Hasarlı ve hasarsız yapıların dış perdelerle güçlendirilmesi

Hasarlı ve hasarsız yapılarda, pistonun kuvvet kapasitesi ve donatıda meydana gelebilecek pekleşme de dikkate alınarak güçlendirme perdelerinde donatı miktarı sınırlı tutulmuştur. Ayrıca, perdelerde ankraj filizleri aynı zamanda boyuna donatı olarak çalıştırılmış böylece kenetlenme bölgesinde oluşabilecek fazlalık kapasitelerden kaçınılmıştır. Bunlar deney sisteminin yük kapasitesi sebebiyle alınmış önlemlerdir. Şekil 3.25’de perde düşey donatıları için ve mevcut bina-dış perde bağlantısı için ankraj deliklerinin açılması ve temizlenmesi gösterilmiştir. Sağlıklı bir ankraj uygulaması için delik çapının donatının zorlanmadan girebileceği kadar büyük olması ve epoksi ankraj uygulaması öncesinde iyice temizlenmiş olması gereklidir. Donatının çakılarak sokulabildiği dar delikli ve iyi temizlenmemiş tozlu deliklere yapılan ankrajların sağlıklı davranış göstermesi beklenmemelidir.



**Şekil 3.25** Ankraj deliklerinin açılması ve temizlenmesi

Dış-perde-mevcut yapı bağlantısını sağlayan kesme ankrajları ve perde boyuna donatılarının temele ankraji için açılan deliklere epoksi doldurularak Şekil 3.26’da



görüldüğü gibi ankrajlar yapılmıştır. Ankrajlama işleminde epoksi reçinesi delikten taşırılarak ankrajın sağlıklı bir şekilde yapılması sağlanmıştır.



**Şekil 3.26** Dış-perde ankrajlarının yapılması

Ankrajlama sonrası perde kalıpları kapatılarak beton dökümüne geçilmiştir. Şekil 3.27-28’de perde imalatının son aşamaları görülmektedir.



**Şekil 3.27** Dış perde kalıplarının kapatılması



Şekil 3.28 Dış perde betonunun dökülmesi

### 3.4 Malzeme Kalitesi

#### 3.4.1 Beton

Deney modellerinin üretimi esnasında her katta 9 adet 15x15 küp numune alınmıştır (Şekil 3.29). Bu numuneler, tek eksenli basınç deneyine tabi tutularak beton basınç dayanımları belirlenmiştir.



Şekil 3.29 Küp beton numunelerinin alınması

Alınan 9 numuneden 3 tanesi yapı deneyi günü beton presinde tek eksenli basınç deneyine tabi tutulmuştur (Şekil 3.30). Diğer numuneler kontrol amaçlı kullanılmıştır. Deney tarihindeki beton basınç dayanımları Tablo 3.3-6'da verilmiştir.



**Şekil 3.30** Tek eksenli basınç deneyinin yapılışı

**Tablo 3.3** RY numunesi beton basınç dayanımları

Numune No	15x15 küp dayanımları	
	fc (MPa) (1. Kat)	fc (MPa) (2. Kat)
1	32,3	35,1
2	31,2	34,5
3	34,1	36,5
Ortalama	32,5	35,4

**Tablo 3.4** OGY numunesi beton basınç dayanımları

Numune No	15x15 küp dayanımları	
	fc (MPa) (1. Kat)	fc (MPa) (2. Kat)
1	32,5	10,6
2	33,0	10,9
3	31,2	10,2
Ortalama	32,2	10,6

**Tablo 3.5** GY numunesi beton basınç dayanımları

Numune No	15x15 küp dayanımları	
	fc (MPa) (1. Kat)	fc (MPa) (2. Kat)
1	32,4	31,0
2	30,1	29,5
3	32,8	33,4
Ortalama	31,8	31,3

**Tablo 3.6** Dış perde beton basınç dayanımları

Numune No	15x15 küp dayanımları	
	fc (MPa) (OGY Numunesi)	fc (MPa) (GY Numunesi)
1	35,5	28,8
2	36,0	30,1
3	33,9	30,7
Ortalama	35,1	29,9

Elde edilen 15x15 küp dayanımları standart 15x30 silindir numune dayanımına dönüştürülmüştür. Tablo 3.7’de ortalama basınç dayanımları görülmektedir.

**Tablo 3.7** Standart silindir dayanımları

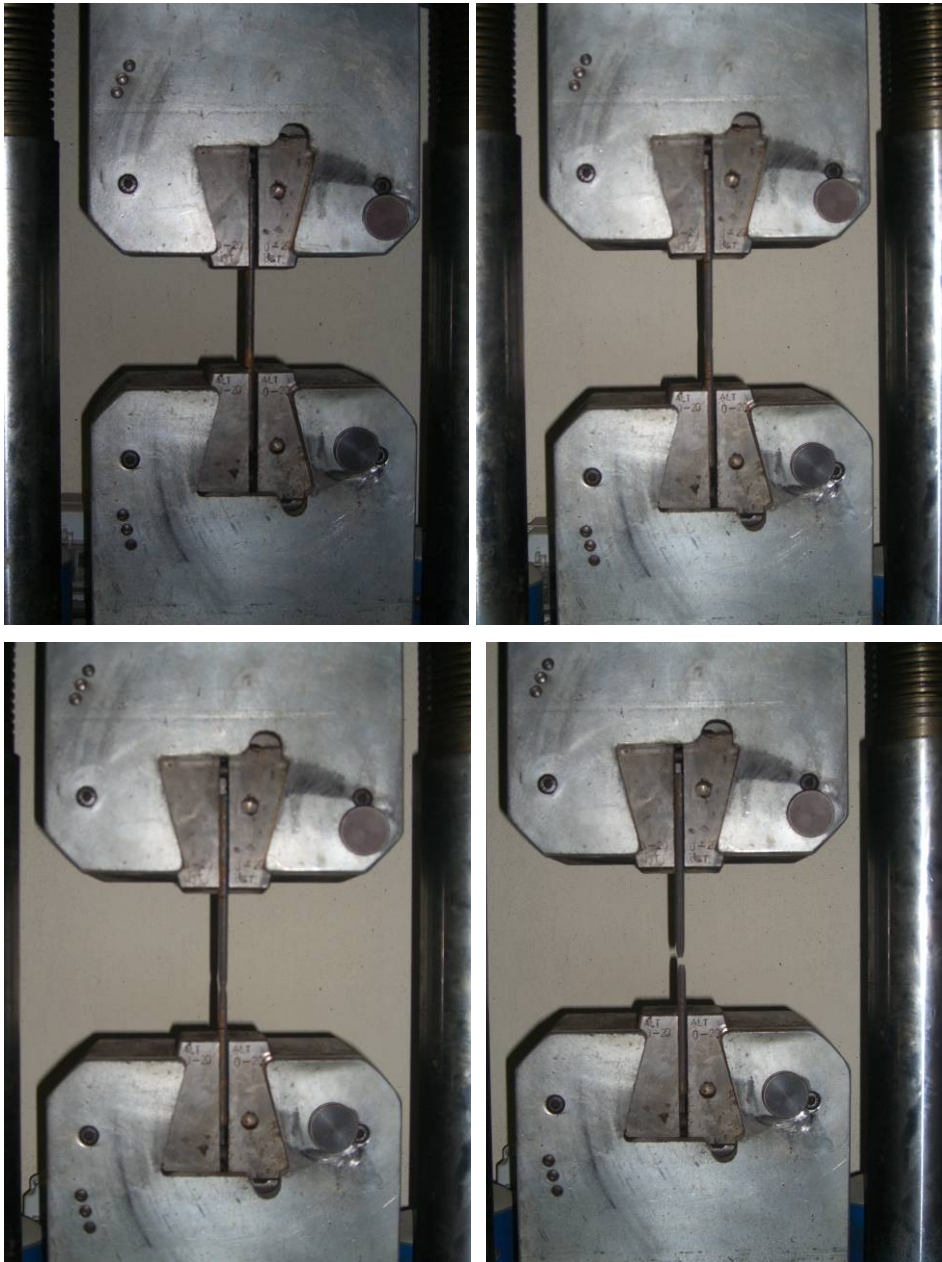
Numune / Kat	15x15 küp dayanımı (MPa)	15x30 silindir dayanımı (MPa)
RY / 1. kat	32,5	29,5
RY / 2. kat	35,4	32,2
OGY / 1. kat	32,2	29,3
OGY / 2. kat	10,6	9,6
GY / 1. kat	31,8	28,9
GY / 2. kat	31,3	28,5
OGY perdeleri	35,1	31,9
GY perdeleri	29,9	27,2

Deney sonuçlarından görüldüğü üzere OGY numunesinin 2. katında beton dayanımı diğer numune ve katlara göre oldukça farklılık arz etmektedir. Ancak, proje kapsamında yapılan başka bir çalışmada bu durumun yapının yatay yük kapasitesi üzerinde etkisi olmadığı (Görgülü 2006) görüldüğünden üretilen numune deneylerde kullanılmıştır.



### 3.4.2 Çelik

Modellerde plastik davranış beklenen üst katlarda iki farklı çelik donatı kullanılmıştır. Kolonlarda  $\phi 6$ , kirişlerde  $\phi 8$  olarak kullanılan donatıların tamamı BÇ-I kalitesinde düz yapı çeliğidir. Çelik donatı çubuklarından da numuneler alınarak çekme deneyi ile davranışları tespit edilmiştir. Çekme deneylerinden birisinden aşama aşama alınan görüntüler Şekil 3.31’de verilmiştir.



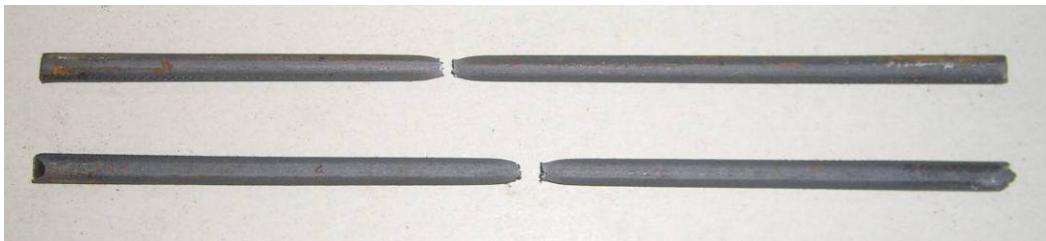
Şekil 3.31 Çelik çekme deneylerinin yapılışı



Model yapıda kullanılan  $\phi 6$  ve  $\phi 8$  BÇ-I kalitesindeki donatı çubuklarının çekme deneyi sonrası görünümleri Şekil 3.32-33'de verilmiştir. Deneyler sonucunda elde edilen mekanik özellikler ve bunların ortalamaları dayanım ve şekil değiştirme olarak Tablo 3.8-9'da verilmiştir. Toplam 4 adet  $\phi 6$  donatı için yapılan deneylerden birisinde sıyrılma olduğu için sağlıklı bir sonuç alınamamıştır.



Şekil 3.32  $\phi 6$  Donatıların deney sonu görünümü



Şekil 3.33  $\phi 8$  Donatıların deney sonu görünümü

Tablo 3.8  $\phi 6$  Donatıların mekanik özellikleri

Numune adı	Akma dayanımı (MPa)	Kopma dayanımı (MPa)	Kopma uzaması (%)
$\phi 6-1$	302	373	23,33
$\phi 6-2$	324	400	15,17
$\phi 6-3$	359	423	20,00
$\phi 6$ -Ortalama	328,3	398,7	19,5

Tablo 3.9  $\phi 8$  Donatıların mekanik özellikleri

Numune adı	Akma dayanımı (MPa)	Kopma dayanımı (MPa)	Kopma uzaması (%)
$\phi 8-1$	386	530	26,50
$\phi 8-2$	387	534	25,50
$\phi 8$ -Ortalama	386,5	532,0	26,00

### 3.5 Deney Sistemi

#### 3.5.1 Deprem ve Yapı Teknolojileri Laboratuvarının Gelişimi

Pamukkale Üniversitesi Deprem ve Yapı Teknolojileri Araştırma Laboratuvarı 1999 yılında inşa edilerek hizmete açılmıştır. Bu tarihe kadar İnşaat Mühendisliği Bölümü ana binasında 50–60 m<sup>2</sup>'lik bir alana sahip olan Yapı Laboratuvarında 1994 yılında alınan hidrolik veren sistemi ile kontrol ve veri toplama sistemleri kullanılarak eleman bazlı deneysel çalışmalar yapılmıştır.

Pamukkale Üniversitesi Deprem ve Yapı Teknolojileri Araştırma Laboratuvarı içerisinde yer alan kuvvetli döşeme – reaksiyon duvarı (KDRD) sistemi büyük model deneylerinin yapımına imkân verecek şekilde galerisiz olarak tasarlanmış ve mevcut prefabrik laboratuvar binası içerisine 2005 yılında inşa edilmiştir (Kaplan vd 2006a). Sistemin inşaat sonundaki durumu Şekil 3.34'de gösterilmiştir.

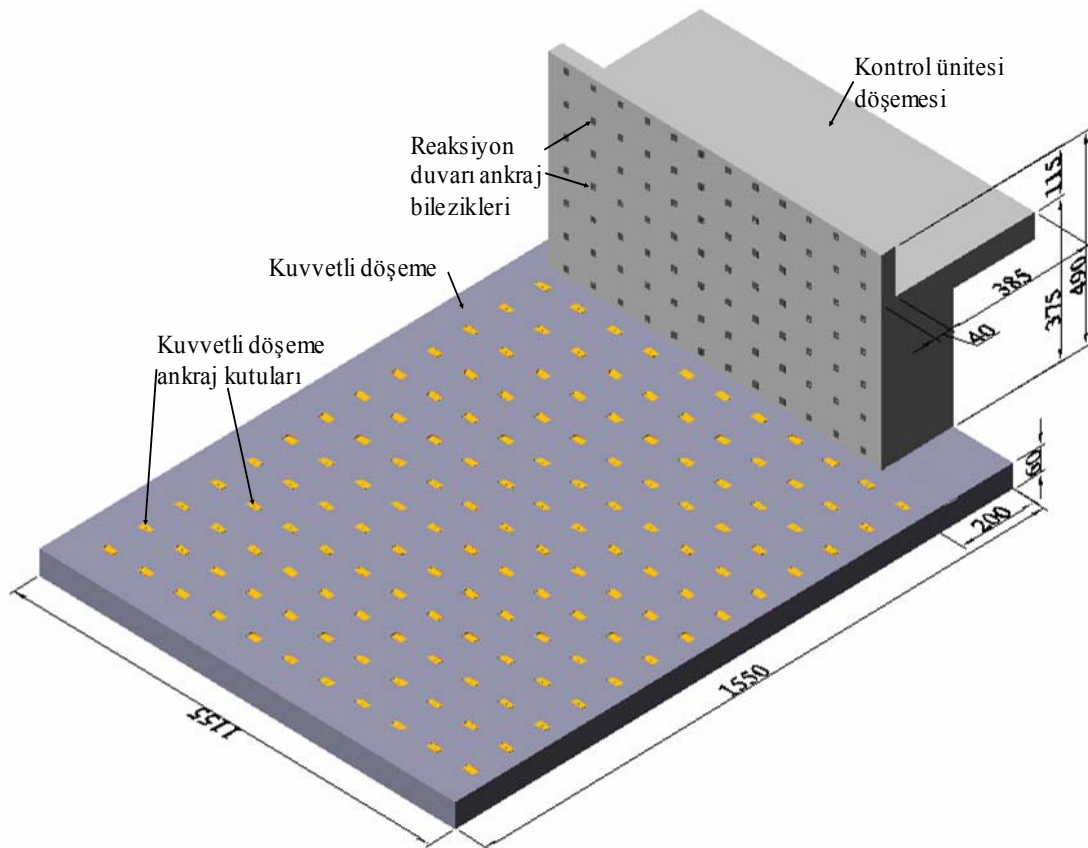


Şekil 3.34 Laboratuvarın içine yapılan galerisiz kuvvetli döşeme ve reaksiyon duvarı

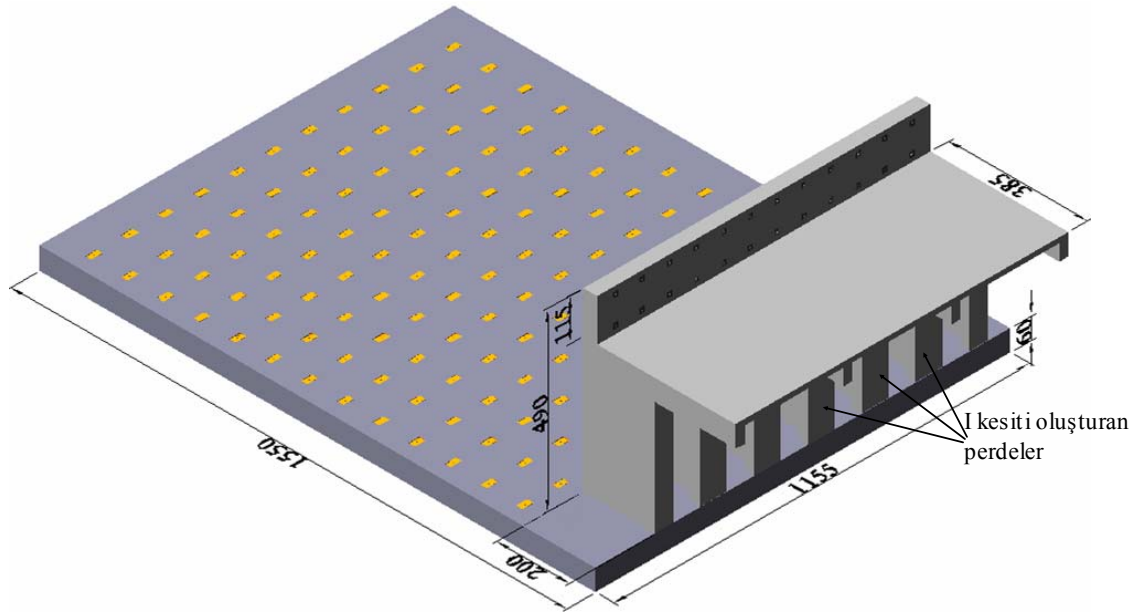
### 3.5.2 Kuvvetli döşeme – reaksiyon duvarı sisteminin özellikleri

Kuvvetli döşeme sistemi, sıkıştırılmış bir zemin, 60 cm kalınlığında bir betonarme platform ve içindeki ankraj sisteminden oluşmaktadır. Kuvvetli döşemede 1 m aralıklı 11×13 adet karelaç ile ankraj kutuları yerleştirilmiştir. Kuvvetli döşeme ve reaksiyon duvarının oturduğu alan 186,4 m<sup>2</sup>'dir. Ankraj uygulaması kuvvetli döşeme üstünde çözülmektedir. Rijit döşeme- reaksiyon duvarı sistemi mevcut bina içerisine yapıldığı için galeri katı inşa edilmeden bu tarz bir çözüme gidilmiştir.

Reaksiyon duvarı 2 m kalınlığında ve 5 m yüksekliğinde, kutu kesitten oluşmuş bir yapıya sahiptir. Ön yüzde 40 cm kalınlığında bütün perde, dik yönde 30 cm kalınlığında ve 2 m eninde perde duvarla desteklenmiştir. 2 metrelik perdenin ucunda duvara paralel 75 cm genişliğinde başlıklar yapılmıştır. Reaksiyon duvarında oluşturulan döşeme hem perdelerin yanal stabilitesini sağlamakta hem de döşeme üzerindeki kontrol odalarının zeminini oluşturmaktadır. Sistemin boyutları ve ön – arka perspektif görünüşleri Şekil 3.35-36'da verilmiştir.

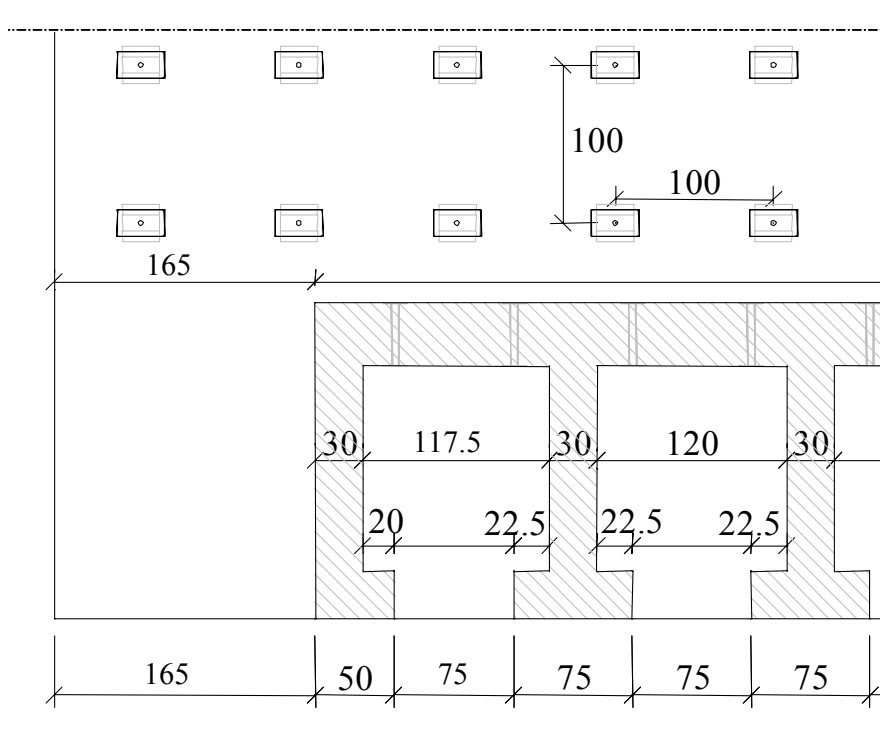


Şekil 3.35 Kuvvetli döşeme ve reaksiyon duvarı sisteminin ön perspektif görünüşü



**Şekil 3.36** Kuvvetli döşeme ve reaksiyon duvarı sisteminin arka perspektif görünüşü

Şekil 3.37’de reaksiyon duvarını oluşturan kutu kesitli perdenin boyutları duvarın bir parçası için verilmiştir. Duvarda, şekilde görülen odacıklardan 6 adet mevcuttur. Üstten birbirine döşeme ile bağlanan kutu sistem ile reaksiyon duvarındaki deplasmanlar önemsenmeyecek kadar düşük seviyelere inmiştir.



**Şekil 3.37** Reaksiyon duvarı kesit boyutları (cm)

### 3.5.3 Kuvvetli döşeme-reaksiyon duvarı sisteminin imalatı

Mevcut laboratuvar içerisinde bu tez çalışmasının da bir parçası olduğu BAP-08-11-DPT.2004K120760 kodlu “Deprem hasarlı binaların ve hasarsız mevcut yapıların güçlendirilmesi: Dış-perde duvar uygulaması” başlıklı DPT projesi kapsamında ilk olarak mevcut laboratuvar içerisinde önceki bölümlerde özellikleri verilen kuvvetli döşeme ve reaksiyon duvarı sistemi inşa edilmiştir.

İlk olarak mevcut laboratuvar içerisinde hafriyat yapılarak, kuvvetli döşeme içerisinde bırakılacak ankraj kutularından su tahliyesi için bir filtre tabakası oluşturulmuş ve üzerine grobeton tabakası teşkil edilmiştir (Şekil 3.38). Grobeton tabakasına ankraj kutularının altına gelecek şekilde su tahliye delikleri bırakılmıştır (Şekil 3.39).



Filtre tabakası oluşturulması

Hafriyat yapılması



Şekil 3.38 Kuvvetli döşeme ve reaksiyon duvarı imalat aşamaları - 1



Daha sonra döşeme donatıları bağlanarak ankraj kutuları hassas bir şekilde monte edilmiş ve beton dökümü yapılmıştır (Şekil 3.39). Kuvvetli döşeme imalatının tamamlanmasından sonra, perde donatıları bağlanarak perde betonu 3 kademede dökülmüştür (Şekil 3.40).



Su tahliye deliklerinin açılması



Ankraj kutularının mevcut demirlere ve tesviye betonuna tutturulması



Ankraj kutularının yerleşimi



Beton dökülmesi



Betonun masterlanması



Reaksiyon duvarı donatılarının bağlanması

**Şekil 3.39** Kuvvetli döşeme ve reaksiyon duvarı imalat aşamaları - 2



Reaksiyon duvarı kalıbı



Reaksiyon duvarı ankraj kılıflarının yerleştirilmesi



Reaksiyon duvarı ön görünüş



Reaksiyon duvarı arka görünüş

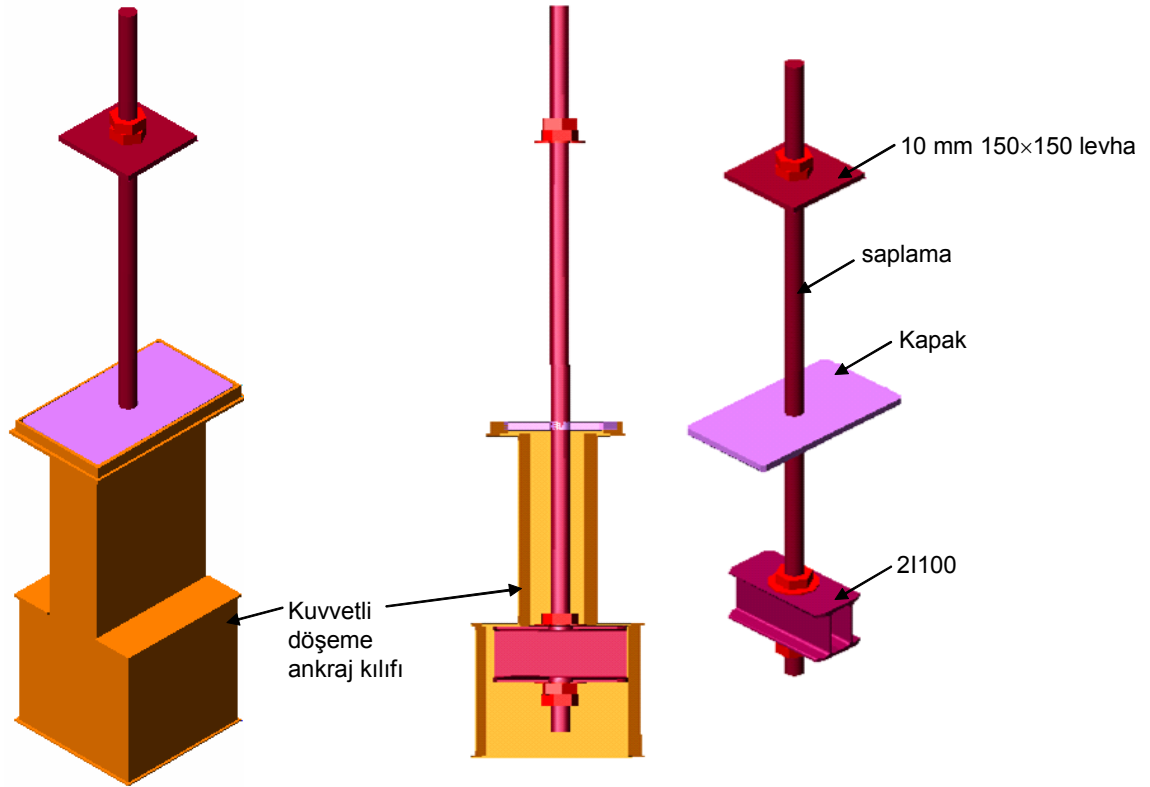
Şekil 3.40 Kuvvetli döşeme ve reaksiyon duvarı imalat aşamaları - 3

### 3.5.4 Ankraj sistemi

Kuvvetli döşeme sisteminde daha önce bahsedildiği gibi galeri katı yoktur. Filtre tabakası üzerine oturan 60 cm kalınlığındaki rijit döşemede 143 adet ankraj kutusu mevcuttur. Ankraj kutuları iki doğrultuda 100 cm ara ile yerleştirilmiştir. Test edilecek yapı modellerinin temeli, ankraj sistemi ile bu kutulara bağlanmaktadır.

Ankraj sisteminde 2 adet I profili yan yana getirilerek kaynatılmaktadır. Profillerin ortasından  $\varnothing 40$  delik açılmış ve  $\varnothing 30$  saplama geçirilmiştir (Şekil 3.41). Saplamalara tüm uzunluk boyunca diş açılmıştır. Kutu birleşimlerinde küt kaynak kullanılmıştır. Ankraj kutularının kullanımı Şekil 3.42'de gösterilmiştir.





Şekil 3.41 Kuvvetli döşeme ankraj sistemi

Kuvvetli döşemeye bağlanacak yapının, yerine getirilmesi öncesi ankraj elemanları kutulara yerleştirilerek temellerde bırakılan ankraj deliklerinden geçirilir ve temel üzerinden de somunlarla sıkılarak deney modelinin kuvvetli döşemeye tespiti sağlanır.

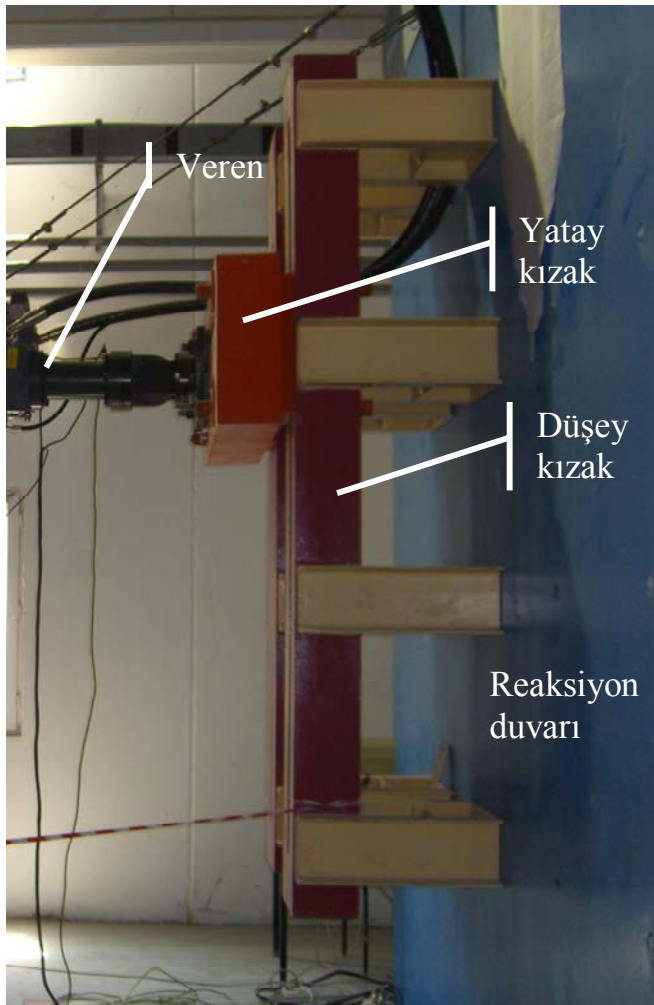


Şekil 3.42 Ankraj sisteminin kullanımı



### 3.5.5 Ayarlanabilir çelik veren mesnet sistemi

Reaksiyon Duvarı üzerinde hidrolik verenin montajı ve farklı deney numunelerine rahat bir şekilde yük uygulanabilmesi için yatay ve düşey doğrultuda hareket edebilen çelik konstrüksiyon bir mesnet sistemi oluşturulmuştur. Verenin düşey doğrultuda kaydırılması yatay mesnet sisteminin bağlandığı iki düşey kızakla sağlanmaktadır. Veren yatay mesnedi, vereni yatay doğrultuda hassas olarak hareket ettirebilmek için hazırlanmış çelik bir kızak sistemidir (Şekil 3.43).



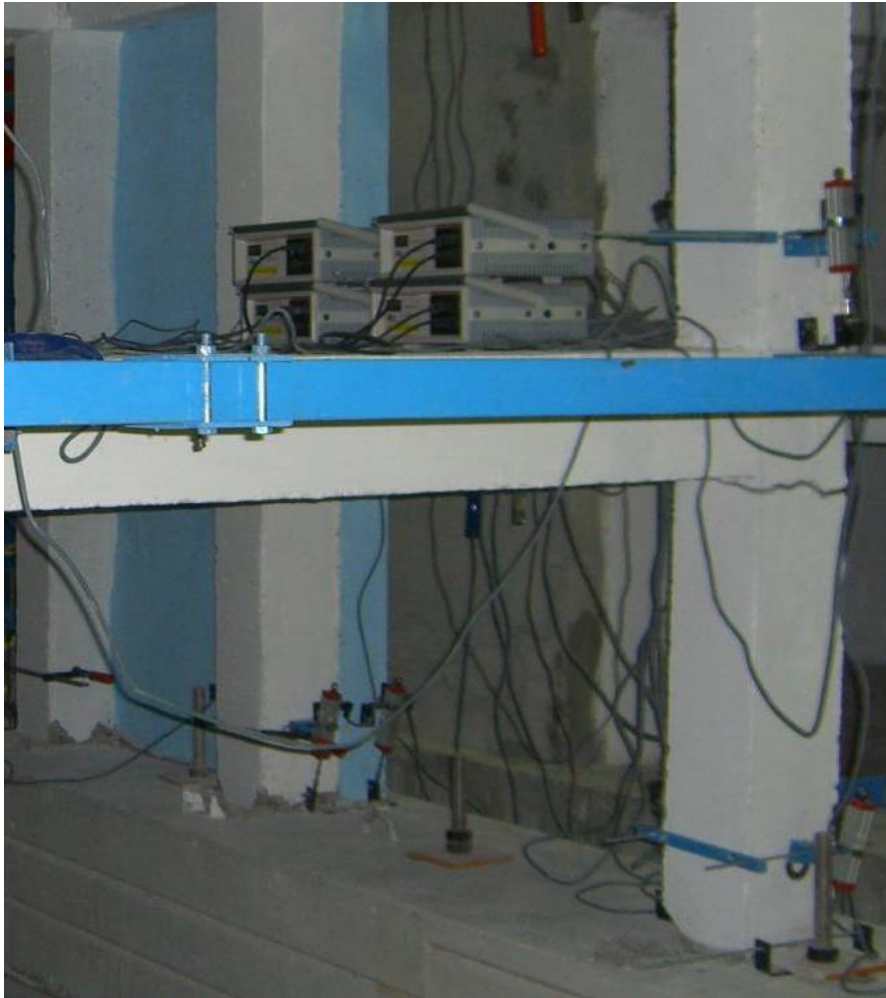
Şekil 3.43 Ayarlanabilir çelik veren mesnet sistemi

### 3.5.6 Veri toplama sistemi

Deneylerde deplasman ve yük ölçümlerinin toplanmasında TDG firması tarafından üretilen 48 kanallı AI8A Codabus veri toplama sistemi ve CODA veri toplama yazılımı kullanılmıştır. Şekil 3.44'de deney modeline monte edilmiş veri toplama sistemi

görülmektedir. Sistem en fazla 64 kanaldan eş-zamanlı olarak 12 bit veri toplayabilmektedir. Veri toplama sisteminin çalışma frekansı 8 veri/sn'ye kadar çıkabilmektedir.

Sistem Şekil 3.44'de görülen 8 kanallı kutuların bir araya getirilmesiyle oluşmaktadır. Her kanala, yük hücresi veya deplasman ölçerler bağlanabilmektedir. Kanal kazançlarının ayarlanarak ölçüm hassasiyetinin belirlenmesi de mümkündür.



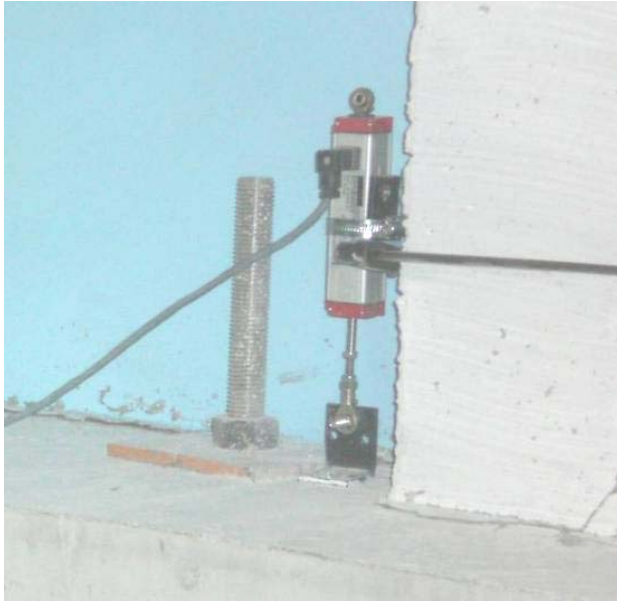
**Şekil 3.44** Deneylerde kullanılan veri toplama sistemi

### 3.5.7 Deplasman ve yük ölçerler

Deneylerde deplasmanların ölçümü için doğrusal potansiyometrik cetveller (Şekil 3.45) ve LVDT'ler (Şekil 3.46) kullanılmıştır. Deplasman ölçerlerin kalibrasyonları çok noktalı kalibrasyonla CODA veri toplama yazılımı ile yapılmıştır. Deplasman ölçümleri

kat seviyelerinde belli noktalardaki deplasman değerlerinin belirlenmesi veya belirli elemanlardaki eğrilik değişimlerinin incelenmesi amacıyla alınmıştır.

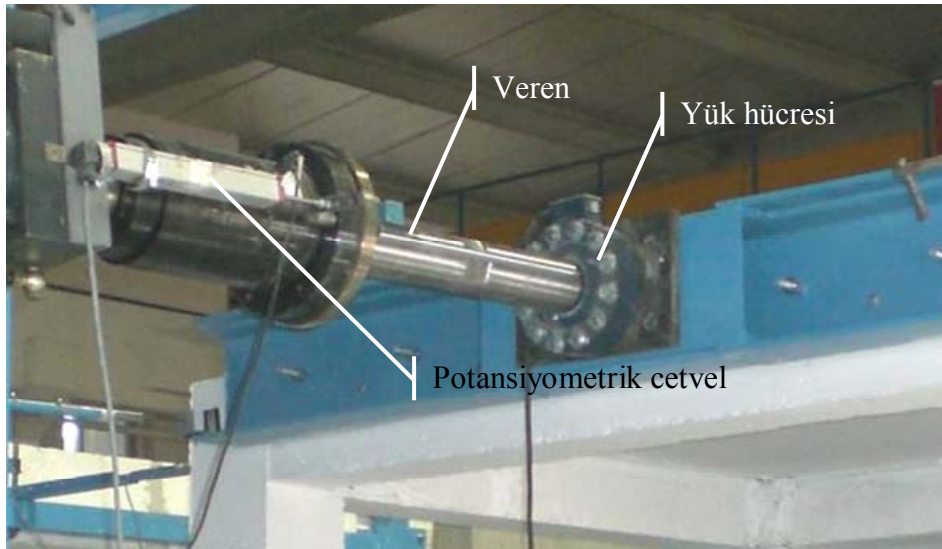
Deneyleer esnasında modellere etki eden yatay yük değerlerinin okunması için ise Şekil 3.47’de görölen 50 ton basma/çekme kapasiteli yassı tip yük hücresi kullanılmıştır. Ayrıca tüm veri okumalarını DARTEC sisteminden bağımsız olarak CODA yazılımını ile gerçekleştirebilmek için piston üzerine de bir adet potansiyometrik cetvel bağlanmıştır.



Şekil 3.45 Deneyleerde kullanılan doğrusal potansiyometrik cetveller



Şekil 3.46 Deneyleerde kullanılan LVDT’ler



Şekil 3.47 Deneplerde kullanılan yük hücresi

### 3.5.8 Veri toplama yazılımı

Veri toplama sisteminin yük hücresi, deplasman ölçer gibi elemanlardan okuduğu verilerin bilgisayara aktarılması için sistemle tam uyumlu CODA veri toplama sistemi kullanılmıştır. CODA yazılımı 6 alt programdan oluşmaktadır. Deney esnasında programın çalışmasına ilişkin bir görüntü Şekil 3.48’de verilmiştir.

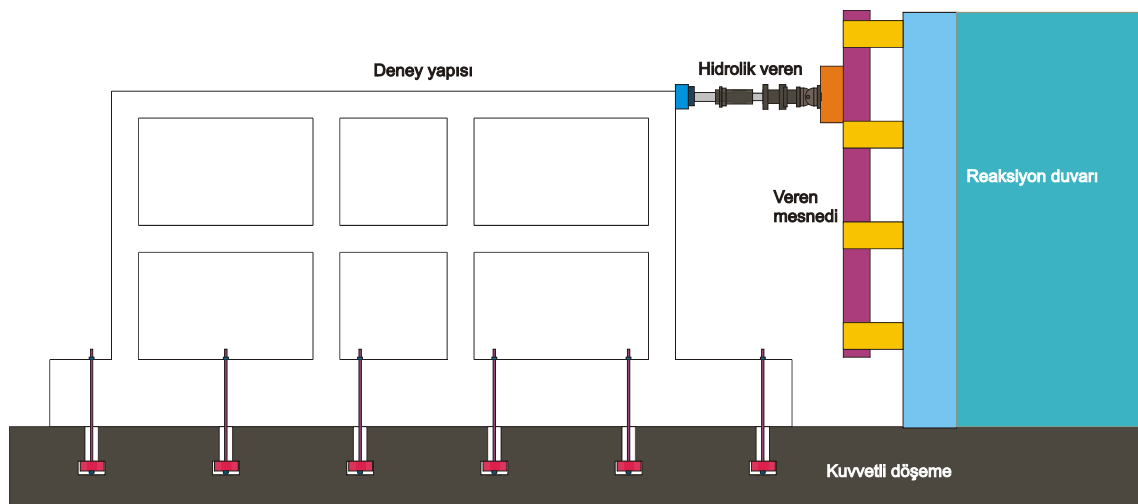


Şekil 3.48 Veri toplama yazılımının çalışması

### 3.6 Deney Düzenegi

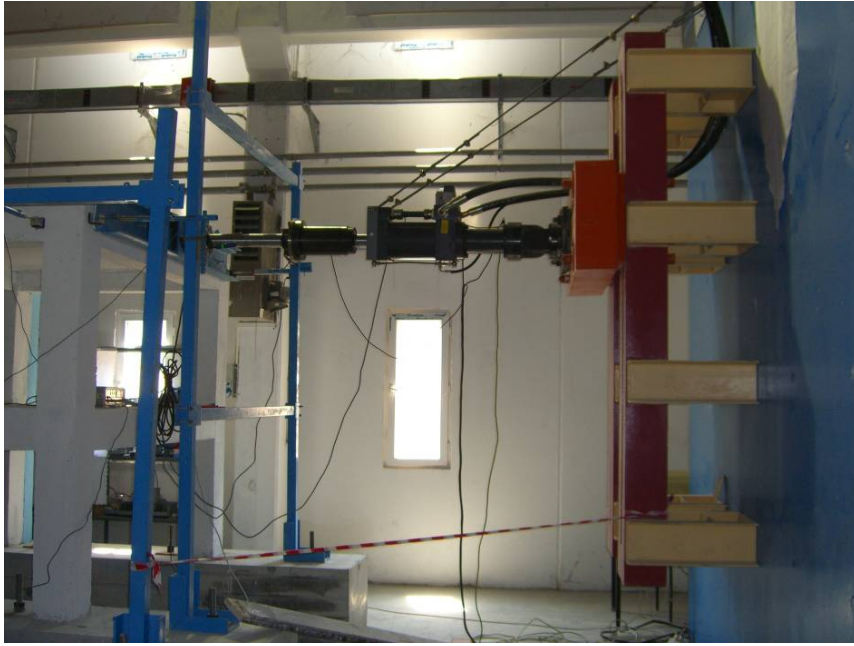
#### 3.6.1 Yükleme sistemi

Şekil 3.49’da deney düzeneginin yandan görünüşü verilmiştir. Deney yapısı rijit döşemeye her sürekli temelde 6 noktadan olmak üzere 12 noktadan bağlanmıştır. Deney yapısı çatı kat seviyesinden tekil yükleme ile itme/çekme yapılarak test edilmiştir. Piston kapasitesinin itme/çekme altında yeterli olmaması sebebiyle yapı sadece çatı seviyesinden itilmiş, 1. kat seviyesinden yükleme yapılmamıştır. Bu yüklemde piston kuvvetinin tümü döşemeye etki ettirilmiştir. Yükleme sisteminin genel görünüşü Şekil 3.50’de gösterilmiştir. Tek noktadan 20 tona varan yükün döşemede yerel hasar oluşturmaması için 2 metre uzunluğunda bir yükleme kirişi kullanılmış ve yükler döşemeye 6 noktadan iletilmiştir. Pistonun yapı sistemine sadece yatay yük (piston için aksel kuvvet) aktarabilmesi için iki ucunda moment aktarmayan mafsal bağlantılar gereklidir. Daha az mafsal bulunması durumunda, yapıya düşey kuvvet ve momentler aktarılabilir, fazla mafsal durumunda ise pistonun basınca çalıştığı durumda pistonda burkulma oluşabilir. Bu sebeple veren-veren mesnedi ve veren-yapı bağlantıları mafsal olarak oluşturulmuştur. Veren-veren mesnedi bağlantısı için klasik mafsal elemanı kullanılmıştır. Ancak veren-yapı bağlantısında yüklerin döşemeye aktarılması için kullanılan bijonlar aynı doğru üzerinde teşkil edilerek mafsal oluşturulmuştur. Böylece yükleme sistemi ile deney modeli arasında moment ve düşey kuvvet aktarmayan bir bağlantı teşkil edilmiştir (Şekil 3.51).

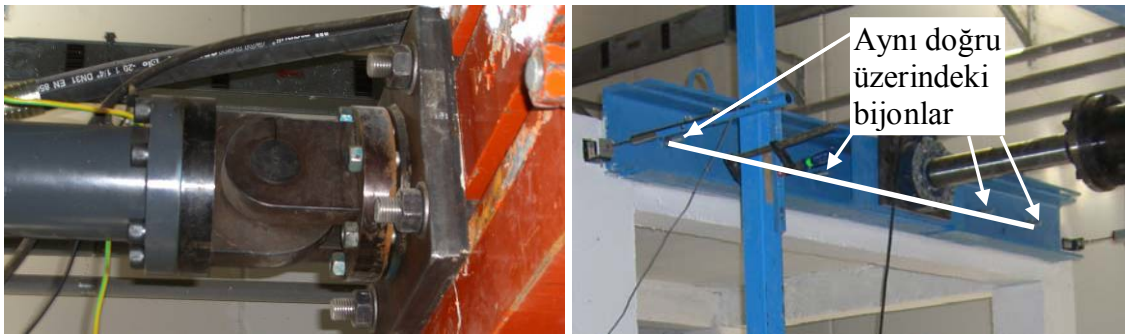


Şekil 3.49 Deney sisteminin yandan görünüşü



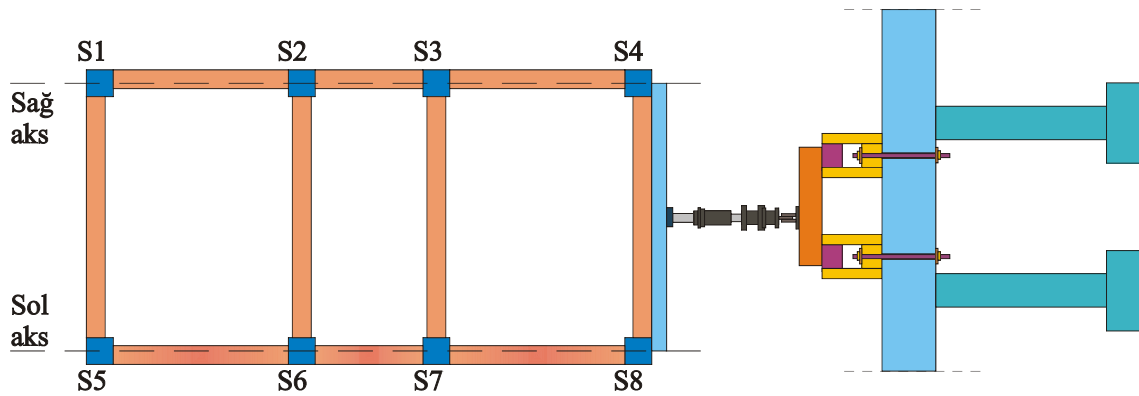


Şekil 3.50 Yükleme sisteminin genel görünüşü



Şekil 3.51 Veren uçlarındaki mafsallı bağlantıları

Şekil 3.52’de deney sisteminin plan görünüşü verilmiştir. Yükleme numuneye planda simetrik olacak şekilde yapılmıştır.

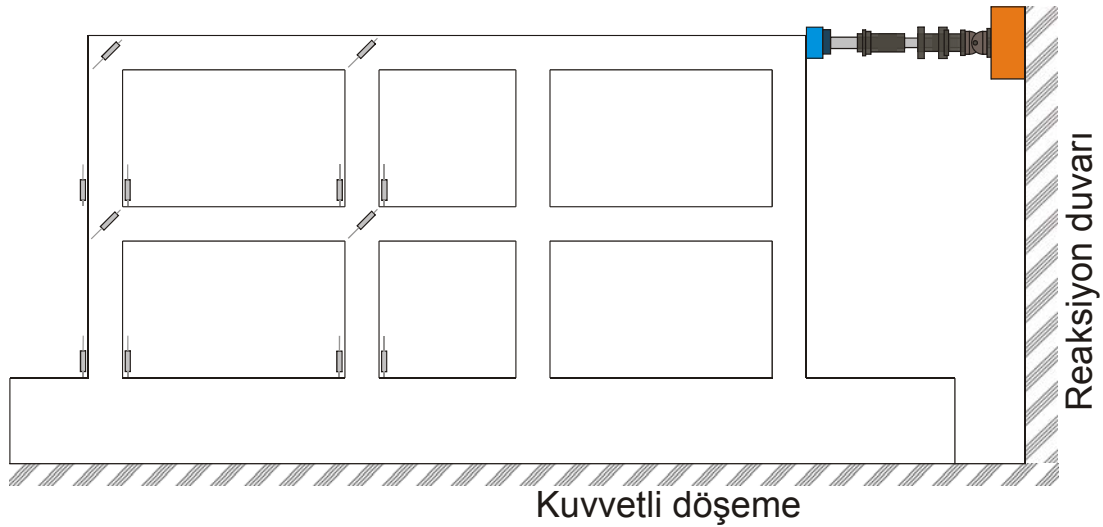


Şekil 3.52 Deney sisteminin üstten görünüşü

### 3.6.2 Veri toplanması

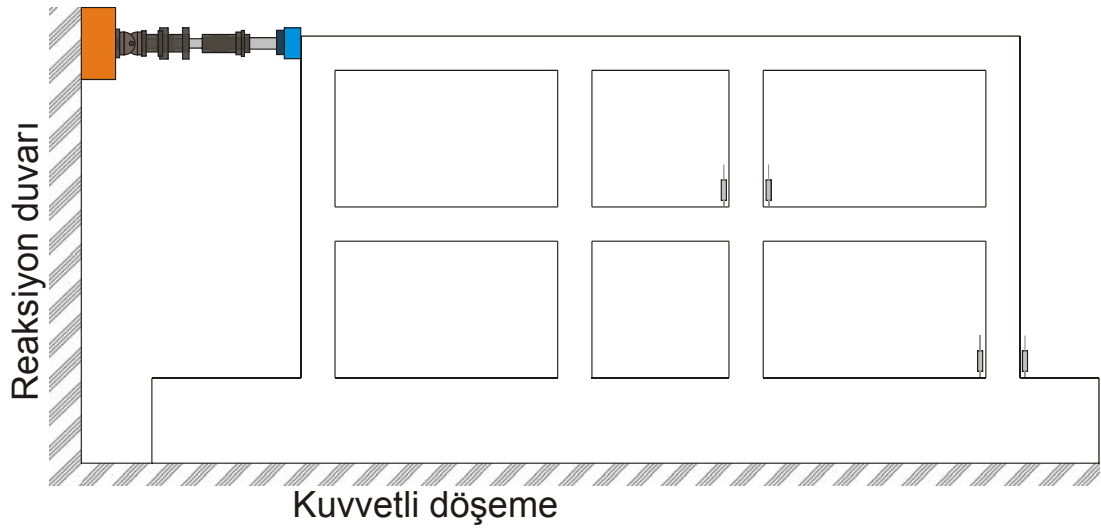
Deneyleerde esas olarak sol akstan deplasman verileri toplanmış bu verilerin ve simetrik hareketin kontrolü için sağ akstan da az sayıda kontrol verisi alınmıştır. Deneyleerde eğrilik okuması için kolon ve kirişlerin eğilme aksına göre çekme ve basınç bölgelerinden eleman boyunun belli bir bölümünde uzama/kısalma değerleri okunarak söz konusu bölgedeki eğrilik değişimleri incelenmiştir. Yapıdan alınan deplasman ölçümleri yanında 1 kanaldan yük hücresinden gelen yatay kuvvet değeri girdi olarak alınmış, 1 kanaldan da piston deplasmanı verisi okunmuştur. Yapı Laboratuvarında daha önce yapılmakta olan deneyleerde deplasman okumaları ve yük okumaları ayrı cihazlar (DARTEC ve ADU) tarafından yapılmakta idi. Bu deney sonrasında da önemli bir işlem yükü getirmekte idi. Yük ve deplasman verilerinin aynı sistemle okunması ile önemli bir sorun giderilmiştir.

RY numunesinin deneyinde eğrilik ve deplasman verilerinin toplanması için yerleştirilen deplasman ölçerlerin planı Şekil 3.53-56'da verilmiştir.

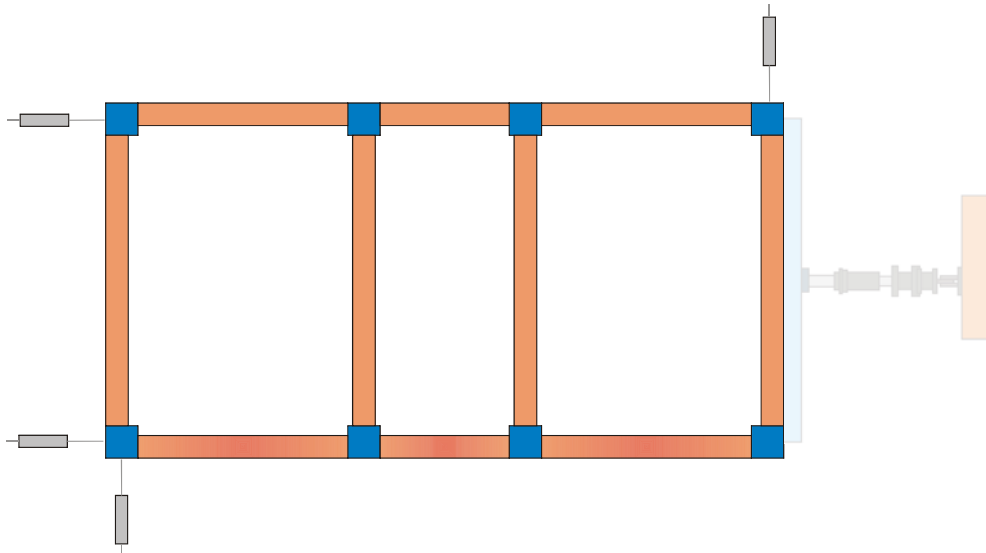


**Şekil 3.53** RY deneyi sol aks deplasman ölçer yerleşim planı

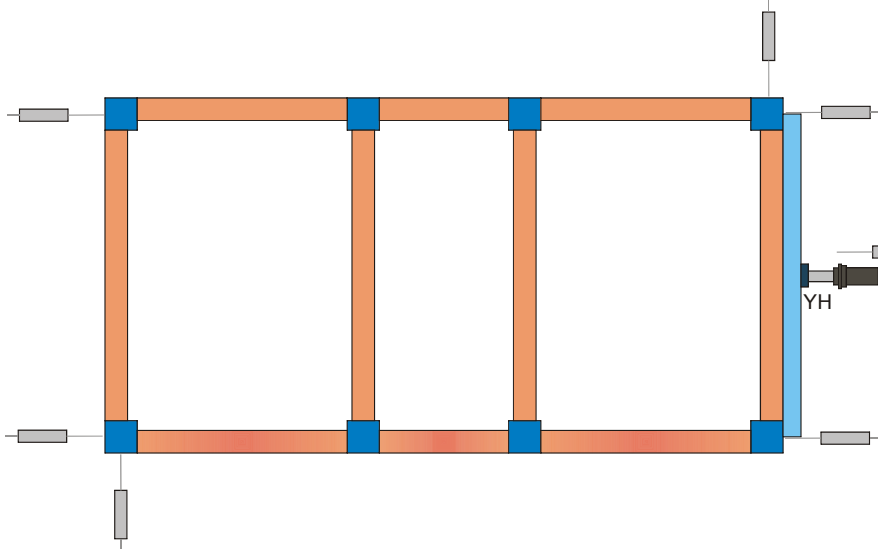
OGY ve GY numuneleri perdeli sisteme sahip olduğu için deplasman ölçer yerleşimleri RY numunesinden farklıdır. OGY numunesi için deplasman ölçer yerleşim planı Şekil 3.57-60'da, GY numunesi için ise Şekil 3.61-64'de verilmiştir.



Şekil 3.54 RY deneyi sağ aks deplasman ölçer yerleşim planı

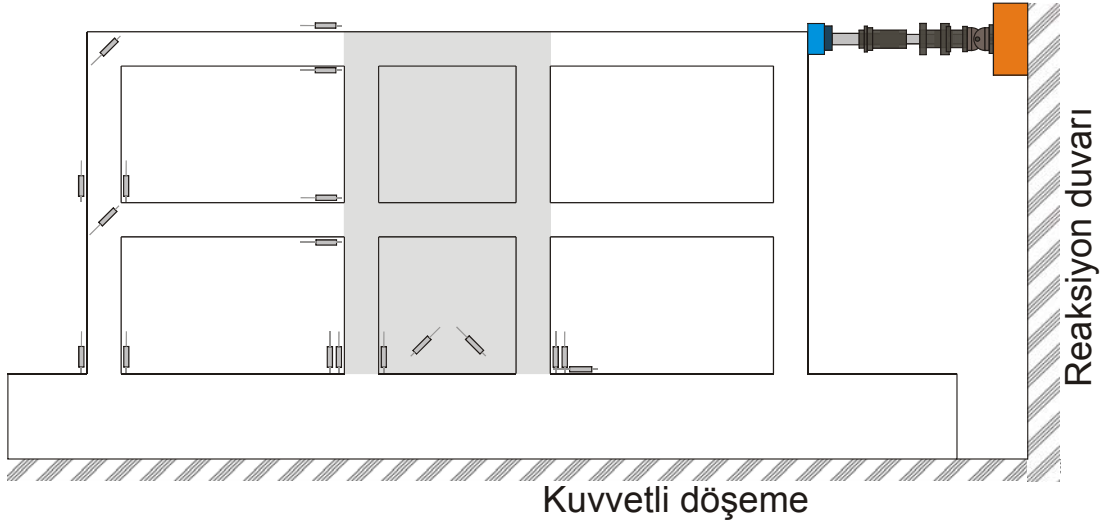


Şekil 3.55 RY deneyi 1. kat deplasman ölçer yerleşim planı

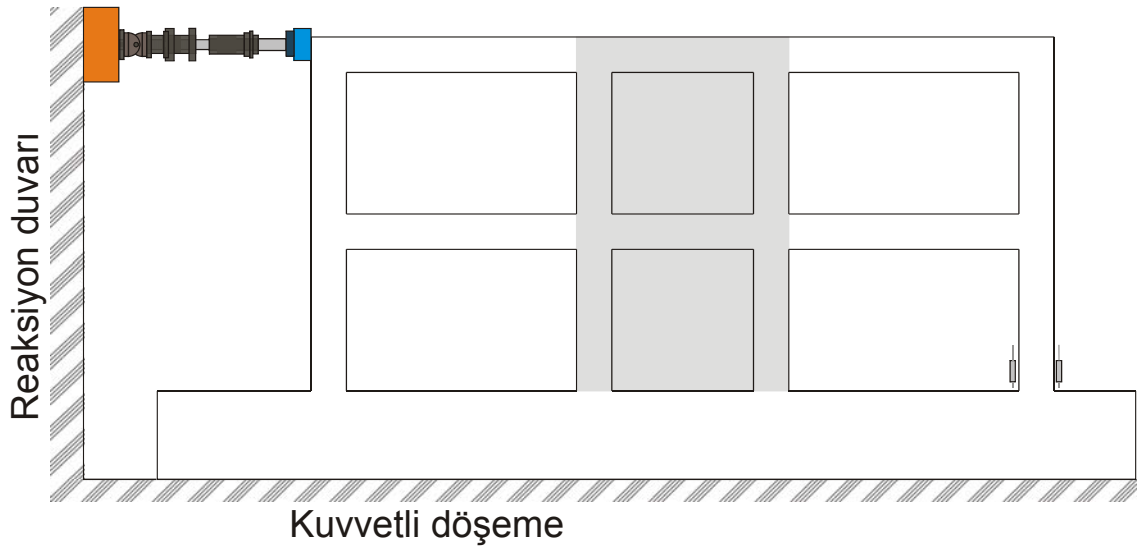


Şekil 3.56 RY deneyi 2. kat deplasman ölçer yerleşim planı (YH: Yük hücresi)

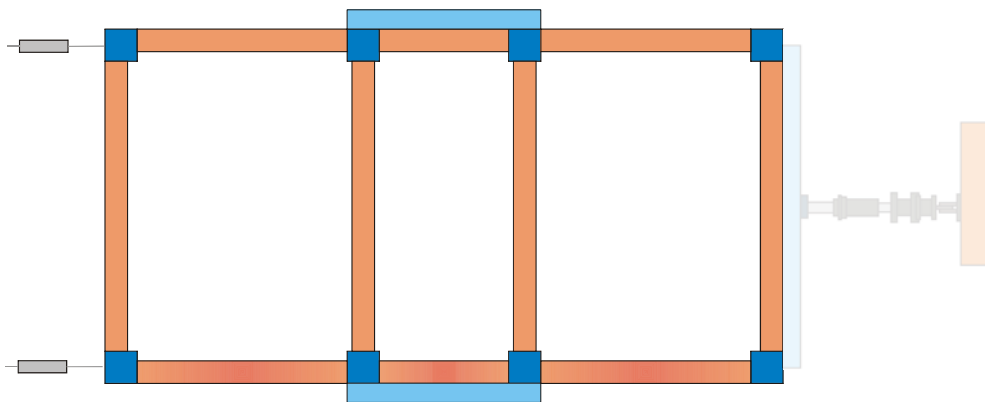




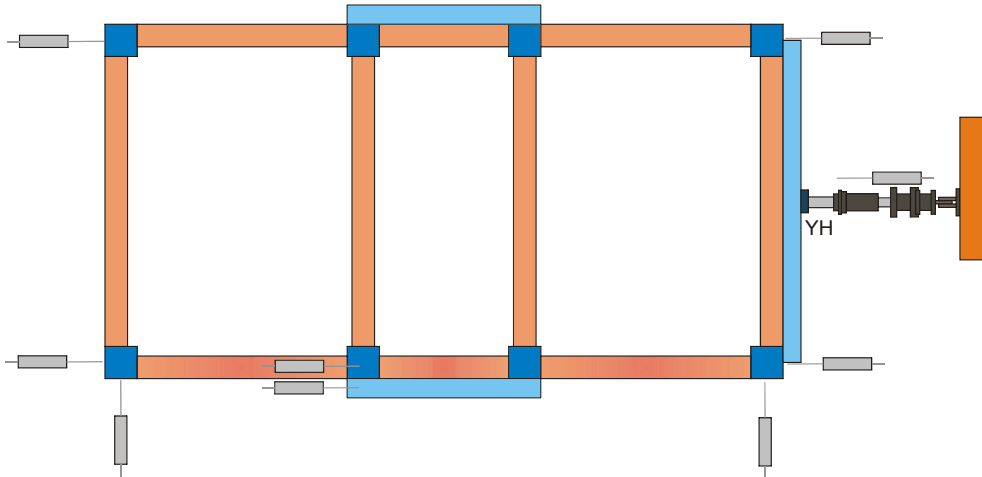
Şekil 3.57 OGY deneyi sol aks deplasman ölçer yerleşim planı



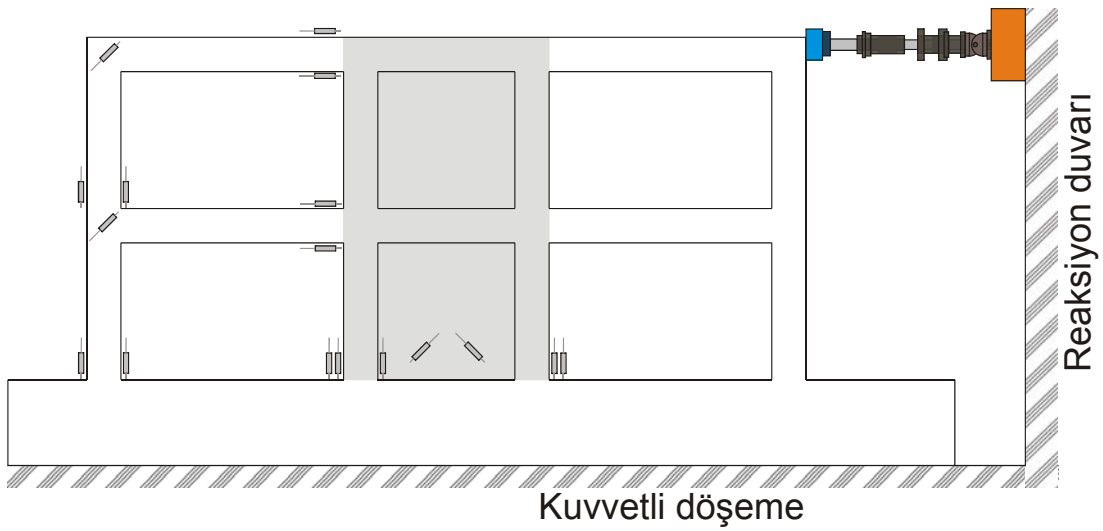
Şekil 3.58 OGY deneyi sağ aks deplasman ölçer yerleşim planı



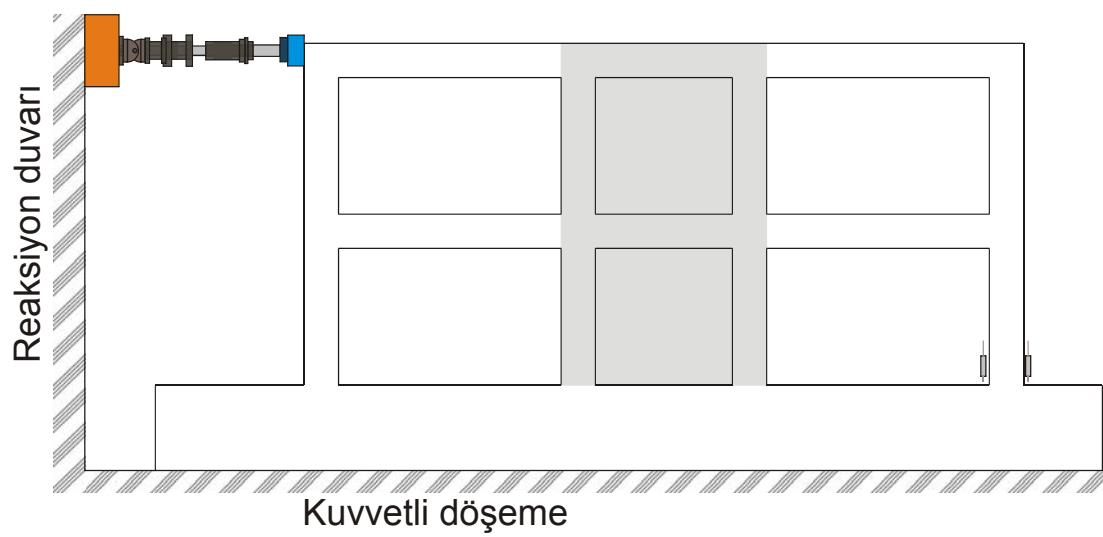
Şekil 3.59 OGY deneyi 1. kat deplasman ölçer yerleşim planı



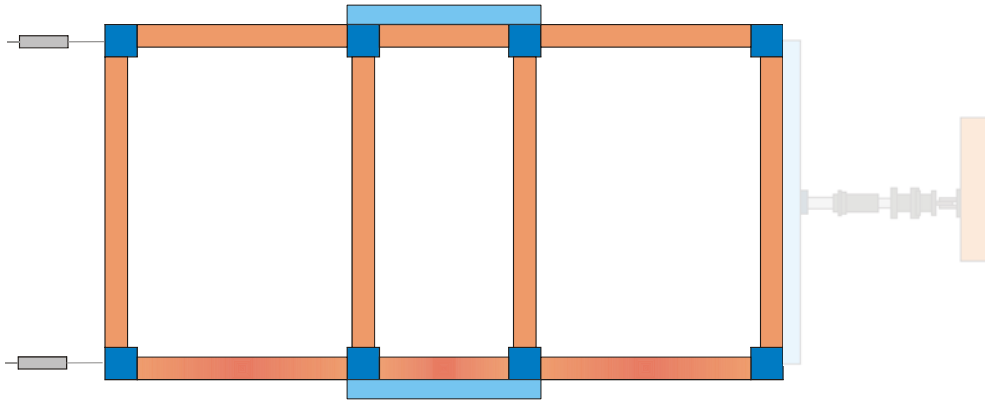
Şekil 3.60 OGY deneyi 2. kat deplasman ölçer yerleşim planı (YH: Yük hücresi)



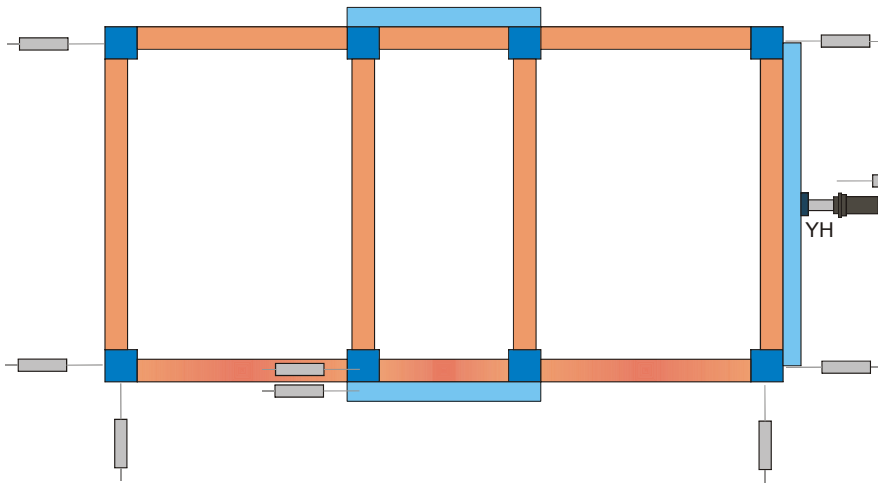
Şekil 3.61 GY deneyi sol aks deplasman ölçer yerleşim planı



Şekil 3.62 GY deneyi sağ aks deplasman ölçer yerleşim planı



Şekil 3.63 GY deneyi 1. kat deplasman ölçer yerleşim planı



Şekil 3.64 GY deneyi 2. kat deplasman ölçer yerleşim planı (YH: Yük hücresi)

## 4. DENEYSEL ÇALIŞMA

### 4.1 Giriş

Bu bölümde deneysel çalışma ile elde edilen sonuçlar verilmiştir. Deneyleri yapılan 3 numuneye uygulanan deplasman geçmişi, çevrim eğrileri ve deneyler sonucunda oluşan hasarlar verilmiş, güçlendirilmiş numunelerde ilave edilen perde ile sistemin deplasman davranışları karşılaştırmalı olarak gösterilmiştir.

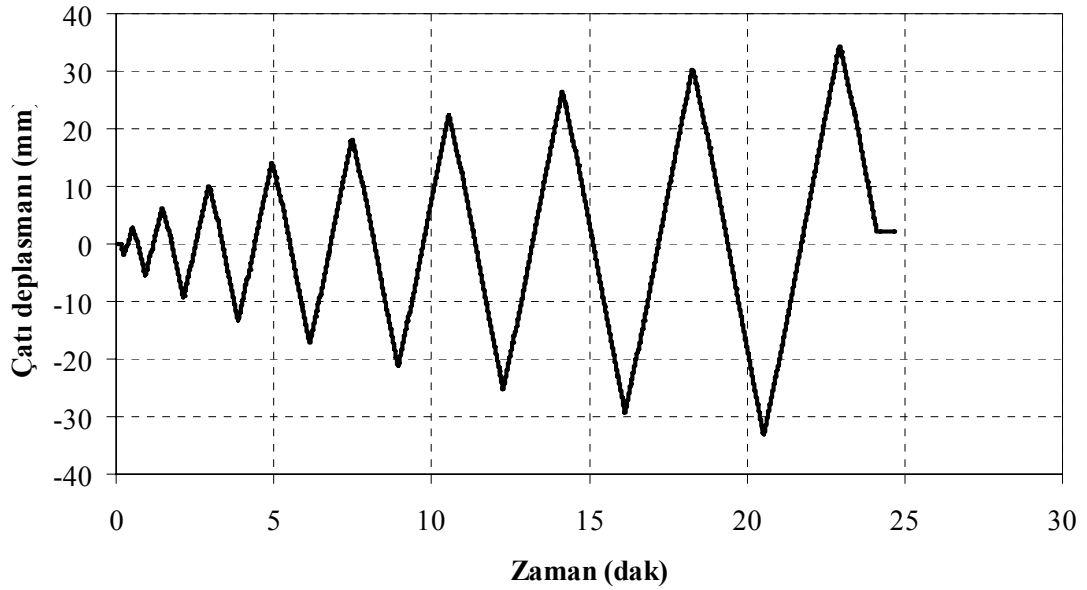
### 4.2 RY Deneyi

Referans yapının deney öncesi görünümü Şekil 4.1’de verilmiştir. Deneyde yapıya uygulanan deplasman-zaman geçmişi Şekil 4.2’de verilmiştir. Yapı tekrarlı tersinir yükleme altında %1,72 görelî ötelenme seviyesine kadar itilerek doğrusal olmayan yapı davranışı elde edilmiştir.

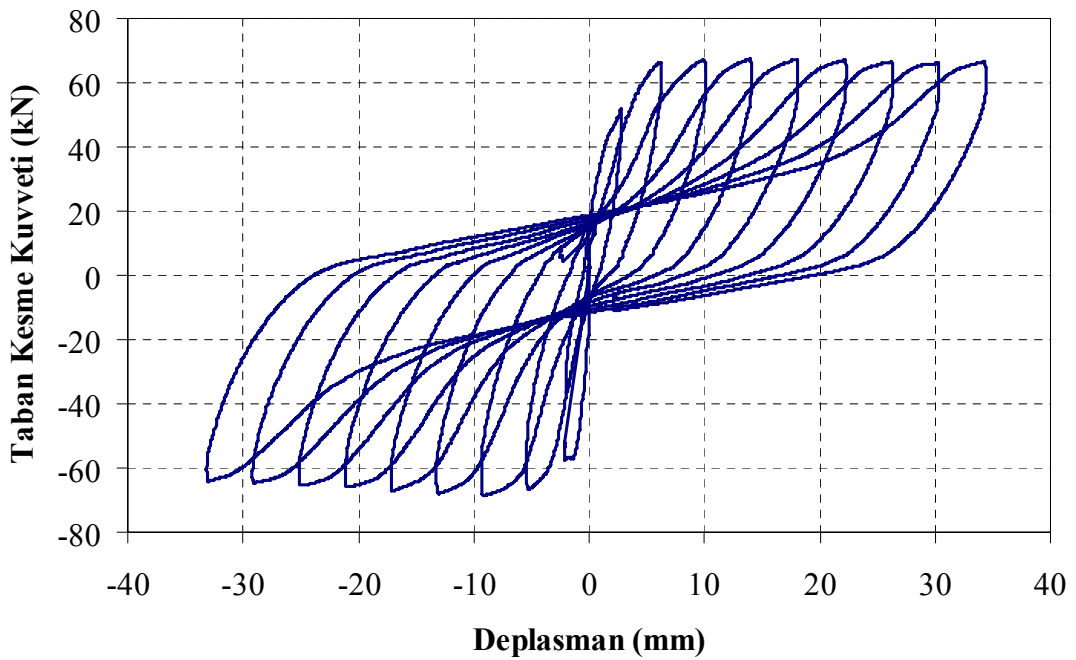


Şekil 4.1 RY numunesinin deney öncesindeki son görünümü

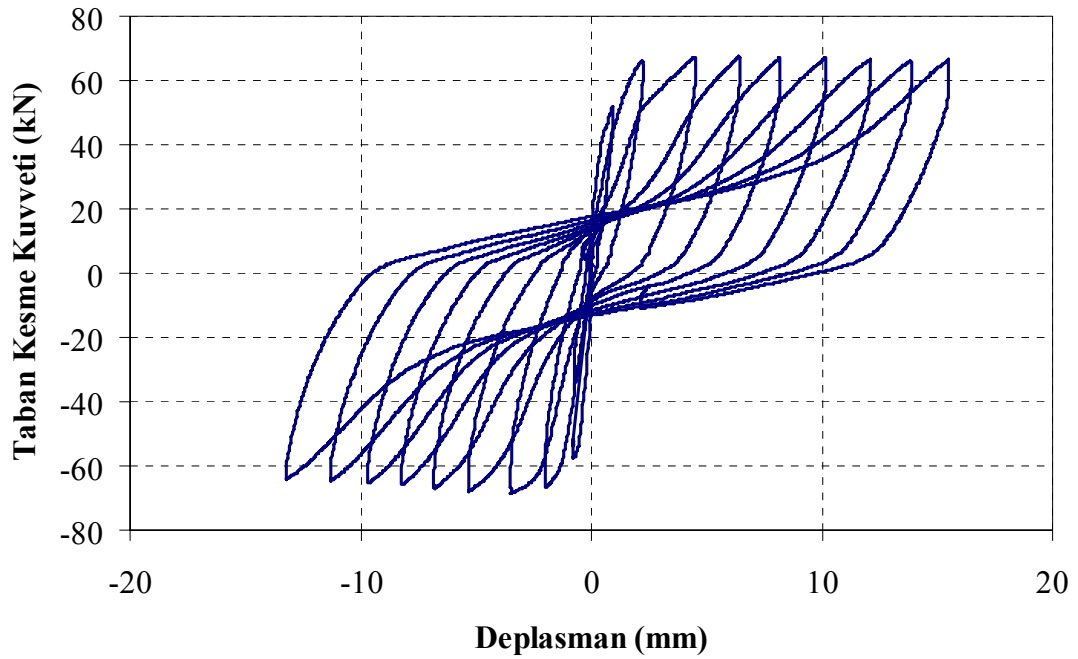
RY numunesi başka bir deneyde onarılarak güçlendirileceği için fazla hasar görmemesi için sınırlı şekilde ötelenmiştir. Verilen yükleme sonucunda elde edilen çatı deplasmanı – yatay kuvvet grafiği Şekil 4.3’de, 1. kat deplasmanına karşılık yatay kuvvetin değişimi de Şekil 4.4’de gösterilmiştir. Yapı son derece düzenli bir çevrim eğrisine sahiptir. Yapı yatay yük taşıma kapasitesini deney boyunca korumuştur.



Şekil 4.2 RY deneyi deplasman - zaman geçmişi

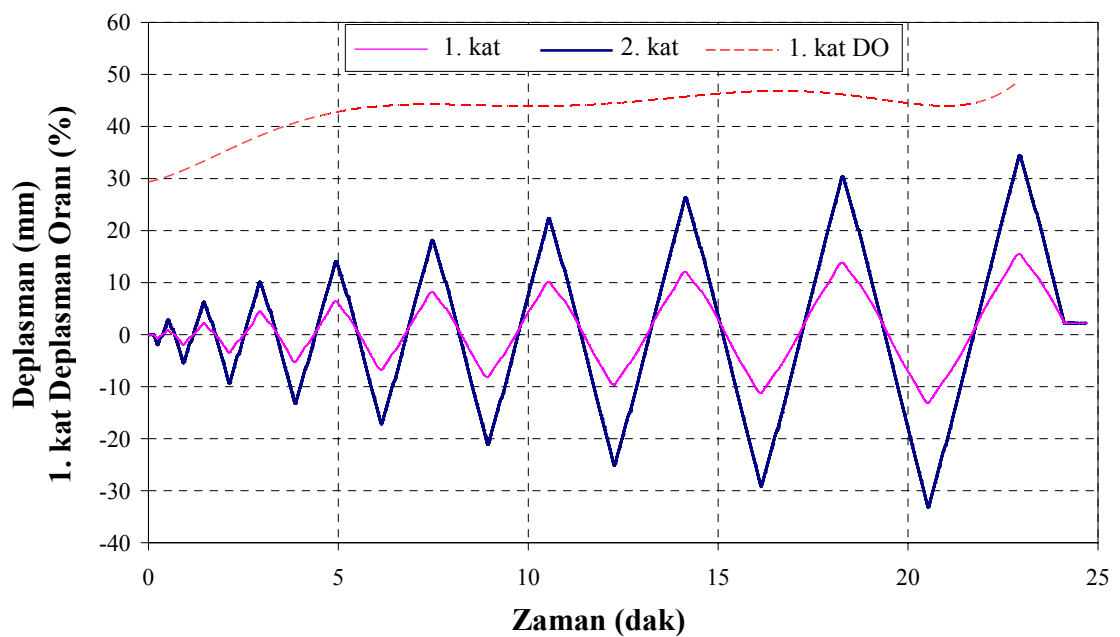


Şekil 4.3 2. Kat yük – deplasman çevrimi



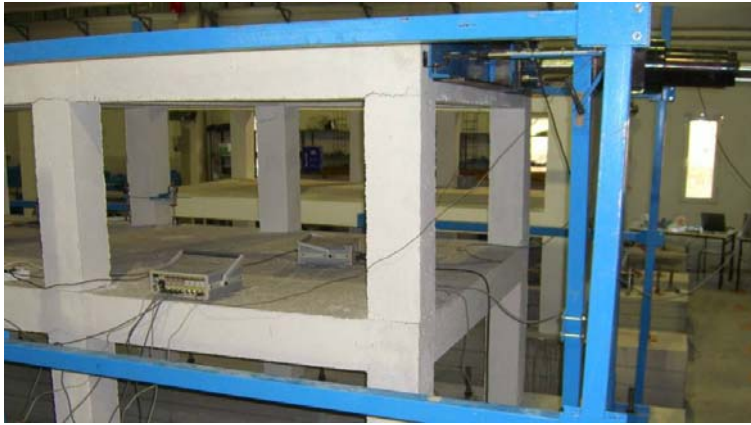
Şekil 4.4 1. Kat yük deplasman - çevrimi

Şekil 4.5’de 1. ve 2. kat deplasmanlarının deney boyunca değişimi ve 1. katın deplasmanının toplam deplasman yüzdesel olarak oranı verilmiştir. 1. kat deplasmanlarının sistem deplasmanının başlangıçta %30’unu oluşturduğu, deney genelinde de bu oranın %40-50 aralığında seyrettiği görülmektedir. Yani 2. kat, deney boyunca 1. kata göre daha fazla deplasman göstermiştir.



Şekil 4.5 1. Kat deplasmanları ve 2. kat deplasmanlarının değişimi

Deney sonunda numunede oluşan hasarlara ilişkin bazı resimler de Şekil 4.6-10'da örneklendirilmiştir. Numunede kayma hasarı, donatı sıyrılması gibi hasarlar oluşmuş ancak yapıda aksel yük düzeyinin düşük olması ve donatı oranının düşük tutulması sebebiyle sünek bir davranış gözlemlenmiştir. Hasar büyük ölçüde kolonlarda meydana gelmiş, kirişlerde yer yer gözlenen kılcal çatlakların haricinde çatlak oluşumu gözlemlenmemiştir. Şekil 4.6-7'de sol ve sağ akslarda deney sonunda görülen hasar şekilleri gösterilmiştir.



**Şekil 4.6** Numunenin deney sonundaki görünümü (sol aks)



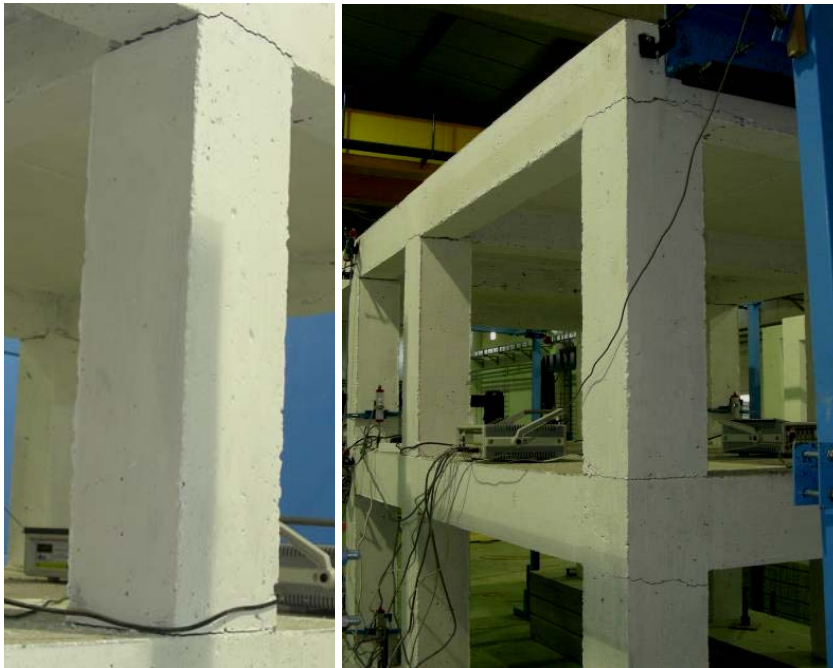
**Şekil 4.7** Numunenin deney sonundaki görünümü (sağ aks)





**Şekil 4.8** Numunede ilk çatlak oluşumu

Şekil 4.8’de görüldüğü gibi ilk çatlak oluşumu, 2. kat kolonlarının üst uçlarında gerçekleşmiştir. Deneyin ilerleyen aşamasında kolon üst ucunda oluşan çatlak genişlerken kolonun alt ucunda da çatlak oluşumu gerçekleşmiştir (Şekil 4.9). Üst katta çatlakların oluşumundan sonra kılcal düzeyde kalan çatlaklar alt kat kolonlarının üst uçlarında (Şekil 4.9) ve alt uçlarında da (Şekil 4.10) oluşmuştur.

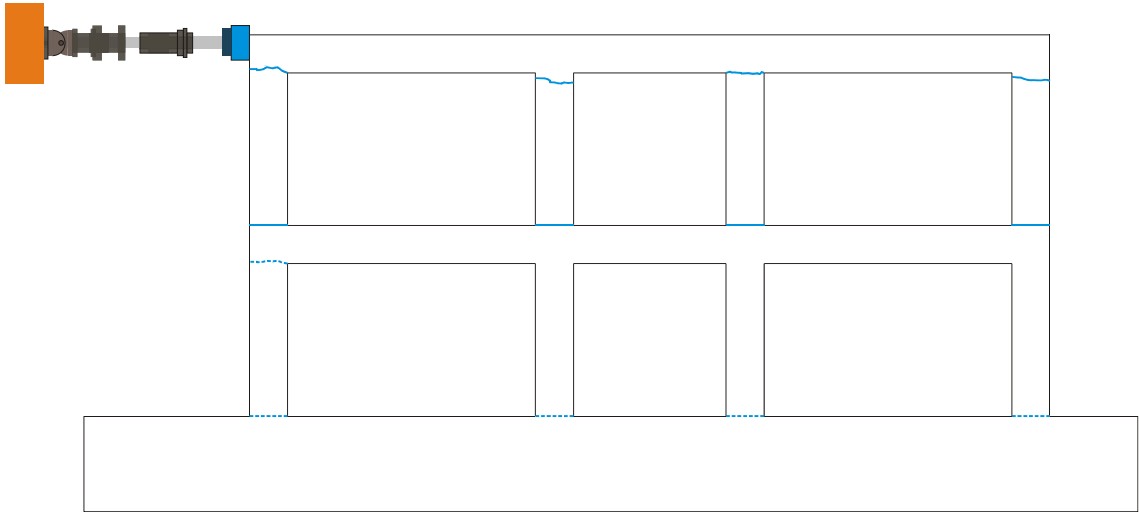


**Şekil 4.9** Kolon üstündeki çatlakların genişlemesi ve alt uçta çatlak oluşumu



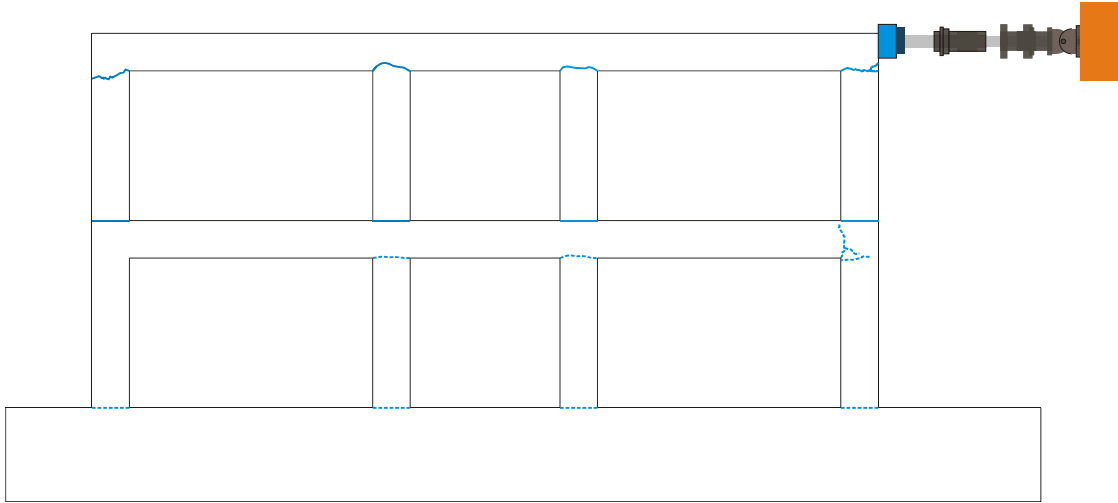
**Şekil 4.10** Kolon-temel bağlantısında çatlak oluşumu

Numuneler, her kat kendi içerisinde bir döküm olacak şekilde üretilmiştir. Bu nedenle kolon alt uçlarında oluşan eğilme çatlakları tersinir yükler altında soğuk derz bölgelerinde düz çizgi şeklinde kayma yüzeyleri oluşturmuştur. Şekil 4.11-12’de deney sonundaki hasar dağılımı gösterilmiştir.



**Şekil 4.11** RY deneyi sonunda yapıda hasar dağılımı (sağ aks)

Deney sonunda sağ ve sol akslarda tam olarak simetrik davranış gözlenmemiştir. Sol aksta çatlak görülen 2 bölgede, sağ aksta gözle görülür bir çatlak oluşmamıştır.



**Şekil 4.12** RY deneyi sonunda yapıda hasar dağılımı (sol aks)

### 4.3 OGY Deneyi

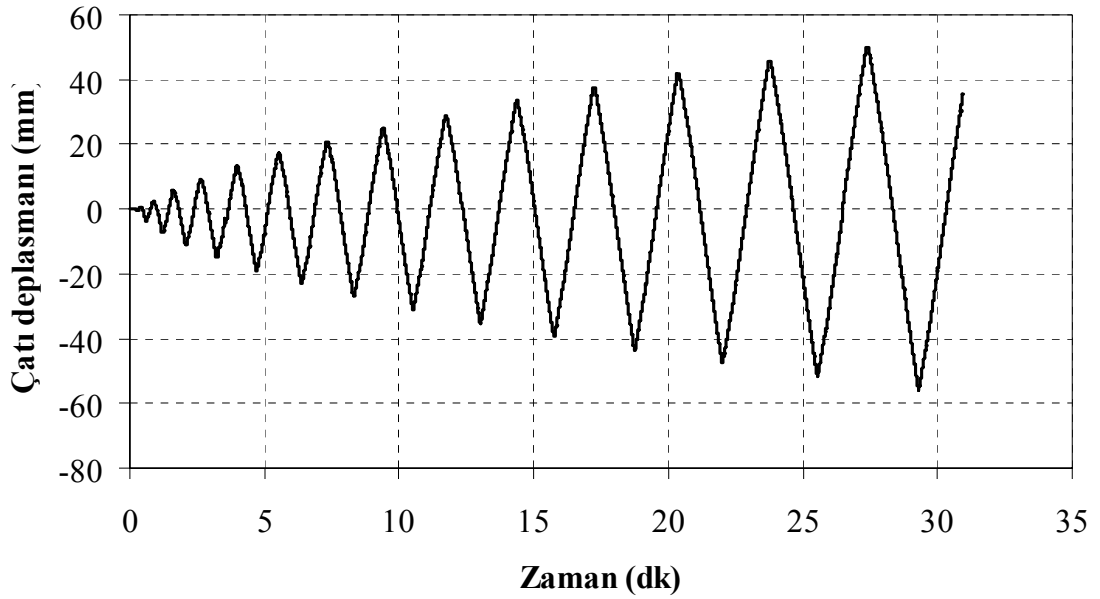
Onarıldıktan sonra güçlendirilen OGY deney numunesinin deney öncesindeki son görünümü Şekil 4.13’de verilmiştir.



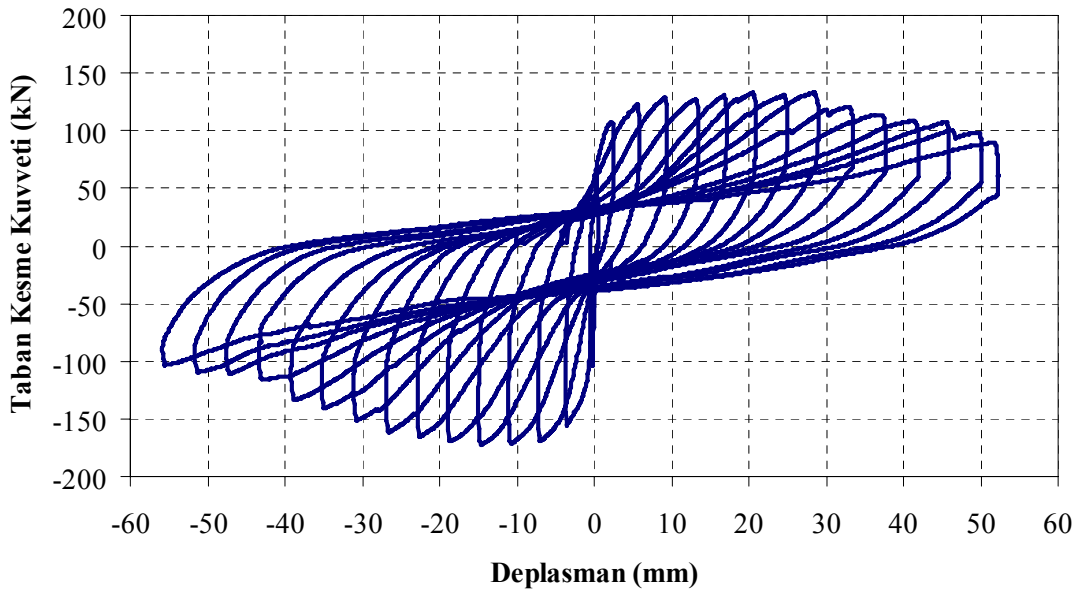
**Şekil 4.13** OGY numunesinin deney öncesi son görünümü

OGY deneyinde numuneye uygulanan deplasmanın zamana göre geçmişi Şekil 4.14’de verilmiştir. RY deneyi gibi tekrarlı yükler altında test edilen yapı %2.8 görelî ötelenme seviyesine kadar zorlanmıştır. Deneyde elde edilen çatı deplasmanı – yatay

kuvvet grafiği Şekil 4.15’de, 1.kat deplasmanına karşılık yatay kuvvetin değimi de Şekil 4.16’da gösterilmiştir.

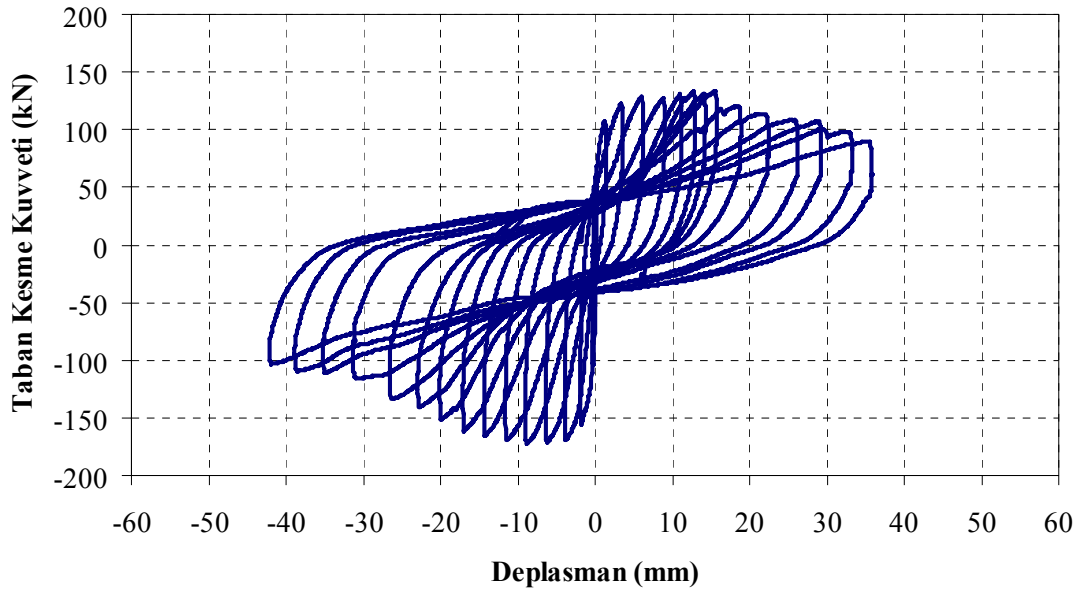


Şekil 4.14 OGY deneyi deplasman - zaman geçmişi



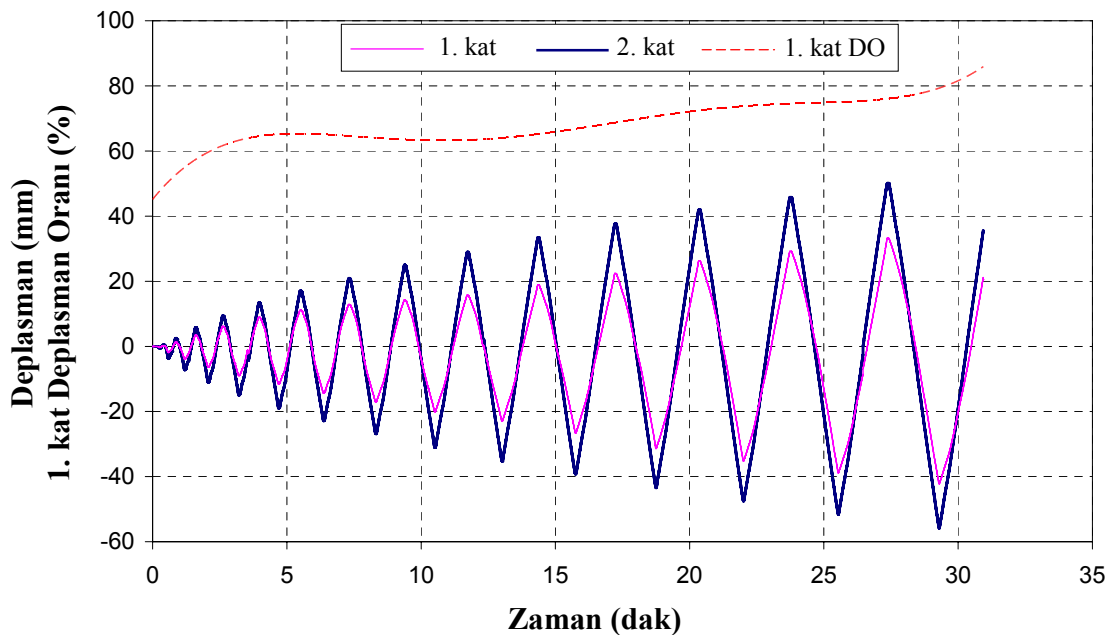
Şekil 4.15 2. Kat yük deplasman çevrimi

Yapının itme yönünde 28.4 mm çatı deplasmanı seviyesinde (%1.42 görelî ötelenme) yatay yük kaybı başlamaktadır. Çekme yönünde belirgin bir yük kaybının yaşanması gözlenmemekle beraber aynı deplasman seviyesi yük kaybının başlangıcı kabul edilebilir.



Şekil 4.16 1. Kat yük deplasman çevrimi

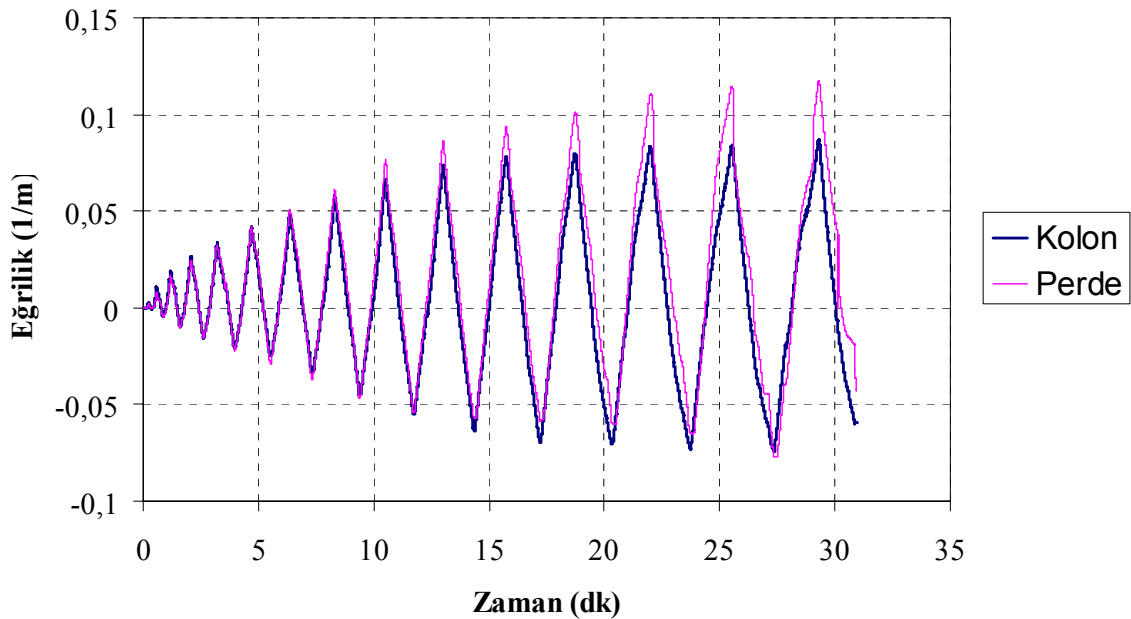
Şekil 4.17’de 1. ve 2. kat deplasmanları ve 1. katın deplasmanının sistem deplasmanına yüzdelik oranı karşılaştırmalı olarak verilmiştir. Deneyin başlangıç çevrimlerinde 1. kat deplasmanı toplam deplasmanın %50-60’ını oluştururken, ilerleyen çevrimlerde bu oran %65 civarında seyretmiştir. Deney sonlarına doğru ise, perde tabanında başlayan kayma davranışı ile bu oran artmaya devam etmiş ve %80 seviyesini aşmıştır.



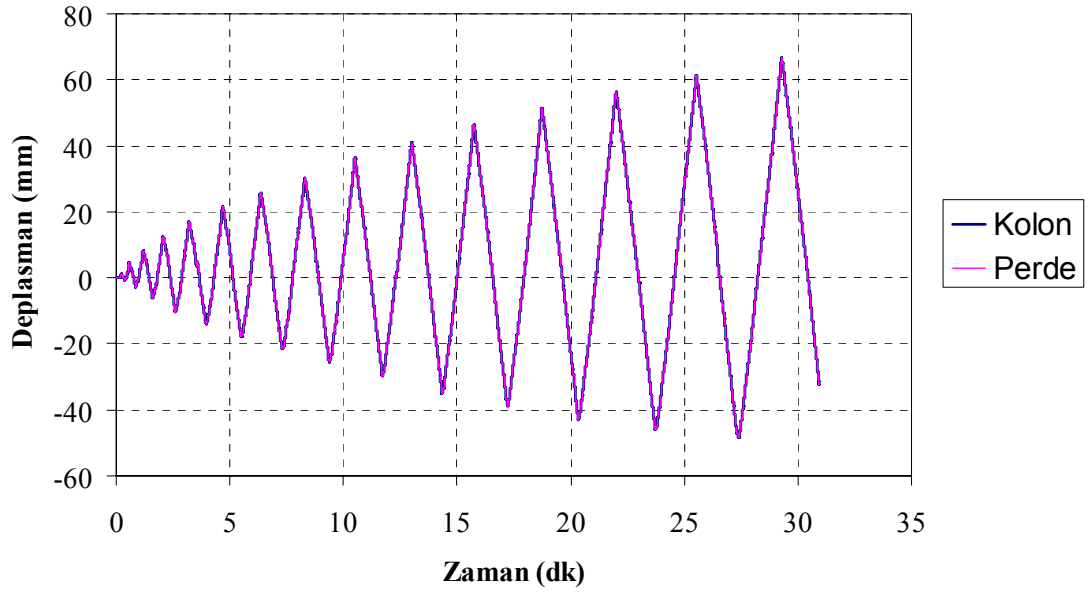
Şekil 4.17 1 ve 2. kat deplasmanları

Deney serisinin en önemli amacı dış-perdelerin güçlendirme uygulamalarında etkin bir şekilde kullanılabilceğinin gösterilmesidir. Bu durum her ne kadar yapının yatay yük taşıma kapasitesindeki artışla ortaya çıksa da perde ve bağlandığı diğer yapısal elemanların birlikte çalıştığı gösterilmesi de gereklidir. Şekil 4.18’de perde tabanında perdenin iki uç lifine ve perdenin bağlandığı kolonların dış liflerine bağlanan potansiyometrik cetvellerden elde edilen eğrilik değişimleri verilmiştir. Deneyin ilk çevrimlerinde kolon ve dış perdeden elde edilen eğrilik değerlerinin uyumlu olduğu %1.47 göreceli ötelenme seviyesinin aşılmasından sonra eğrilik değerlerinin farklılık göstermeye başladığı görülmektedir. Ancak, özellikle perde tabanındaki kayma davranışının düşük düzeylerde bulunduğu bu ötelenme düzeyi aşıldıktan sonra zaten sağlıklı bir eğrilik okumasından söz edilemez.

Şekil 4.19’da ise perde üst ucunda ve perdeye bağlı kolonlardan birisinin üst ucunda okunan yatay deplasman değerleri gösterilmiştir. Kolondan ve perdeden okunan deplasman değerleri deney sonuna kadar birbiriyle uyumlu olarak değişmiştir. Bu durum deney esnasında gözlemsel olarak da teyit edilmiştir. Şekil 4.18 ve Şekil 4.19 bir arada değerlendirildiğinde uygun şekilde ankrajlarla bağlanmış olan dış perdenin bağlandığı kolon ve kirişlerle birlikte üretilmiş gibi davranabildiği deneyde görülmüştür.



Şekil 4.18 Perdede oluşan eğrilik (perde ve kolona bağlanan cetvellerle hesaplanan)



**Şekil 4.19** Kolon ve perde üst uçlarının yatay hareketi

Deney sonunda numunede oluşan hasarlara ilişkin bazı resimler Şekil 4.20-30'da örneklendirilmiştir. Numunede kayma hasarı, donatı sıyrılması gibi hasarlar gözlenmiş olmasına rağmen, yapıda aksel yük düzeyinin düşük olması ve donatı oranının düşük tutulması sebebiyle sünek bir davranış gözlenmiştir. Hasar büyük ölçüde kolonlarda meydana gelmiştir. Kirişlerde yer yer gözlenen kılcal çatlakların haricinde çatlak oluşumu gözlenmemiştir. Nihai durumda güçlendirme perdelerinin tabanında kayma hasarı oluşumu ile yapı, yük taşıma kapasitesini kaybetmiştir.



**Şekil 4.20** Numunenin deney sonundaki görünümü (yükleme yönünden)





**Şekil 4.21** Numunenin deney sonundaki görünümü (sağ aks)

Şekil 4.22’de perde tabanında eğilme hareketi ile meydana gelen ilk çatlak oluşumu görülmektedir. Bu çatlaktan sonra ilk çatlaklar ikinci kat kolonlarında gözlenmiştir.



**Şekil 4.22** Numunede ilk çatlak oluşumu

Referans yapı ile dış perdeyi bağlayan kesme ankrajları deney sonuna kadar istenen düzeyde performans göstermişleridir. Deneyin ara adımlarında dış perde ve kolonun eğilme etkisi altında bir döküm gibi davranmaları Şekil 4.23’de görülmektedir.



**Şekil 4.23** Perde ve kolonun birlikte eğilmesi

Perde tabanında deney sonunda 4 cm'ye yaklaşan kayma davranışı gözlenmiştir. Şekil 4.24'te oluşan kalıcı deplasman görülmektedir. Bu deplasman seviyesinde dahi dış-perde ile yapı bağlantısı kusursuz çalışmaya devam etmiştir.



**Şekil 4.24** Deney sonunda perde tabanında kayma

Perdenin eğilmesi ile temel üzerindeki soğuk derz bölgesinde oluşan eğilme çatlakları genişleyerek dış liflerdeki donatılar sırayla kopmuştur. Dış liflerde kopmuş donatılar Şekil 4.25'te görülmektedir. Donatıların beton ezilmesinden önce akarak kopması

davranış bakımından istenen bir durumdur. Ancak, donatıların kopması ile perdenin sürtünme kesmesi kapasitesi azalmış, perdede kayma davranışı başlamıştır.



**Şekil 4.25** Kolon-perde donatılarının eğilme davranışı ile kopması

Onarılmış numunelerde çatlak gelişimi daha önce çatlayarak hasar gören bölgelerde ortaya çıkmamış, bu çatlakların bir miktar altında veya üzerinde görülmüştür. Epoksi enjeksiyonunun hasarlı bölgelerin dayanımına olumlu katkısı Şekil 4.26'da da görülmektedir. Ayrıca, Şekil 4.27'de görülen 2. kat kolonu ile birleşim bölgesi arasındaki çatlak da epoksi enjekte edilen çatlağın biraz üzerinde ortaya çıkmıştır.



**Şekil 4.26** Köşe kolon kiriş birleşiminde kolon hasarları





**Şekil 4.27** Yapının ikinci katında hasar durumu (sol aks)

Şekil 4.28’de perdede kayma davranışı başlangıcı sonrasında ortaya çıkan aşırı ötelenme talepleri örneklenmiştir. Kolon uçlarında büyük dönme davranışı görülmektedir.



**Şekil 4.28** 1. Kat kolonunda oluşan ötelenme ve hasar

Referans yapı deneyinde hiç görülmeyen kiriş hasarları OGY deneyinde gözlenmiş ancak, kirişlerin kolonlara göre oldukça güçlü olması nedeniyle kirişlerde hasar sınırlı düzeyde kalmış, perdeye bağlanan uçlarda eğilme çatlakları oluşmuştur (Şekil 4.29).



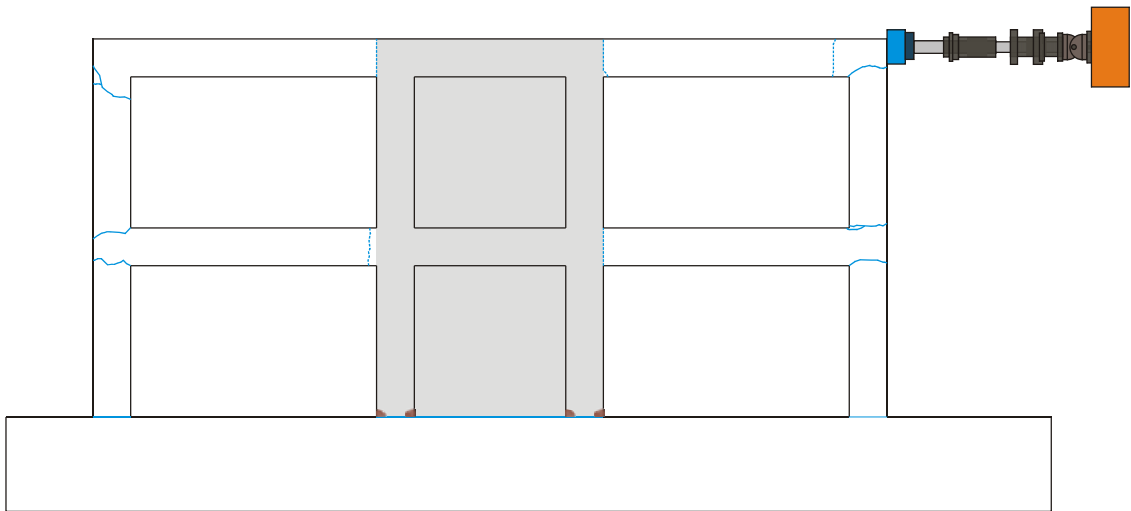
**Şekil 4.29** Perdeye bağlanan kirişte eğilme hasarı

Şekil 4.30'da deneyin son iki çevriminde gözlenen davranış verilmiştir. Her iki resimde de perde-temel bağlantısında meydana gelen kayma ile 1. katta oluşan deplasman fazlalığı görülmektedir. Perdenin kaymaya başlaması ile eğilme davranışı tamamen sona ermemiş ancak, perde eğilmesi ile çok fazla zorlanmayacak olan 1. katta kayma etkisiyle daha büyük plastik deplasman talepleri ortaya çıkmıştır.

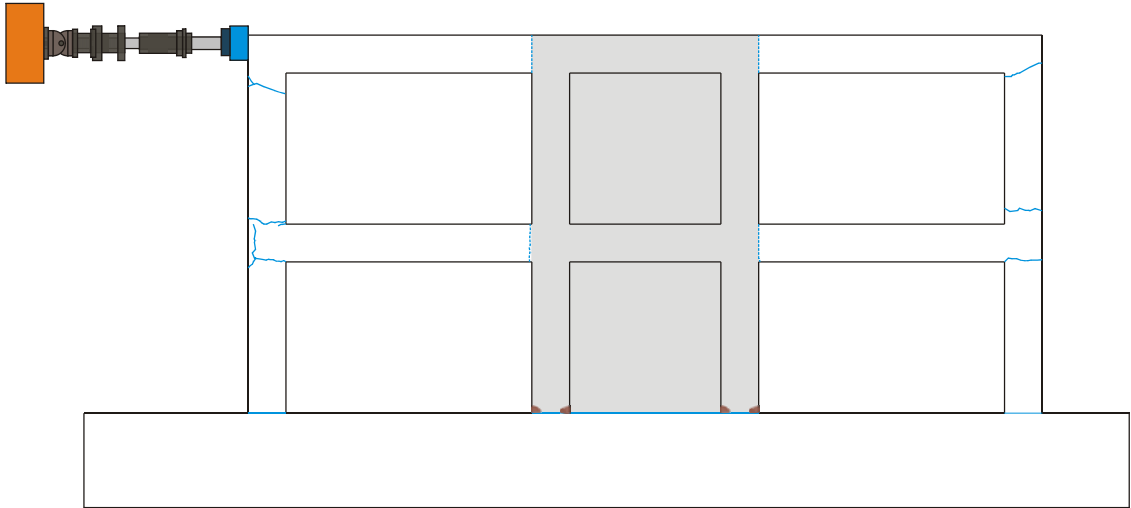
Şekil 4.31-32'de deney sonunda oluşan hasarlar şematik olarak gösterilmiştir. RY deneyinde eğilme davranışı sonucu oluşan ve deplasmanların büyümesi ile genişleyen çatlaklar görülmekte iken, OGY deneyinde bu hasarlara ilave olarak perdeye bağlı kolonların tabanında eğilme etkisi ile kabuk dökülmeleri de görülmüştür. RY deneyinde gözlemlenen ve çoğunlukla düzgün şekilde oluşan çatlaklar ise bu deneyde epoksi enjeksiyonu nedeniyle çok daha farklı şekiller almıştır.



Şekil 4.30 Deneyin son iki çevriminde gözlenen davranış



Şekil 4.31 Deney sonunda hasar dağılımı (sol aks)



Şekil 4.32 Deney sonunda hasar dağılımı (sağ aks)

#### 4.4 GY Deneyi

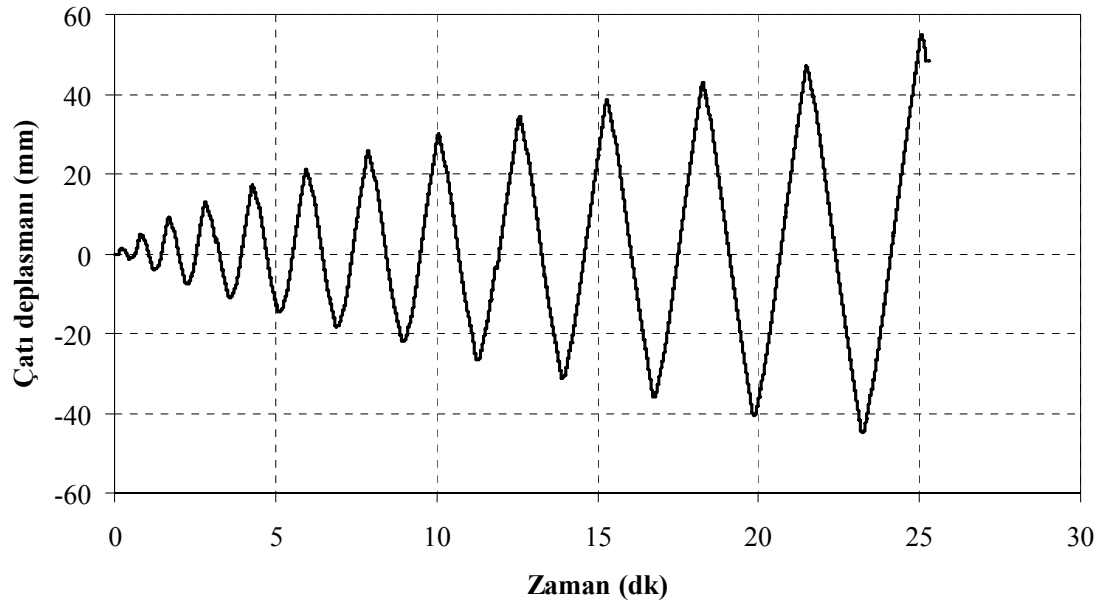
Güçlendirilmiş yapı deneyi öncesinde deney modelinin son görünümü Şekil 4.33’de verilmiştir. Modele Şekil 4.34’de verilen deplasman geçmişi yükleme olarak uygulanmış ve modelin tekrarlı tersinir yükler altındaki davranışı araştırılmıştır.



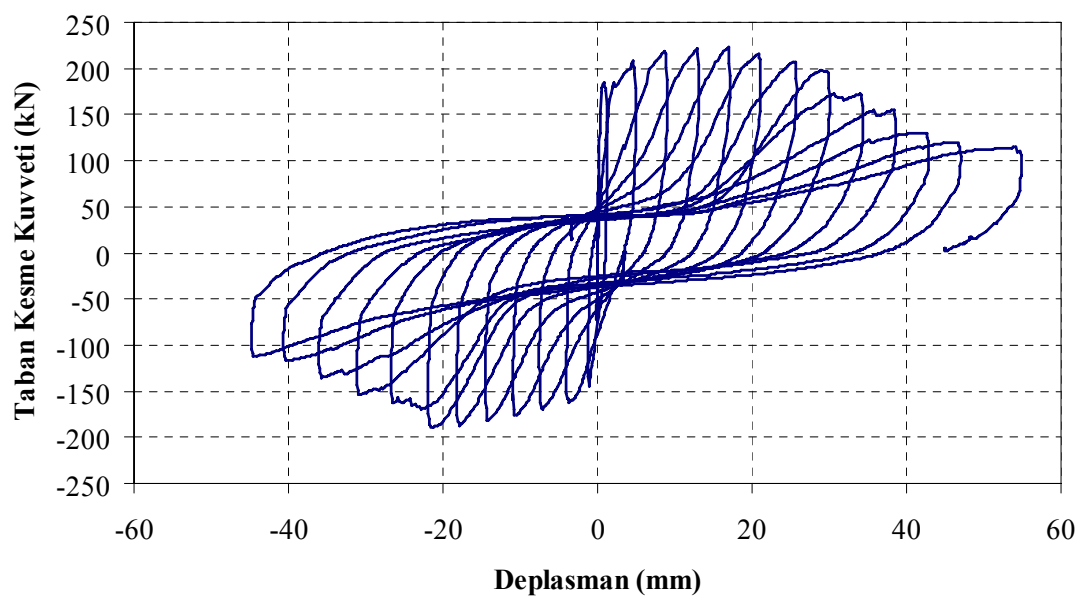
Şekil 4.33 Modelin deney öncesi son görünümü



Deneyde 2. kat ve 1. kat yatay deplasmanları için elde edilen çevrim eğrileri sırasıyla Şekil 4.35-36'da görülmektedir. Yapı kapasitesinin belirgin şekilde azalmaya başlaması itme yönü için 29.8 mm, çekme yönü için 21.5 mm çatı deplasmanının aşılmasından sonra gerçekleşmiştir. Bu değerler sırasıyla %1.49 ve % 1.08 göreceli ötelenme miktarlarına karşılık gelmektedir. Yapı itme yönünde hem daha büyük yatay yük taşıma kapasitesine hem daha fazla deplasman kapasitesine sahiptir.

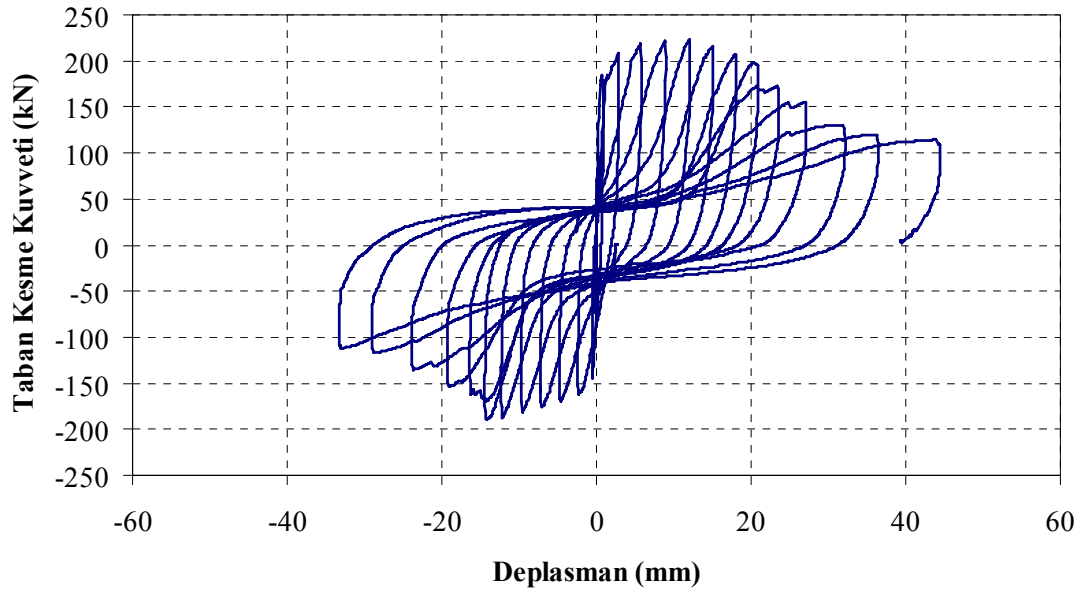


Şekil 4.34 GY deneyi deplasman - zaman geçmişi

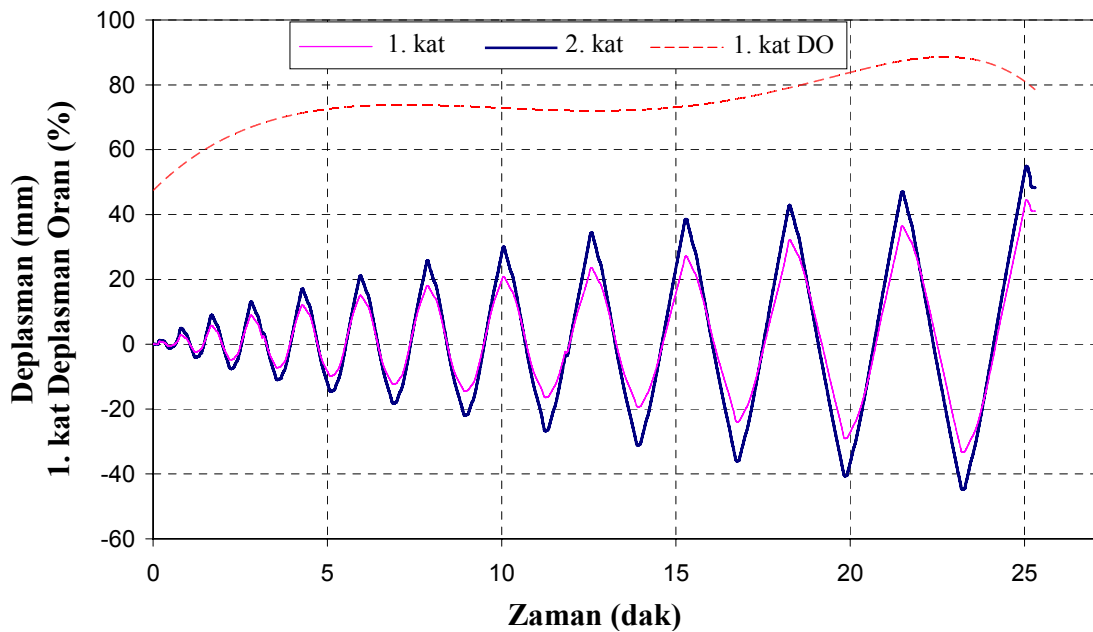


Şekil 4.35 2. Kat yük deplasman çevrimi

OGY deneyinde olduğu gibi, 1. kat deplasmanını ile 2. kat deplasmanları arasındaki farkın küçük olduğu, deplasmanların 1. katta daha fazla olduğu görülmektedir. Deney başlangıcında her iki kat yaklaşık eşit deplasmanlar gösterirken, ilk çevrimlerde 1. katın toplam deplasman içerisindeki %50 olan oranı %70 seviyelerine kadar çıkmıştır. Deneyin son aşamasında kadar bu şekilde davranış gözlenirken deney sonlarında, 1. katın toplam deplasmana oranı %80-90 aralığında seyretmiştir.

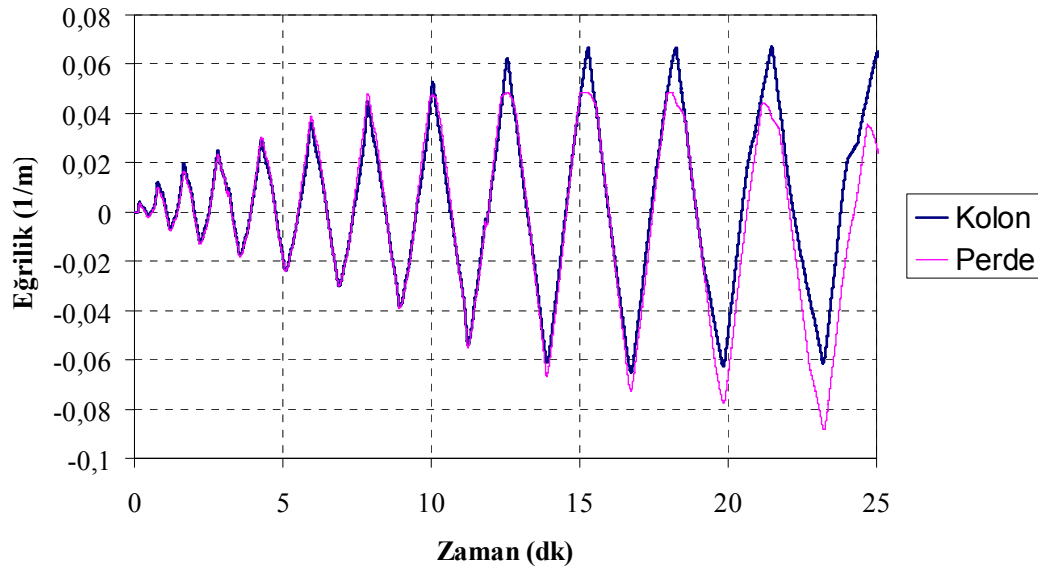


Şekil 4.36 1. Kat yük deplasman çevrimi



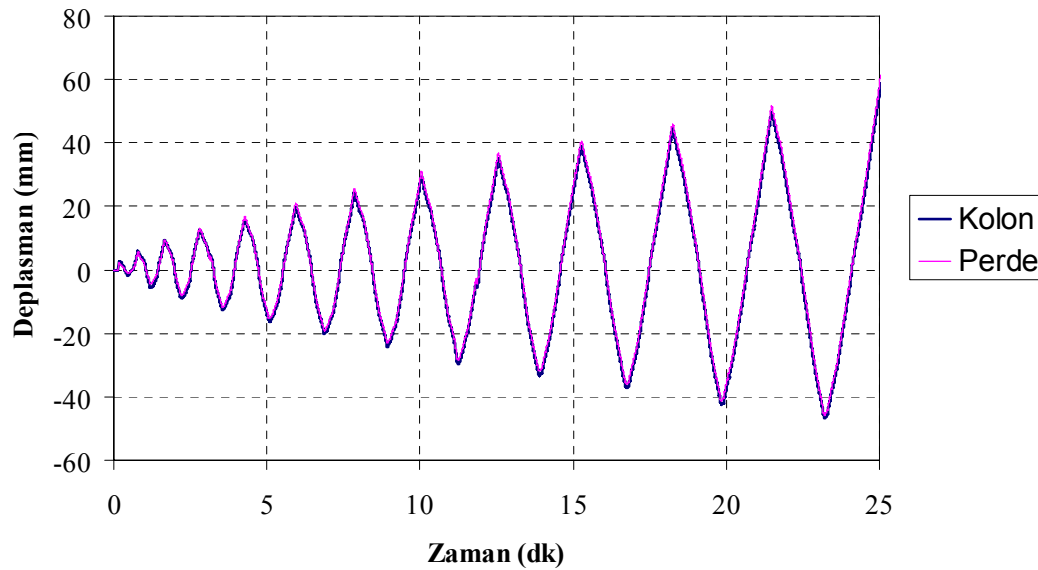
Şekil 4.37 1. ve 2. kat deplasmanları

Perde ve bağlandığı iki kolonun dış liflerine bağlanan deplasman ölçerler kullanılarak hesaplanan eğrilik değerleri Şekil 4.38’de görülmektedir. OGY deneyinde olduğu gibi GY deneyinde de ilk çevrimlerde kolon ve perdeden uç lif uzamalarından elde edilen eğrilik değerleri birbiriyle uyum göstermiş, ilerleyen çevrimlerde perde tabanında oluşan kayma hareketi ile bu uyum kaybolmuştur.



**Şekil 4.38** Perdede oluşan eğrilik (perde ve kolona bağlanan cetvellerle hesaplanan)

Şekil 4.39’da ise perde üst ucu ve bağlandığı kolonun üst ucunda ölçülen yatay deplasmanlar gösterilmiştir. Bu deplasman değerlerinin deney sonuna kadar uyumlu olduğu görülmektedir.



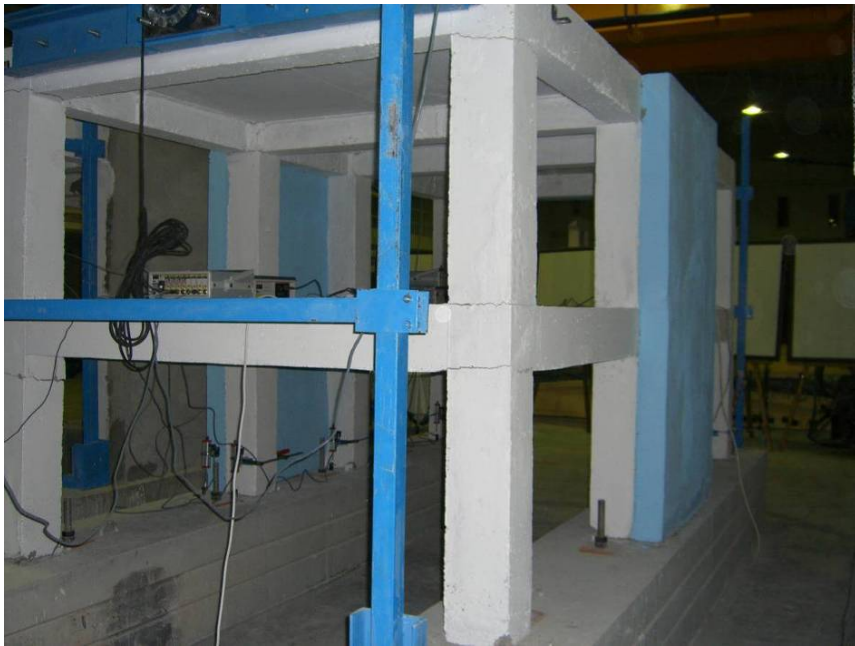
**Şekil 4.39** Kolon ve perde üst uçlarının yatay hareketi

Deney sonunda numunede oluşan hasarlara ilişkin bazı resimler Şekil 4.40-52’de örneklendirilmiştir.



**Şekil 4.40** Numunenin deney sonundaki görünümü (sol aks)

Şekil 4.40- 41’de deney sonunda sağ ve sol akslarda oluşan hasarlara ilişkin genel görünüm verilmiştir. Her iki şekilde de perde tabanındaki kaymanın etkisiyle birinci katta meydana gelen ötelenme açıkça görülmektedir.



**Şekil 4.41** Numunenin deney sonundaki görünümü (sağ aks)

Referans yapı deneyinin aksine bu deneyde çatlak ve mafsall oluşumları 2. katla ve kolonlarla sınırlı kalmamış, 1. kat kolonlarında ve perdeye bağlanan kirişlerde de mafsall oluşumları izlenmiştir. Şekil 4.42’de GY numunesi kolonlarında gözlenen ilk çatlak oluşumları verilmiştir.



Şekil 4.42 Numunede ilk çatlak oluşumları



Kolonlarda oluşan çatlaklar genişleyerek devam etmiş ve kolon elemanlarında deney sonunda ağır hasarlar ortaya çıkmıştır (Şekil 4.43).

Şekil 4.44'te ise perdeye bağlanan kirişlerde meydana gelen eğilme çatlakları görülmektedir.



**Şekil 4.43** Oluşan çatlakların genişlemesi



**Şekil 4.44** Perdeye bağlanan kirişlerde hasar başlangıcı

Şekil 4.45-46'da deneyin ara aşamalarında perde davranışı gösterilmiştir. Perde ve bağlandığı kolonun eğilme etkisi ile birlikte hareket ettiği, çekme bölgesinde hem kolon hem de perdede çekme çatlaklarının oluştuğu, perdenin basınç bölgesinde ise kolon kesitinin kabuk betonunun döküldüğü görülmektedir. Bu şekiller ankrajlarla sağlanan dış perde-yapı bağlantısının yeterli olduğunu açıkça göstermektedirler.



**Şekil 4.45** Perdenin çekme bölgesinde kolon ve perdenin birlikte hareketi



**Şekil 4.46** Perdeye bağlı kolonda ezilme ve kabuk dökülmesi

Şekil 4.47’de perdeye bağlanan 1. kat kolonunda basınç etkisiyle oluşan kabuk dökülmesi görülmektedir. Şekil 4.48-49’da perde tabanında donatıların kopması sonrasında meydana gelen kayma hareketi görülmektedir. Şekil 4.50’de de deney sonunda perde tabanında görülen kalıcı ötelenme verilmiştir.





**Şekil 4.47** Perdeye bağlı kolonda basınç etkisinde kabuk dökülmesi



**Şekil 4.48** Perde tabanında kayma hasarı başlangıcı (sol aks)

Deney sonunda dış perde ile yapı arasında ankrajlarla sağlanan bağlantının olumlu sonuçlar verdiği görülmektedir. Şekil 4.51-52'de deney sonunda perde-yapı bağlantısında meydana gelen kılcal çatlaklar görülmektedir. Büyük ötelenme değerlerine zorlanan yapıda bu tarz çatlakların oluşması zaten gerekir.



Şekil 4.49 Perde tabanında kayma hasarı başlangıcı (sağ aks)



Şekil 4.50 Deney sonunda perde tabanında oluşan kalıcı ötelenme

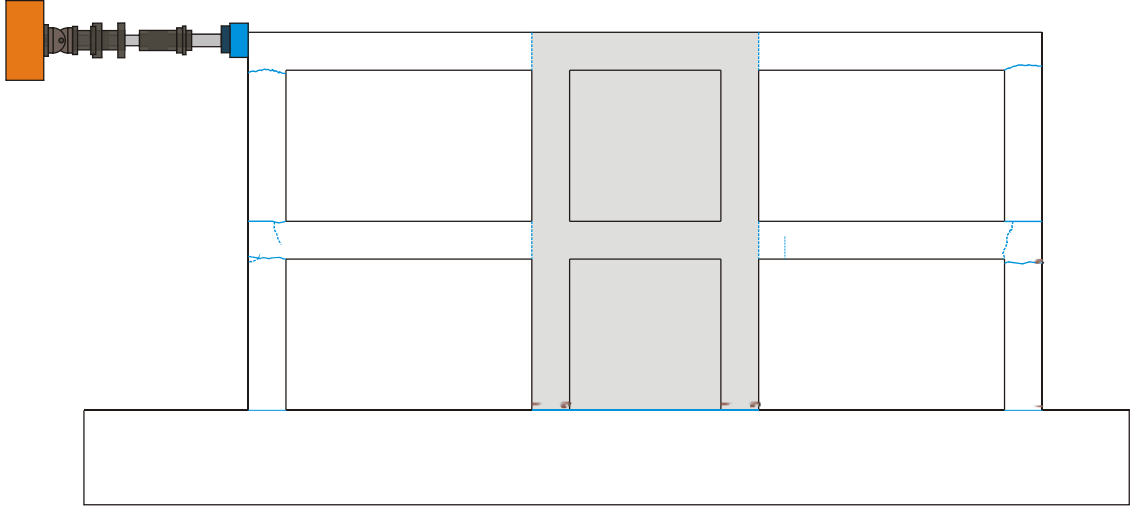
Şekil 4.53-54’de deney sonunda oluşan hasar dağılımı gösterilmiştir. Hasarların yapı geneline yayıldığı ve perdede ise hasarın sadece tabanda bulunduğu perdenin üst bölgelerinde herhangi bir hasar oluşmadığı görülmektedir. Çatlaklar OGY modeli ile benzer bölgelerde fakat daha düzgün bir görünüme sahiptir.



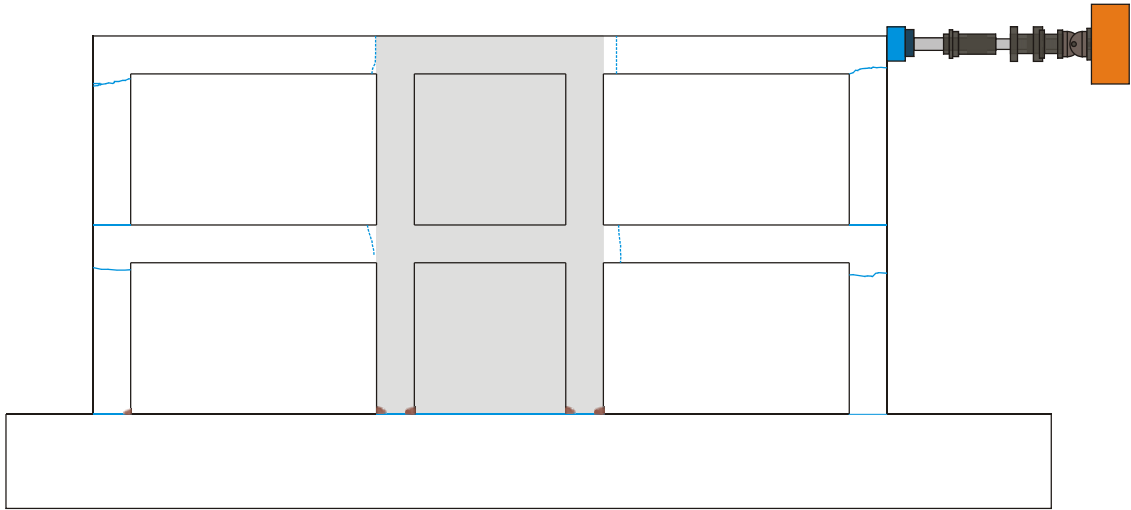
Şekil 4.51 Perde-kolon arasında oluşan kılcal çatlak



Şekil 4.52 Perde-döşeme arasında oluşan kılcal çatlak



Şekil 4.53 GY deneyi sonunda yapıda hasar dağılımı (sağ aks)



Şekil 4.54 GY deneyi sonunda yapıda hasar dağılımı (sol aks)

## 5. ANALİTİK ÇALIŞMALAR

### 5.1 Giriş

Bu bölümde çalışma kapsamında yapılan analitik çalışmalar verilmiştir. Bu çalışmalar, deney modellerinin öngörülen statik yükler altındaki davranışının analitik olarak elde edilmesi amacıyla gerçekleştirilmiştir. Modellerin yatay yük kapasitelerinin tayini için statik itme analizleri öngörülen yükleme şekli altında gerçekleştirilmiştir.

Doğrusal olmayan davranışın modellenebilmesi için plastik davranış beklenen bölgelerdeki doğrusal olmayan eleman davranışının bilinmesi gereklidir. Bu amaçla yapı elemanlarının moment-eğrilik ilişkileri her kesit için elde edilmiştir. Bunun için de yeni bir yazılım üretilmesi gerekmiştir.

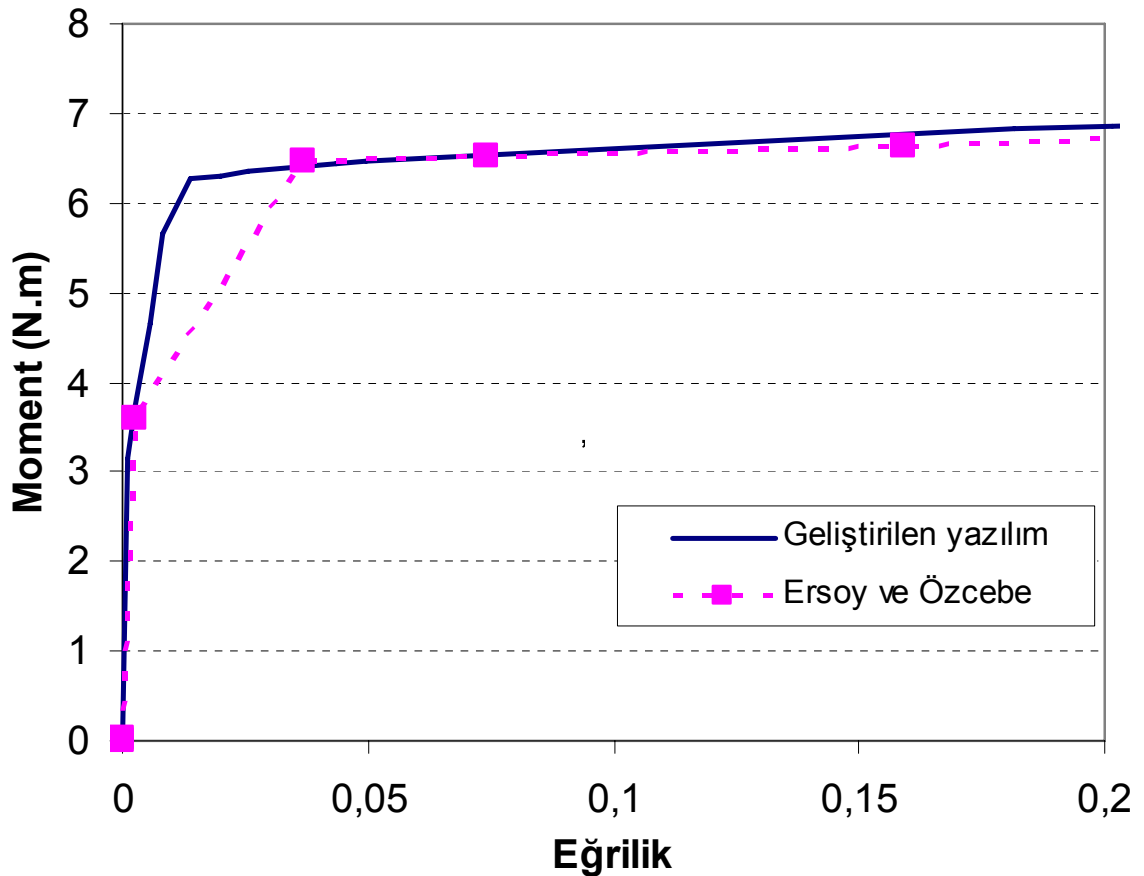
### 5.2 Moment-Eğrilik Yazılımı

Moment-eğrilik ilişkilerinin elde edilmesinde yaşanacak en temel problem betonarme eleman davranışını belirlemeye yönelik mevcut yazılımların sınırlı olmasıdır. Bu tür programlarda, eleman geometrisi dikdörtgen, kare, I gibi önceden belirlenmiş kesit tipleriyle sınırlıdır. Ayrıca, her kesit için genellikle tek bir beton sınıfı ve sargı tipi girilmesine izin verilir. Bu programlar, kabuk kalınlığının değişken olmasına, donatı kalitesinin farklılaşmasına da genellikle izin vermezler. Bu sebeple, veri girişi elektronik tablo programı ile daha esnek şekilde yapılabilen bir moment-eğrilik yazılımı Ms Excel makroları kullanılarak geliştirilmiştir. Geliştirilen makro, lif yaklaşımını kullanarak betonarme kesitlerin moment-eğrilik ilişkilerini hesaplamaktadır.

Geliştirilen yazılım, Mander vd (1988) beton modelini kullanarak moment-eğrilik değerlerini hesaplamaktadır. Yazılımda, her bir donatı için mekanik özellikler ayrı ayrı verilebilmekte, betonarme kesit içerisinde farklı beton kalitesi, kabuk kalınlığı, sargı şekli, sargı donatısı mekanik özellikleri tanımlanabilmektedir. İstenilen şekilde kesit tanımlamaya müsait olması da yazılımın en önemli avantajıdır. Böylece güçlendirme sonrası C kesit oluşturan iki kolon ve güçlendirme perdesinin davranışı daha gerçekçi

olarak elde edilebilecektir. Bu kesitte; sargılama, kabuk kalınlığı, beton kalitesi gibi özelliklerin değişken olması problemi böylece çözülmektedir.

Yazılımın güvenilirliği Ersoy ve Özcebe (2001) tarafından hazırlanan sargılı betonarme kesit davranışını belirlemeye yönelik Moment Eğrilik Programıyla (MEP) kıyaslanmıştır. Kıyaslama için model yapının kolon kesiti kullanılmıştır. Geliştirilen yazılımın MEP ile basit betonarme kesit durumunda aynı sonucu verdiği, ancak, MEP’te kullanıcının moment ve eğrilik hesabı yapılacak noktaları belirleyemediği için her zaman yeterli hassasiyeti sağlayamadığı görülmüştür. MEP’in hesap yaptığı noktalarda iki yazılımın sonuçları uyumludur (Şekil 5.1). Ancak, ara değerlerde bu çalışma ile geliştirilen yazılım daha başarılı sonuçlar vermiştir. Yazılımın en önemli katkısı kesit boyunca değişken olan özelliklerin modellenbilmesidir. Böylece davranış gerçekçi olarak modellenebilmiştir.

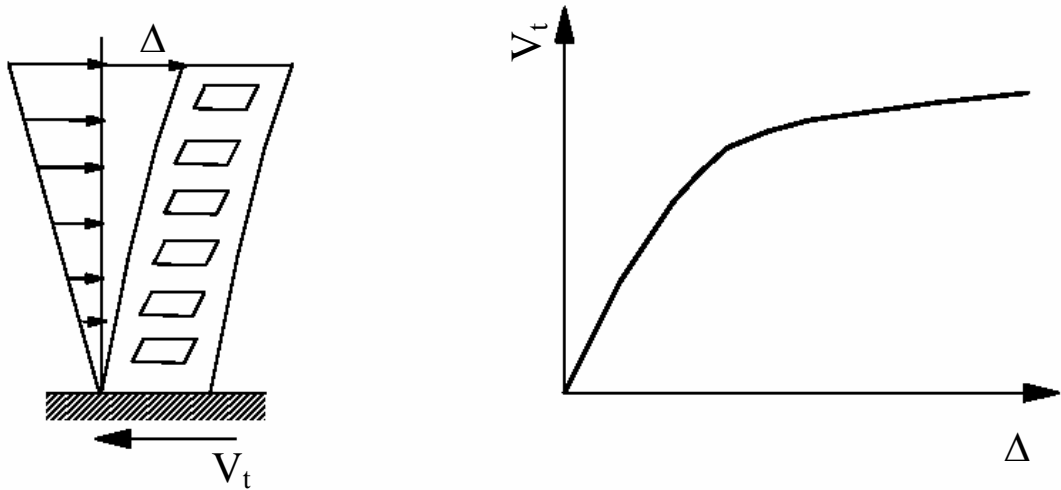


Şekil 5.1 Geliştirilen yazılımın güvenilirlik kontrolü

### 5.3 Statik İtme Analizi

Doğrusal ötesi statik itme analizi 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. Bu çalışma kapsamında yapılan analizlerde kullanılan itme şekli, deneylerde olduğu gibi çatı seviyesinden yapının itilmesi şeklindedir.

İtme şekli belirlendikten sonra, bina çatı deplasmanı veya istenilen bir düğümün deplasmanı kontrol edilerek, yapı adım adım itilir. Bu adımlar boyunca deplasman ve taban kesme kuvveti kaydedilir. Binanın itildiği her bir adımda önceden belirlenmiş mafsallıkların taşıma kapasitelerine (akma noktalarına) ulaşım ulaşılmadığı kontrol edilir. Akma noktasına ulaşmış bölgelerde (plastik mafsallıklar) yapısal eleman ikiye bölünerek mafsallıklardan tanımlanmış bölge düğüm haline getirilir ve bu düğüme plastik mafsallıklardan elemanın dönme rijitliğini yansıtan bir dönme redörü konularak analize devam edilir. Analiz, yapı stabilitesini kaybedinceye kadar devam eder. Böylece yapının taban kesmesi – çatı deplasmanı eğrisi elde edilmiş olur (Şekil 5.2).



Şekil 5.2 İtme şekli ve çatı deplasmanı - taban kesme kuvveti

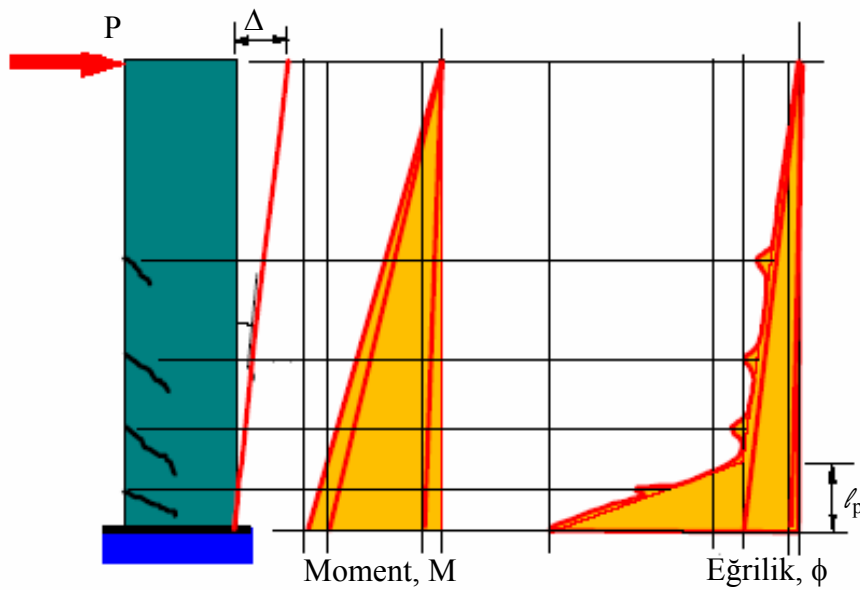
#### 5.3.1 Plastik mafsallıklar ve modellenmesi

Plastik mafsallıklar enerji sönümünün yapı elemanlarındaki plastik deformasyonlarla gerçekleştiği bölgelerdir. Bu bölgeler, taşıma kapasitelerine ulaştıktan sonra dahi (bu



kapasitede önemli bir artış veya azalma olmaksızın) bir miktar daha plastik deformasyonun oluşabildiği bölgelerdir. Yapıların yatay yüklere karşı koyabilmeleri esas olarak bu bölgelerin plastik deformasyon kapasitelerine bağlıdır. Bu kapasiteyi yani mafsalsın sünekliğini etkileyen pek çok faktör vardır. Bunlar betonarme kesitler için kısaca aksel yük düzeyi, beton kalitesi, kesitteki donatı oranı, sargılama olarak sıralanabilirler. Aksel yük düzeyi ve donatı oranındaki artış, sünekliği düşürür. Bunun tam tersine, beton kalitesi ve sargı etkisinin iyileştirilmesi sünekliği önemli ölçüde artırır.

Bir kesitte plastik mafsals oluşumu, o bölgenin moment taşıma kapasitesine ulaşması ile başlar. Şekil 5.3'te P yükü artırılarak betonarme konsol elemanın deplasman yapması sağlandığında konsol elemanın alt bölgesinde yani momentin büyük olduğu bölgede çatlaklar oluşmaya başlar. Üçgensel moment diyagramı, elemanın alt bölgesindeki moment, akma momentine ulaşmaya dek büyür. Bu aşamadan sonra moment artmaz veya çok küçük bir artış gösterir. Moment ve yatay yük taşıma kapasitesinde büyük bir artış olmazken eğrilikte (ve dolayısıyla tepe deplasmanında) büyük artışlar meydana gelir. Akmanın oluştuğu ve eğriliğin sabit yük altında arttığı bölgede hasar yani plastik deformasyonlar oluşur. Eğriliğin arttığı bu bölge plastik mafsals olarak adlandırılır. Bu bölgenin haricindeki kesitler betonarme elemanın alt ucundaki moment artmadığı için akma momentine ulaşamaz, yani bu kesitlerde mafsallaşma gerçekleşmez.



Şekil 5.3 Mafsals oluşumu ile moment ve eğrilikteki değişim (Anonymous, 2001).

Herhangi bir plastik mafsal bölgesinin başlangıç ve bitiş noktası arasındaki plastik deformasyonlardan kaynaklanan dönme farkına plastik dönme, akma anındaki elastik deformasyonlardan kaynaklanan dönmeye ise elastik dönme denir. Akma anındaki elastik dönme ile mafsaldaki plastik dönme sırasıyla 5.1 ve 5.2’de verilen denklemlerle hesaplanır.

$$\vartheta_y = \phi_y \cdot \ell_p \quad (5.1)$$

$$\vartheta_p = (\phi_u - \phi_y) \cdot \ell_p \quad (5.2)$$

$\theta_y$ : Akma dönmesi

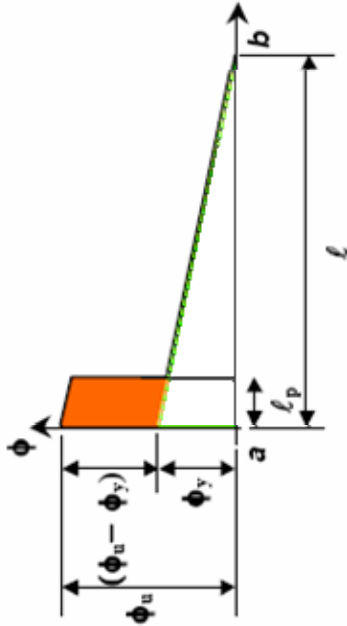
$\phi_y$ : Akma eğriliği

$\theta_p$ : Mafsalin plastik dönme kapasitesi

$\phi_u$ : Nihai eğrilik

$\ell_p$ : Plastik mafsal boyu

Şekil 5.3’te görülen eğrilik diyagramı idealize edilerek Şekil 5.4’te verilen eleman boyunca eğrilik grafiğine geçilir. Adına plastik mafsal denen bir bölge boyunca, plastik eğriliğin sabit kaldığı bu tarz gösterim, uygulama ve hesap kolaylığı açısından tercih edilmektedir. Şekilde görülen üçgensel kısım, elastik eğriliği göstermektedir. Momentin en büyük olduğu a noktasında bu eğrilik en büyük değerini almaktadır. Bu üçgenin alanı a noktası ile b noktası arasındaki dönme farkını vermektedir. Bu alanın b noktası etrafında statik momenti alınırsa, bu değer de b noktasının yanal deplasmanını verecektir. Ancak mafsal özelliklerini belirleyen elemanın tümü boyunca oluşan eğrilik değil, mafsal bölgesi içerisinde oluşan eğriliktir. Mafsal oluşumu başladığı andaki eğrilik bu bölge boyunca bir miktar azalsa da yaklaşık olarak sabit kabul edilebilir. Yaklaşık sabit kabul edilen bu eğrilik 5.1’de verildiği gibi mafsal boyu ile çarpılarak mafsalin akma dönmesi bulunur. Akmadan sonra oluşan plastik eğrilik miktarı ise (alan paralelkenar olduğu için) mafsal boyunca sabittir dolayısıyla mafsaldaki plastik dönme miktarı 5.2’de verildiği şekliyle hesaplanabilir. Bu paralelkenarın alanının b noktası etrafında statik momentinin alınması ile de b noktasında mafsalin plastik dönmesinden kaynaklanan plastik ötelenme bulunur.



Şekil 5.4 İdealize edilmiş eğrilik grafiği (Anonymous, 2001)

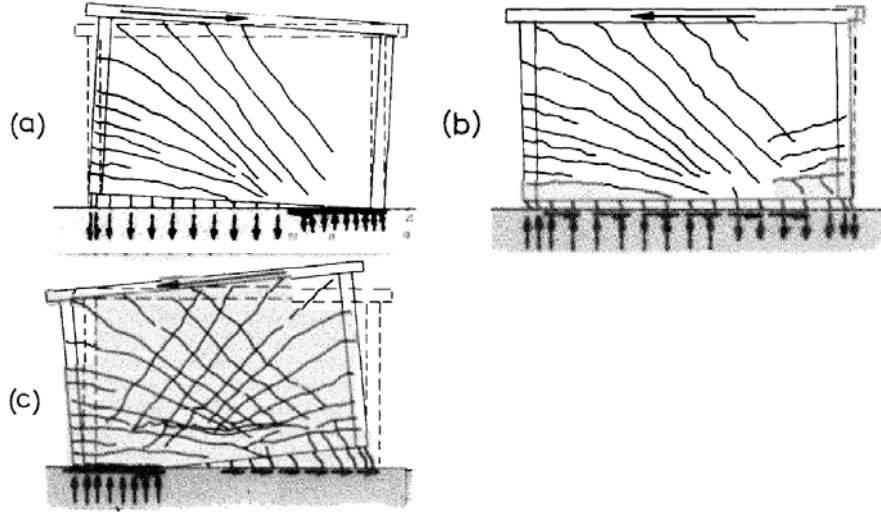
### 5.3.2 Kayma kesmesinin modellenmesi

Deney serisinin doğrusal olmayan yapı modellerinin hazırlanmasında önemli problemlerden birisi perde tabanındaki kayma hareketinin modele yansıtılmasıdır. Kayma kesmesi olarak da adlandırılan bu olayı Paulay vd (1982) şöyle açıklamaktadır:

“Küt perdelerde kesme hasarı kayma gerilmelerinin azaltılması ve yeterli miktarda yatay kesme donatısının kesite koyulması ile engellenebilir. Bu durumda enerji sönümü için gereken plastik deformasyonlar boyuna donatılarda akma sonrasında gerçekleşen deformasyonlarla oluşur. Ancak, bu durumda da birkaç çevrim sonunda oluşan eğilme çatlakları boyunca, yatay veya yataya yakın bir kayma yüzeyi oluşur.” Kayma kesmesinin oluşumu Şekil 5.5’te şematik olarak gösterilmiştir.

Küt perdelerde kayma kesmesi oluşumu için en elverişli yüzey perde temel bağlantısındaki soğuk derzdir. Daha önce dökülen temel betonu ile yeni perde betonunun birlikte çalışması gereken bu yüzeyde genellikle ilk eğilme çatlakları oluşarak sürtünme kesmesi yetersizliğinden tetiklenen bir kayma hareketine sebep olurlar. 1984 yılında taşıma gücü yöntemine göre revize edilen TS500 (1984, 2000), sürtünme kesmesi için tasarımda kullanılmak üzere bir denklem (5.3) vermiştir.

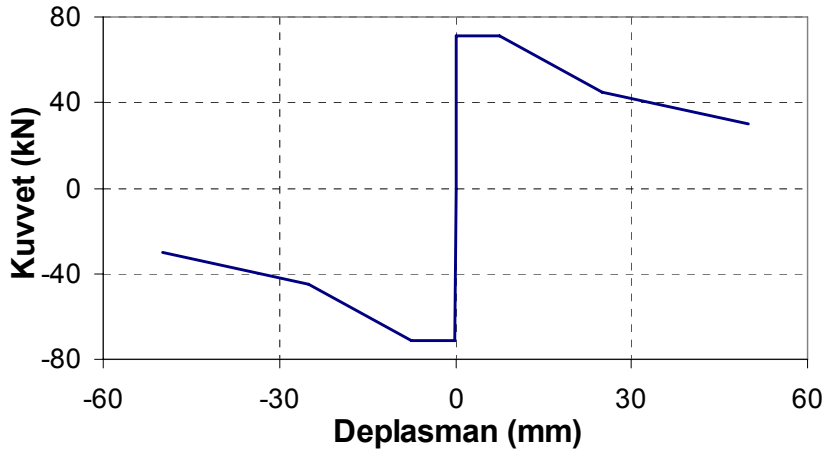
Denklemden kesme sürtünmesi dayanımı yüzeye dik donatıların alan ve dayanımına bağlı olarak değişmektedir. Bu dayanım potansiyel kayma yüzeyinin monolitik, przl veya pürüzsüz olması durumuna göre de değişmektedir.



**şekil 5.5** Kayma kesmesinin oluşumu (Paulay vd 1982)

$$V = \mu \cdot A \cdot f_{yd} \quad (5.3)$$

Burada  $\mu$  yüzeye bağlı katsayı,  $A$ , yüzeye dik donatı alanı ve  $f_{yd}$  ise donatı dayanımıdır. TS-500 (1984, 2000) verilen bu dayanım değeri, ACI 318-83 (1983) şartnamesi ile tamamen aynıdır. Bass vd (1989) yaptıkları deneysel çalışmada 1/1 ölçekli 33 farklı soğuk derz üzerinde kesme deneyleri yapmıştır. Bu deneyler sonucunda araştırmacılar soğuk derz yüzeylerinin TS500 (1984)'de aynen kabul gören ACI 318-83 şartnamesindeki (1983) sürtünme kesmesi dayanımının üzerinde dayanım gösterdiklerini ortaya koymuşlardır. Çalışmaya göre numuneler ortalama olarak yönetmelik denkleminin 1.77 katı dayanıma sahiptirler. Bu dayanım fazlalığı yeni tasarlanan bir bina için güvenlik katsayısı olarak kabul edilebilir değerlerdedir. Ancak, mevcut bir yapının değerlendirilmesinde bu dayanımın olduğu gibi alınması daha sağlıklı sonuçlar verecektir. Bu sebeple TS500 (1984, 2000) denklemini kullanarak hesaplanan sürtünme kesmesi dayanımı 1.77 kat artırılarak bu yüzeyin kayma dayanımı olarak kullanılmıştır. şekil 5.6'da perde tabanındaki soğuk derz bölgesinin sürtünme kesmesi dayanım eğrisi verilmiştir. Eğrinin artık dayanımı oluşturan kapasite kaybının başladığı kısmı Bass vd (1989) alışmasından yararlanılarak oluşturulmuştur.



Şekil 5.6 Perde tabanındaki soğuk derzde sürtünme kesmesi dayanımı

### 5.3.3 Donatı sıyırılmasının modellenmesi

Model yapının özelliklerinin anlatıldığı 3. bölümde modele donatı sıyırılması davranışının yansıtıldığına yer verilmişti. Yapı modellerinin hazırlanması esnasında 2. kat kolonları üst uçlarında donatılar kiriş içerisinde düz bir şekilde bırakılmış ve yeterli kenetlenme boyu sağlanmamıştır. Donatının sıyırılmasına sebep olan bu durum kolon üst ucunun moment kapasitesini ve sünekliğini de düşürecektir. Bu bölgenin sıyırılma olmadan donatı akacakmış gibi modellenmesi bu katın yatay yük dayanımını artıracak gibi yapı davranışını da tamamen değiştirebilir. Doğru bir yapısal model oluşturulabilmesi için, sıyırılma dayanımının tespiti gereklidir.

Sıyırılma dayanımı ile ilgili olarak literatürde farklı çalışmalara rastlamak mümkündür. Ancak, bu konudaki günlük uygulamalarda kullanıma uygun bir yaklaşım FEMA-356 (2000) tarafından sunulmaktadır:

$$f_s = \frac{l_b}{l_d} f_y \quad (5.4)$$

$f_s$  : Sıyırılma dayanımı

$f_y$  : Akma dayanımı

$l_b$  : Kenetlenme boyu (mevcut)

$l_d$  : Kenetlenme boyu (gereken)

Donatının sıyrılma sonrasındaki dayanım artışı için Belarbi ve Hsu (1994) tarafından önerilen sıyrılma sonrası elastisite modülü kullanılmıştır. Araştırmacılar, sıyrılma sonrasında donatı elastisite modülünün, sıyrılma öncesindeki %2.5'i olarak kullanılabileceğini ifade etmişlerdir.

### **5.3.4 Hasarlı kesit davranışının modellenmesi**

OGY Modelinin hazırlanabilmesi için diğer iki modelden farklı olarak hasarlı kesit davranışının da modele yansıtılması gerekecektir. Hasarlı kesitlerin artık dayanım ve rijitlikleri ile ilgili çalışmalara neredeyse hiç rastlanılmamıştır. Yangın ve korozyona maruz kalmış kesitler için ve kompozit malzemelerle onarılmış hasarlı kesitler için sınırlı sayıda bu tür çalışmalar bulunsa da plastik deformasyon yapmış betonarme kesitlerle ilgili bir çalışmaya rastlanılmamıştır. Hasarlı kesitlerin artık kapasiteleri ve rijitliklerinin belirlenmesi konusunda 2007 Mart ayında yürürlüğe giren Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelikte (DBYYHY 2006) hasarlı kesit dayanım ve rijitliğinin ne ölçüde azaltılacağına mühendisin karar vereceği belirtilmektedir. Bu durum da literatürde bu konudaki eksikliği göstermektedir. Doğrusal olmayan analiz için farklı yapı elemanlarının plastik deformasyon kapasitelerinin verildiği FEMA-356 (2000)'de artık dayanım kapasitesi akma dayanımının %20'si olarak verilmektedir. OGY numunesinin modellerinin hazırlanmasında alternatifli davranılmış, iki farklı rijitlik değeri kullanılmıştır. Hasarlı kesitlerin dayanımları da belli oranda azaltılmış, bu dayanım değerinin azaltılmadığı GY modelleri ile de karşılaştırılmıştır.

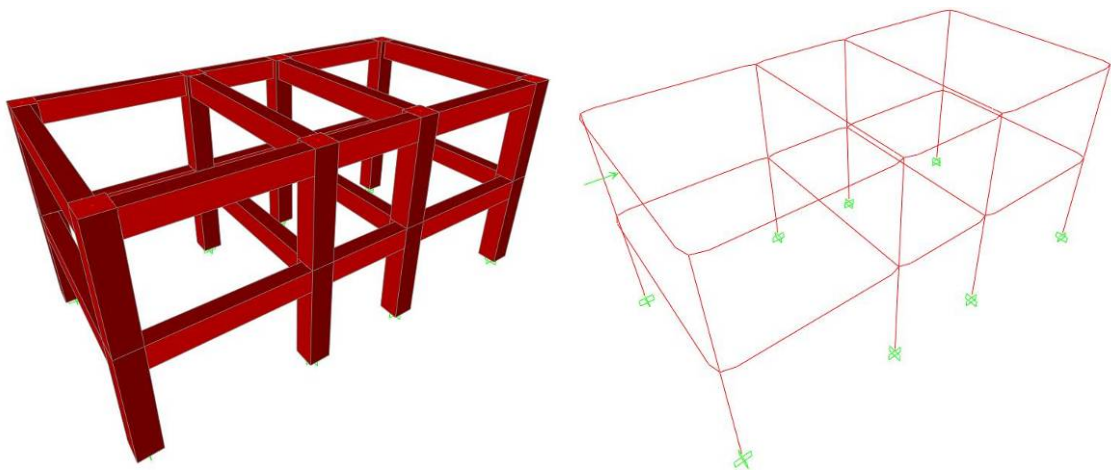
## **5.4 Modelleme ve Analiz Sonuçları**

### **5.4.1 RY modeli**

Referans yapının modellenmesi için her bir kolonun alt ve üst uçları için düşey yükler altındaki eksenel yükleri bulunmuştur. Bu yükler deney esnasında bir miktar değişebilmekle birlikte, kesit kapasitesine ciddi etkileri olmamaktadır. Hesaplanan düşey yük değerleri için her kesitte moment eğrilik grafikleri geliştirilen yazılımla elde edilmiştir. SAP2000 (CSI 2005) modellemesi için eğrilik değerlerinin plastik dönmeye

çevrilebilmesi için plastik mafsal boyu kesit derinliğinin yarısı olarak kabul edilmiştir (Moehle 1992).

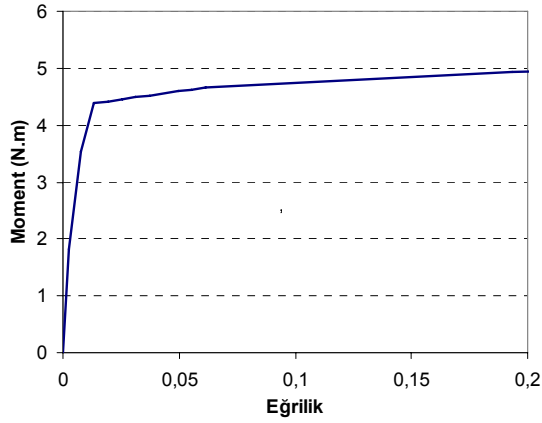
Şekil 5.7’de çubuk elemanlarla hazırlanan SAP2000 modeli görülmektedir. Modelde, kolon ve kirişler ağırlık merkezlerinde tanımlanmış, düğüm noktalarında birleştirilmeleri için ise rijit kollar kullanılmıştır. Statik itme analizi için kullanılacak yük dağılımı ise deney modelinde olduğu gibi çatı seviyesinden rijit diyaframa tekil yükleme yapılmıştır. Eleman uçlarında mafsal davranışını ortaya koymak için plastik mafsallar hesaplandığı şekli ile tanımlanmıştır. Hesaplamalarda geliştirilen yazılım kullanılmıştır. 2. kat S1 kolonunun alt ucu için hesaplanan moment-eğrilik bağıntısı Şekil 5.8’de örnek olarak gösterilmiştir. Analizlerde gerçekçi sonuçlara ulaşılabilmesi için kesitin etkili rijitliği kullanılmıştır. Kolonların da düşük aksel yük düzeyinde olmalarından dolayı hem kolonlar hem de kirişler için çatlama kesit rijitliğinin %40’ı etkili rijitlik olarak kabul edilmiştir (DBYYHY 2006). Ayrıca, analizlerde çatı katı seviyesinde kolon-kiriş birleşim bölgesi içinde gönyelenmeden bırakılan kolon boyuna donatıları da yetersiz kenetlenme boyu nedeniyle sıyrılmaya davranış göstermeleri beklendiği için modellemede, sıyrılmaya etkisini dikkate alabilmek için literatürde verilen aderans dayanımları kullanılmıştır (FEMA-356 2000). 2. kat kolonlarının üst uç bölgeleri için kullanılan sıyrılmaya etkisi dikkate alınarak hesaplanmış moment-eğrilik bağıntısı Şekil 5.9’da gösterilmiştir.



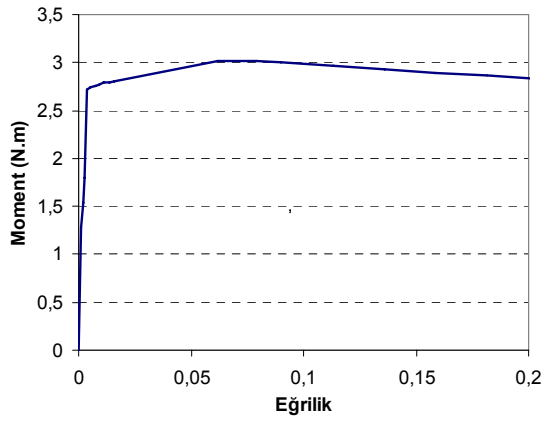
Şekil 5.7 RY deney yapısının SAP2000 modeli ve itme analizi için yükleme şekli

Yukarıda anlatılan, modellemede dikkate alınan esaslara göre statik itme analizi yapılan RY modelinin kapasite eğrisi Şekil 5.10’da verilmiştir.

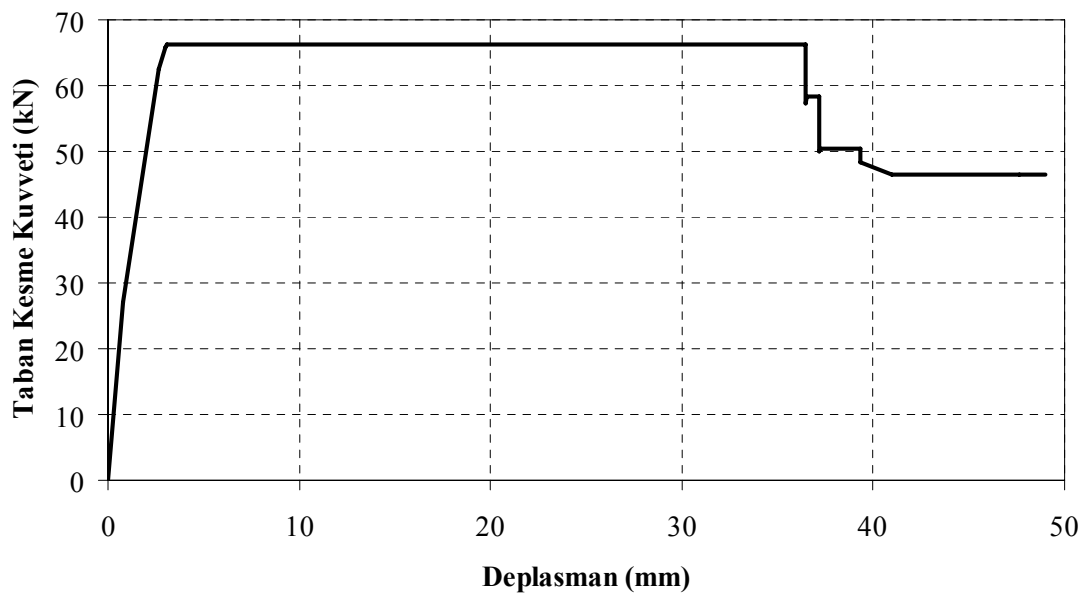




Şekil 5.8 2. Kat S1 kolonu için elde edilen moment-eğrilik bağıntısı (alt uç)

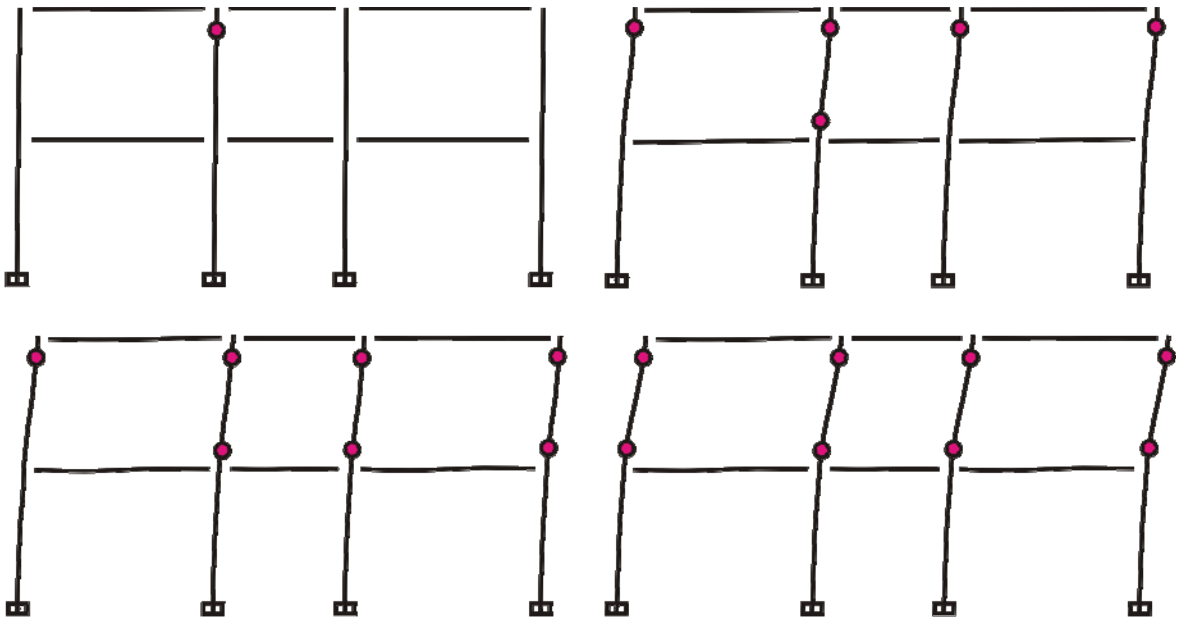


Şekil 5.9 2. Kat kolon üst uçları için donatı sınırlaması dikkate alınarak elde edilen moment-eğrilik bağıntısı



Şekil 5.10 RY modelinin itme analizi ile elde edilen kapasite eğrisi

Şekil 5.11’de ise RY modelinde mekanizma oluşum adımları görülmektedir. İlk önce 2. kat kolon üst uçlarında mafsallaşma ile başlayan hasar oluşumu 2. kat kolonlarının alt uçlarında devam etmiş ancak, üst uçtaki hasar seviyesi sıyrılma etkisinin modellenmesiyle daha büyük olmuştur. Analiz sonuçlarına göre birinci katta hasar oluşumu görülmemektedir.



Şekil 5.11 RY modelinde göçme mekanizmasının oluşumu

#### 5.4.2 OGY modelleri

Referans yapının modellenmesi aşamasında verilen teorik bilgiler bu model için de geçerlidir. OGY deney modeli RY modelinden farklı olarak dış-perdelere sahiptir ve perde duvarlar haricindeki elemanları daha önceden hasara uğramış ve onarılmışlardır. Ayrıca, perde tabanındaki kayma davranışı da modelleme işini zorlaştırmaktadır. Bu sebeple 3 farklı OGY modeli için 3 farklı SAP2000 modeli oluşturulmuştur. Modellere ait özellikler Tablo 5.1’de verilmiştir.

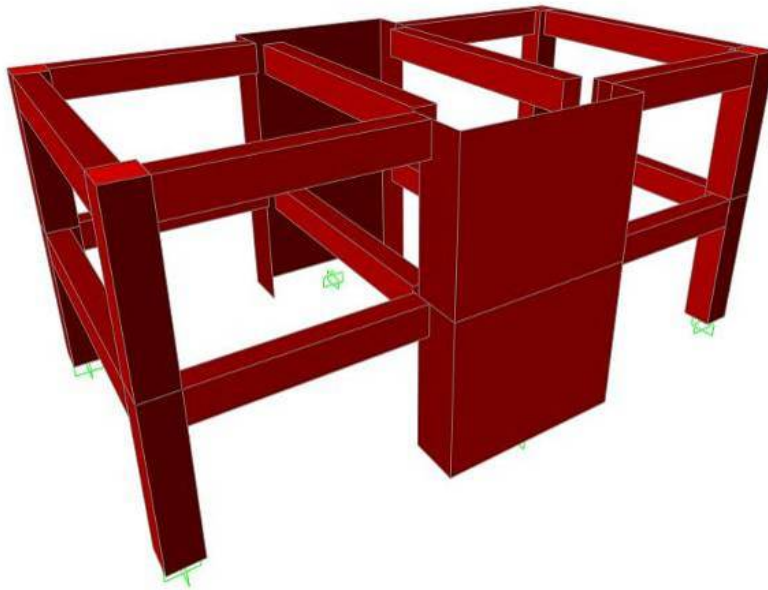
Tüm modellerde hasar görerek epoksi enjeksiyonu ile onarılmış olan yapısal elemanların dayanımları hasar görmemiş kesit dayanımının %20’sine düşürülmüştür. Hasarlı elemanların rijitliği de 1 ve 3 numaralı modellerde hasarsız RY modeli için olduğu gibi tüm kesit rijitliğinin %40’ı olarak kullanılmıştır. 2 numaralı modelde ise, rijitlik yarıya düşürülerek kapasiteye etkisi araştırılmıştır. Perde tabanında oluşan

kayma davranışını yansıtabilecek şekilde TS500 (2000) hükümlerine göre sürtünme kesmesi hesabı yapılmış ve perde elemanı temele ankastre bağlanmamış NLLink elemanları kullanılarak kayma davranışı modellenmiştir.

**Tablo 5.1** OGY modelleri

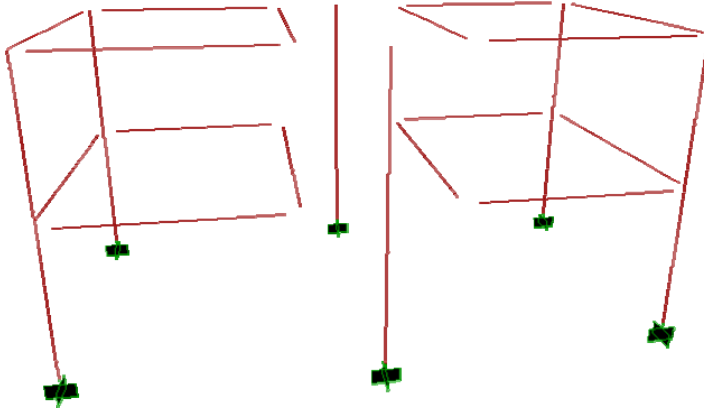
Model	Hasarlı eleman rijitliği	Hasarlı eleman dayanımı	NLLink elemanı
OGY-1	%40	%20	Yok
OGY-2	%20	%20	Yok
OGY-3	%40	%20	Var

Deney modellerine ait SAP2000 modellerinin genel görünümü Şekil 5.12’de verilmiştir. OGY-1 ve OGY-2 modellerinin çubuk elemanlardan oluşan modeli Şekil 5.13’te gösterilmiştir. OGY-3 modeli ise çubuk elemanlara ilave olarak perde tabanlarına yerleştirilen yatay yerdeğiştirme için elasto-plastik davranışı tanımlanmış NLLink elemanları ile kurulmuştur (Şekil 5.14).

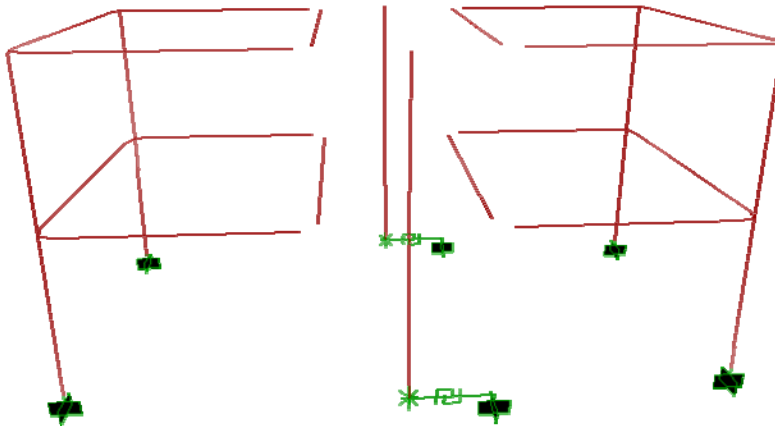


**Şekil 5.12** OGY deney yapısının SAP2000 modeli

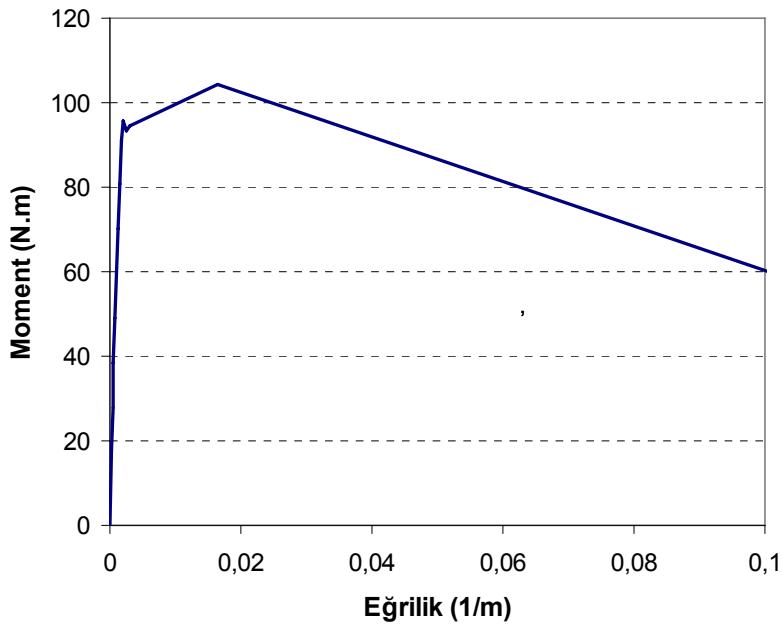
OGY-3 modelinin hazırlanmasında perde alt ucunun kayma davranışını temsil edebilmek için kullanılan NLLink elemanının yük-deformasyon bağıntısı önceki bölümlerde Şekil 5.6’da verilmiştir. Şekil 5.15’te ise perde elemanı için hesaplanan moment-eğrilik ilişkisi görülmektedir.



Şekil 5.13 OGY-1 ve OGY-2 deney yapısının SAP2000 modelleri

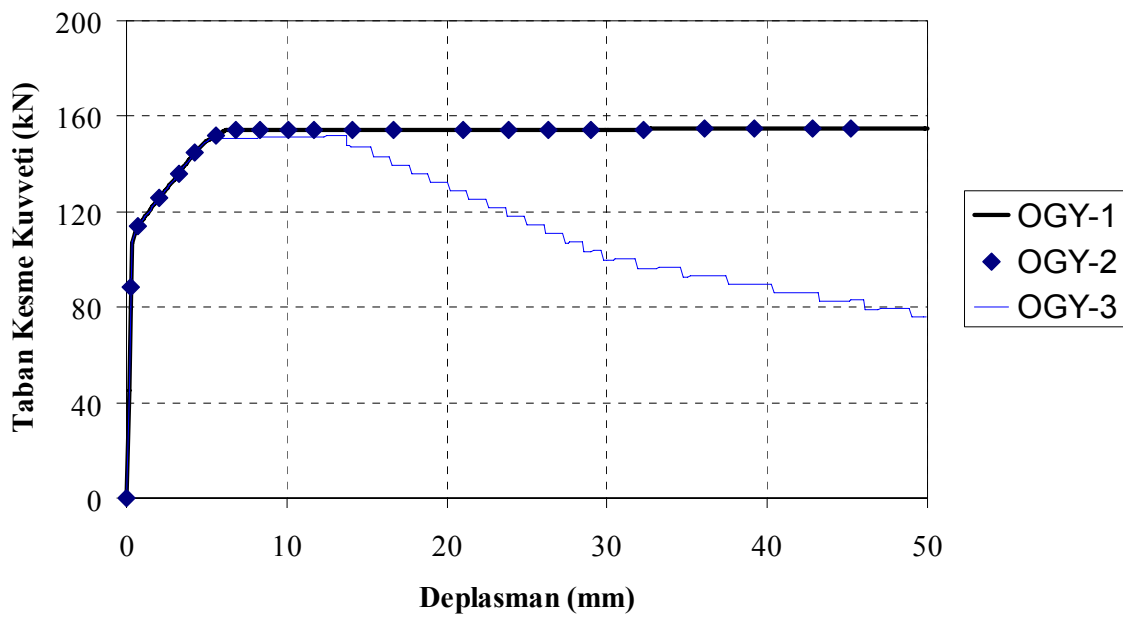


Şekil 5.14 OGY-3 deney yapısının SAP2000 modelleri



Şekil 5.15 Perde için hesaplanan moment-eğrilik ilişkisi

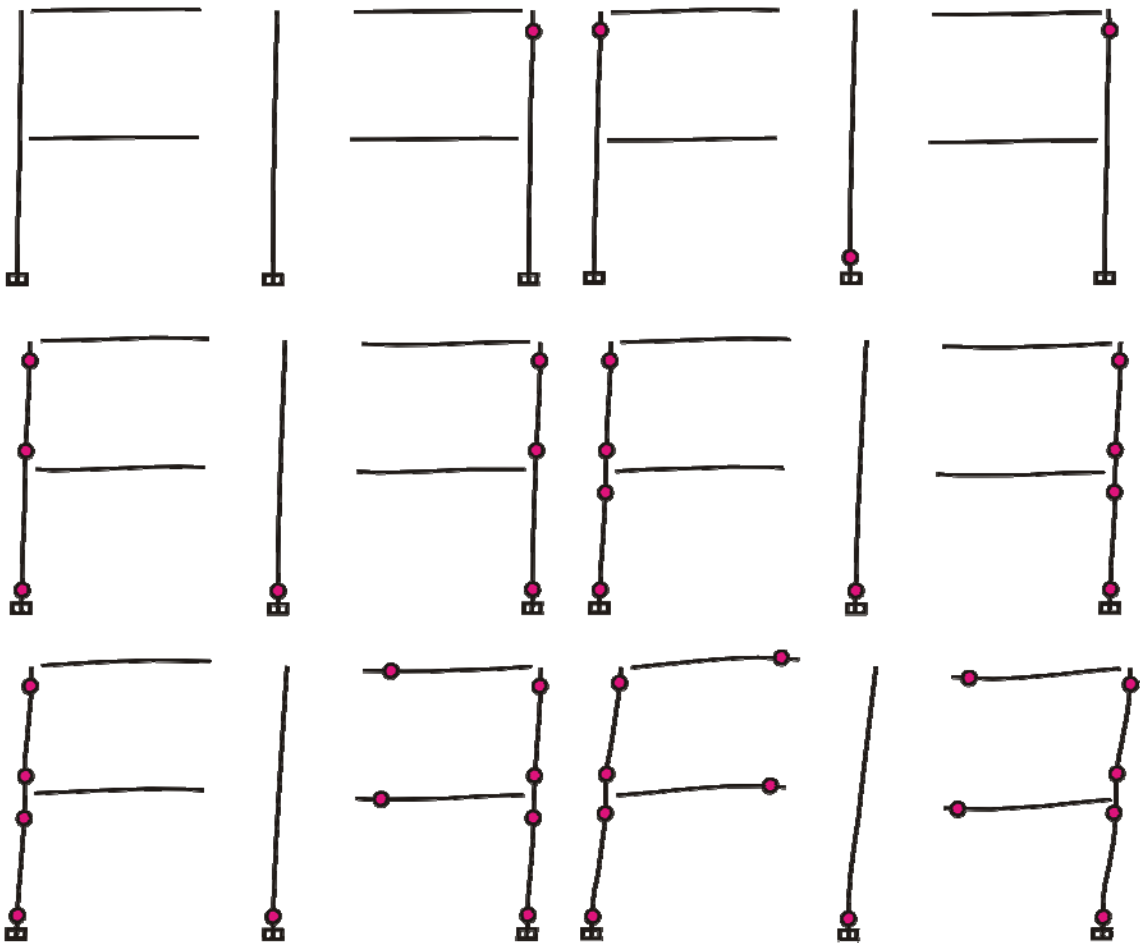
OGY modellerinin itme analizi sonucunda elde edilen kapasite eğrileri Şekil 5.16'da verilmiştir. Görüldüğü gibi OGY-1 ve OGY-2 modellerinin analizi sonucunda aynı kapasite elde edilmektedir. Perdeli yapıda davranışı belirleyen esas olarak perdenin rijitlik ve dayanımıdır. Yapının yanal rijitliğinin büyük kısmı perde tarafından sağlandığı için hasarlı kolon ve kirişlerin rijitliğinin düşürülmesi yapı rijitliğini hemen hemen hiç etkilememektedir. Ancak, dayanımlarının düşürülmesi ile yapının kapasitesinde bir değişiklik sağlanabilmektedir.



**Şekil 5.16** OGY modelinin itme analizi ile elde edilen kapasite eğrisi

Şekil 5.17'de OGY-1 ve OGY-2 modellerinin mekanizma oluşumu gösterilmiştir. Analiz sonucuna göre ilk mafsallaşma 2. kat S4 ve S8 kolonlarının üst uçlarında meydana gelmekte, hemen arkasından perde tabanında ve 2. kat S1 ve S5 kolonları üst uçlarında mafsal oluşmaktadır. Daha sonra diğer kolon uçları ve kirişlerin perdeye bağlanan uçlarında görülen sıra ile mafsal oluşumları devam etmektedir. Bu davranış modelinde yapıda kapasite kaybı perdenin kapasitesinin azalması ile meydana gelebilir. Ancak, perde için hesaplanan moment-eğrilik bağıntısı kullanılarak yapılan analizde perdede böyle bir kapasite kaybı analizin yapıldığı 5 cm hedef çatı deplasmanına kadar görülmemiştir.

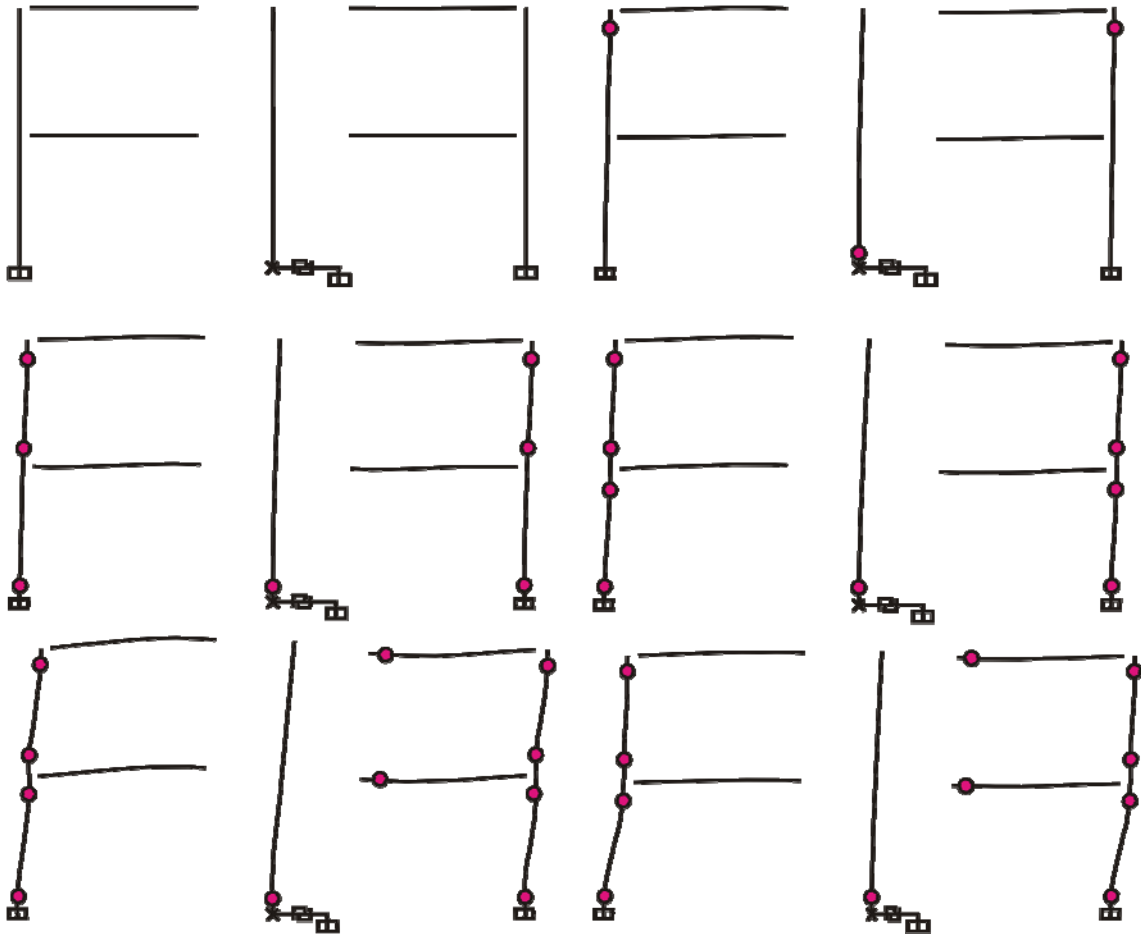
OGY-3 modelinde mekanizma oluşumu ise OGY-1 ve OGY-2'den tamamıyla farklıdır. Şekil 5.18'de görüldüğü gibi, ilk olarak 2. kat S4 ve S8 kolonlarının üst uçlarında mafsallar oluşmuş, daha sonra perde tabanında ve 2. kat S1 ve S5 kolonlarının üst uçlarında mafsallar görülmüştür. İlerleyen adımlarda bu mafsallar 2. kat kolon alt uçlarına, 1. kat kolonlarına ve perdeye bağlanan kirişlere sırasıyla yayılmıştır. Perde tabanında modellenen NLLink elemanı klasik bir mafsal olmadığı için bu anlatımın dışında kalmakla birlikte, itme adımlarının başlangıcında neredeyse hiç kayma gerçekleşmediği, tüm kolonlarda mafsal oluşumundan sonra kaymanın başladığı görülmüştür.



Şekil 5.17 OGY-1 ve OGY-2 modellerinde göçme mekanizmasının oluşumu

Şekil 5.18'de bu durum açıkça görülmektedir. İlk 6 adım boyunca, tipik eğilme davranışı sergileyen perde son iki adımda, tabanda oluşan kaymanın etkisiyle daha az

eğilmiş ancak bu durumda da 1. kat kolonlarında büyük deplasman talepleri meydana gelmiştir.



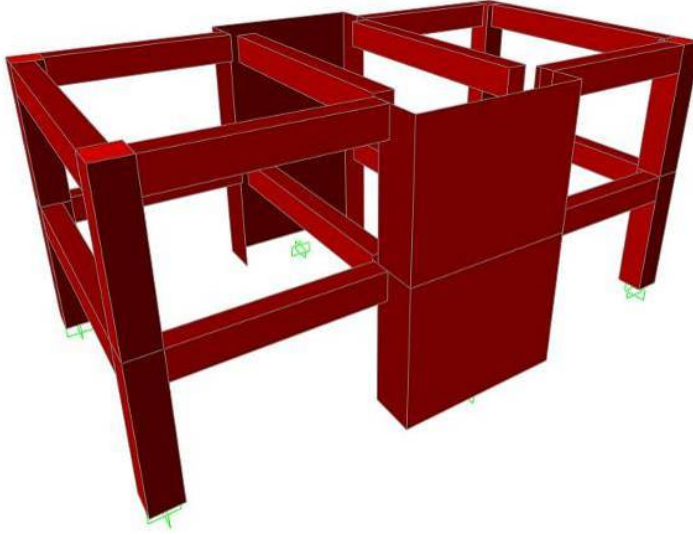
Şekil 5.18 OGY-3 modelinde göçme mekanizmasının oluşumu

### 5.4.3 GY modeli

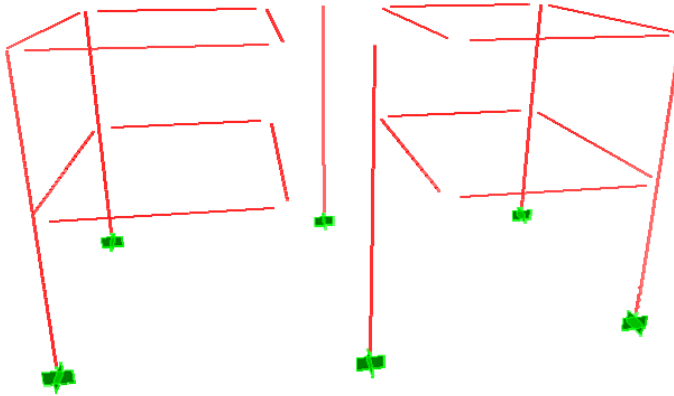
GY ve OGY modelleri arasındaki fark OGY modelinin hasarlı, GY modelinin ise hasarsız iken güçlendirilmesidir. OGY modelinde deney yapısında perde tabanındaki kayma davranışını yansıtabilmek için NLLink elemanları kullanılmıştır. GY modellerinde hasar olmadığı için iki farklı SAP2000 modeli hazırlanmış, eleman kapasitelerinde azaltma yapılmamış, eleman rijitlikleri RY modeli ile aynı kullanılmıştır. RY yapısına ilave edilen perde elemanları ile oluşturulan modellerde, GY-1 modelinde NLLink elemanı kullanılmamış, GY-2 modelinde ise kullanılmıştır. Modellere ait görünüm Şekil 5.19-21'de görülmektedir. RY yapısında bulunan elemanlar RY modeli ile aynı özelliklere sahiptir. Güçlendirme için ilave edilen perdeler



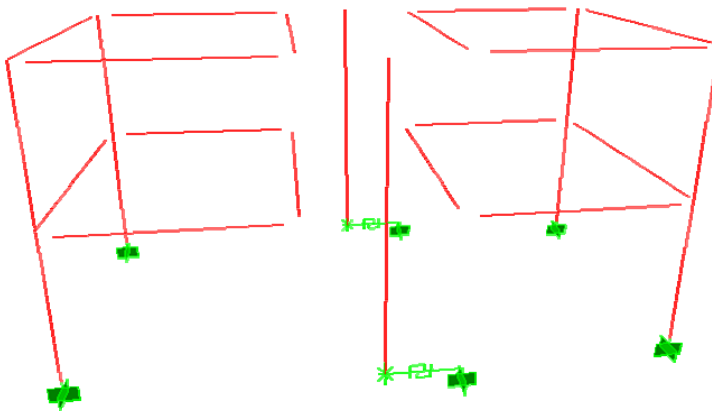
ise, OGY yapısındaki elemanlarla özdeştir. Modellerde bulunan perdenin moment-eğrilik bağıntısı Şekil 5.15’de GY-2 modelinde kullanılan NLLink elemanının yük-deformasyon bağıntısı ise Şekil 5.6’da verildiği gibidir.



Şekil 5.19 GY deney yapısının SAP2000 modeli



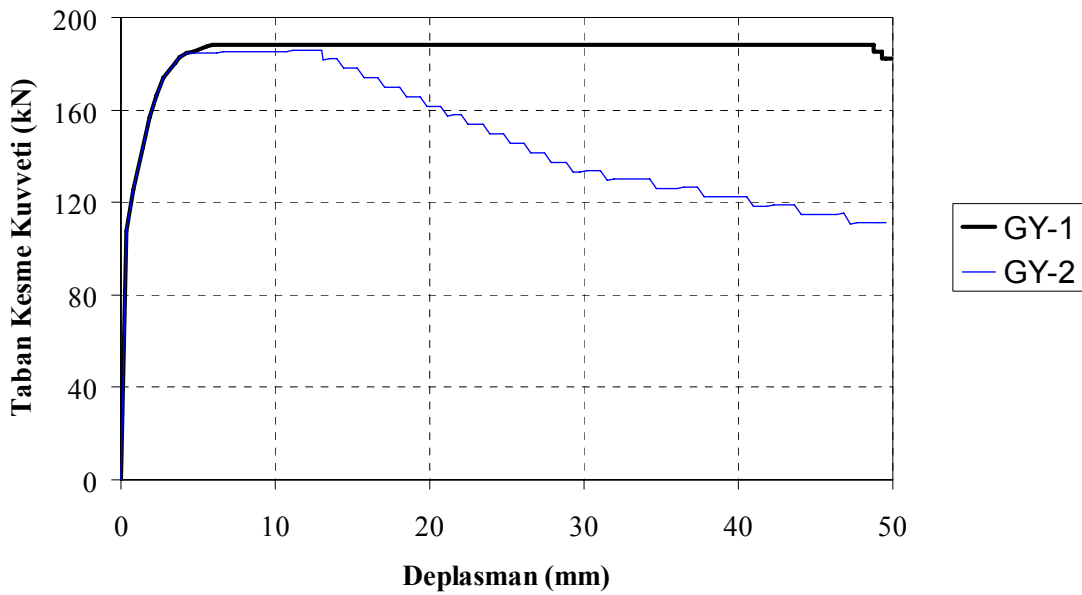
Şekil 5.20 GY-1 deney yapısının SAP2000 modeli



Şekil 5.21 GY-2 deney yapısının SAP2000 modelleri

GY modellerinin itme analizi sonucunda elde edilen kapasite eğrileri Şekil 5.22’de verilmiştir. Elemanlar hasarsız olduğu için modellemede ilk rijitlik ve dayanımları azaltılmamış, bu sebeple yapı kapasitesi her iki modelde de OGY modellerinden fazla bulunmuştur. Her iki modelde de ulaşılan maksimum yük seviyesi çok farklı değildir ancak, yapıda kayma ile meydana gelen kapasite azalması klasik plastik mafsallı modelleme ile yakalanamamıştır.

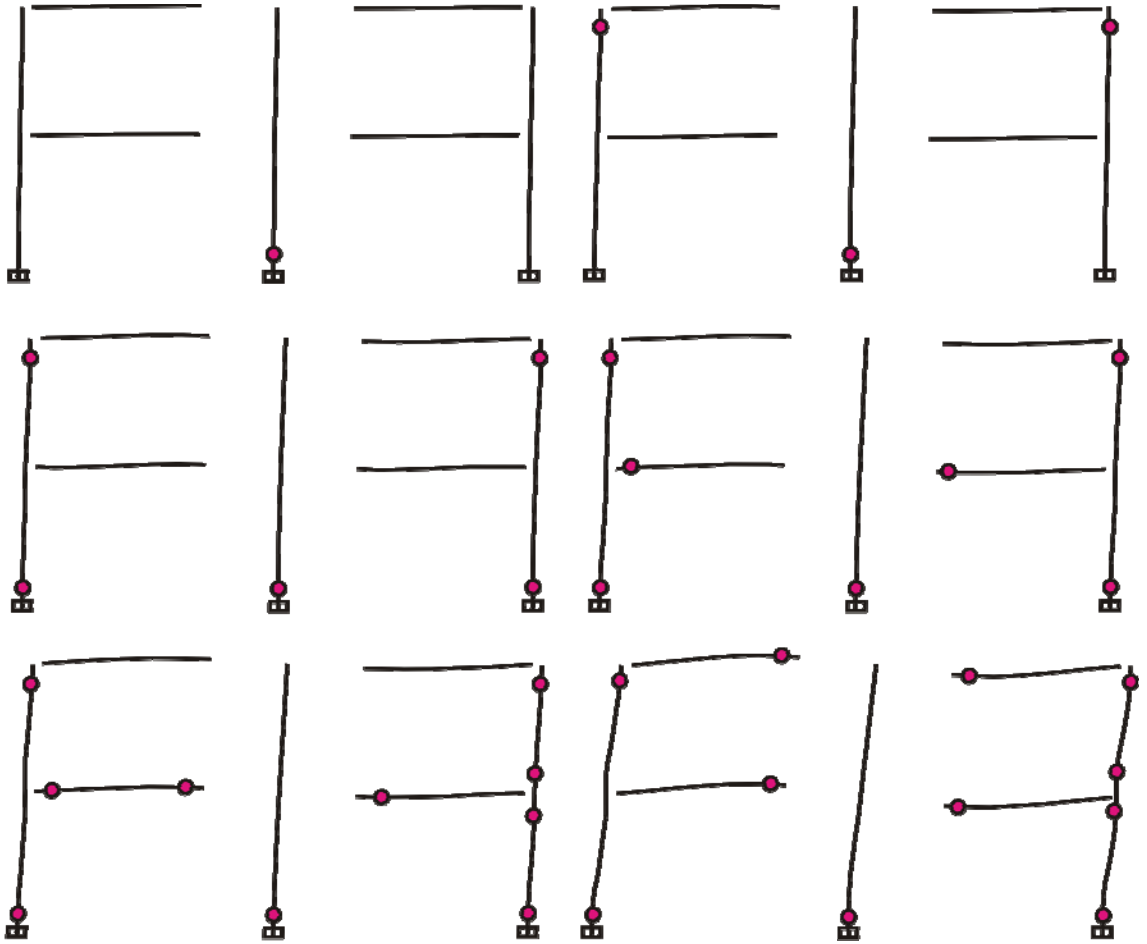
Şekil 5.23 ve Şekil 5.24’de sırasıyla RY-1 ve RY-2 modellerinde görülen hasar ve göçme mekanizması oluşumu verilmiştir. Model kapasitelerinde ortaya çıkan fark davranış açısından bakıldığında daha keskin bir farka dönüşmektedir. RY-1 modeli eğilme davranışı ile perdede ve ardından kolonlarda oluşan mafsallarla rijitlik kaybederken, GY-2 modelinde ilk mafsallaşma perdede değil kolonlarda görülmektedir. Perdelerde ise, zemin kat kolonlarının alt uçlarında oluşan ilk mafsallardan sonra mafsal oluşumu gerçekleşmektedir.



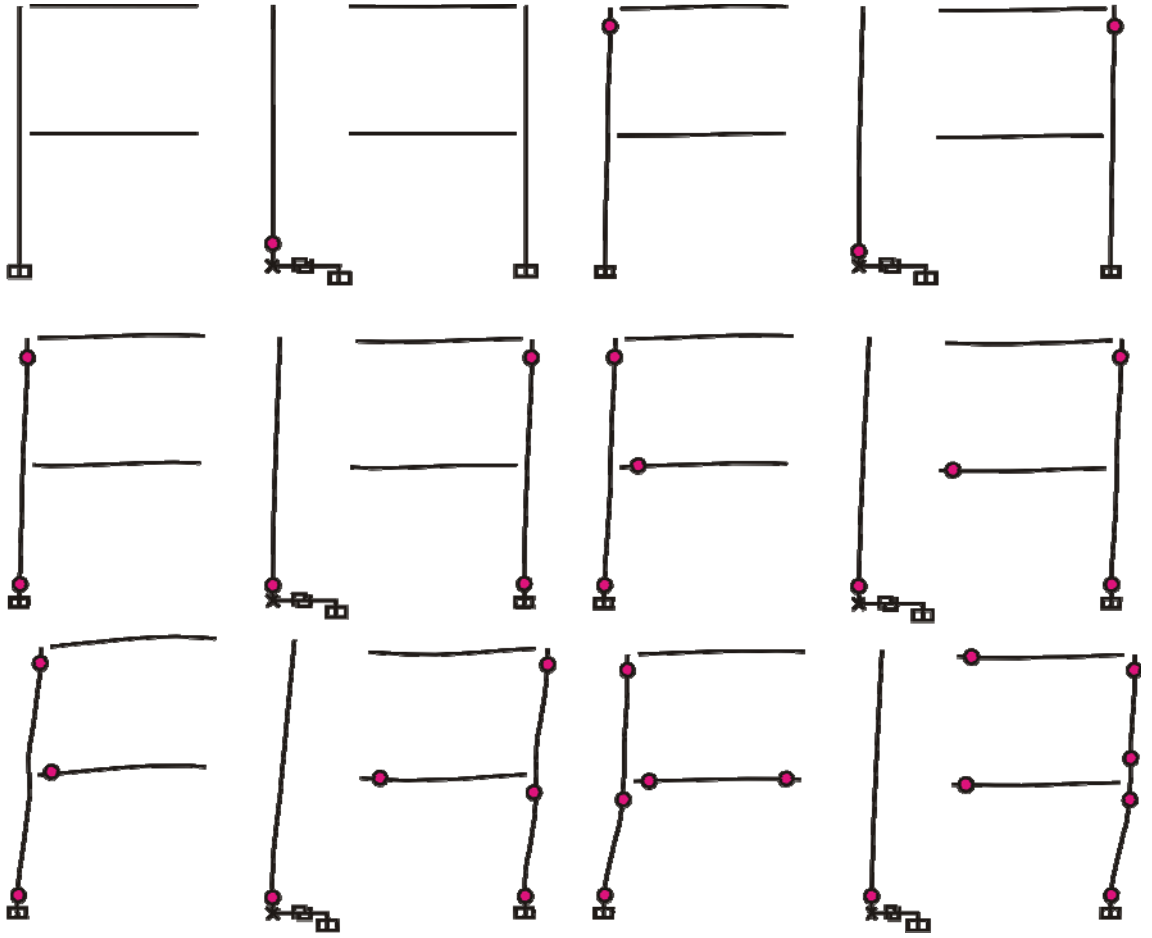
Şekil 5.22 GY modellerinin itme analizi ile bulunan kapasite eğrileri

GY-1 ve GY-2 modellerinin davranışları itme işleminin ilk adımlarında birbirine benzer olmakla birlikte ilerleyen adımlarda GY-2 modeli çok farklı bir davranış sergilemiştir. OGY-3 modelinde olduğu gibi, akma kapasitesine ulaşan tüm kesitler aktıktan sonra perde tabanında kayma davranışı başlamıştır. Perde tabanında meydana

gelen bu hareket sonra yeni plastik mafsal oluşumu hiç gözlenmemiştir. Bu kayma hareketi sonrasında yapı deplasmanının büyük kısmı 1. katta yoğunlaşmıştır. 2. kat ise görelî ötelenme bakımından düşük düzeylerde kalmaktadır.



Şekil 5.23 GY-1 modelinde göçme mekanizmasının oluşumu



Şekil 5.24 GY-2 modelinde göçme mekanizması oluşumu

## 6. ANALİTİK VE DENEYSEL SONUÇLARIN DEĞERLENDİRİLMESİ

### 6.1 Giriş

Bu bölümde analitik ve deneysel sonuçlar değerlendirilmiş, elde edilen sonuçlar ayrı ayrı tartışılmış, bölümün sonunda ise analiz sonuçları ile deney sonuçları karşılaştırılmıştır.

### 6.2 Analitik Sonuçların Değerlendirilmesi

Deney serisinde kullanılan 3 modele ait toplam 6 farklı doğrusal olmayan model oluşturularak yapı davranışının mümkün olduğunca gerçeğe yakın bir şekilde tespit edilmesi amaçlanmıştır. Referans yapı için 1, onarılmış-güçlendirilmiş yapı için 3 ve güçlendirilmiş yapı için 2 adet SAP2000 modeli hazırlanmıştır.

Tablo 6.1’de analizler sonucu elde edilen maksimum yatay yük seviyesi ve farklı görelî ötelenme seviyelerinde hesaplanan yatay yük değerleri verilmiştir.

**Tablo 6.1** Analiz sonucunda elde edilen yatay yük değerleri

Model	Yatay yük (kN)			
	Maksimum yük	%0,5 görelî ötelenme seviyesinde	%1 görelî ötelenme seviyesinde	%2 görelî ötelenme seviyesinde
RY	66,3	66,2	66,3	47,3
OGY-1	154,7	154,5	154,6	154,6
OGY-2	154,6	154,5	154,6	154,6
OGY-3	150,5	150,5	137,8	91,1
GY-1	188,1	188,0	188,0	188,1
GY-2	184,5	184,4	168,8	123,7

Analiz sonuçları ile dış perde uygulanan yapıların kapasitesinin arttığı gözlenmiştir. Tablo 1’de verilen yatay yük değerleri RY numunesinin maksimum yük seviyesine göre normalize edilerek Tablo 6.2’de verilmiştir. OGY modellerinin maksimum yük seviyesi RY modelinin 2,3 katı olarak gerçekleşmiştir. Bu oran hasarsız iken güçlendirilen modellerde 2,8 olarak bulunmuştur. Güçlendirilmiş modellerde temel kaymasının

modellenmediği durumlarda maksimum yük seviyesinin %2 görelî ötelenme seviyesine kadar korunabildiği, temel kaymasının modellendiği durumlarda ise, ötelenme miktarındaki artışla birlikte yatay yük kapasitelerinin düştüğü görülmektedir.

**Tablo 6.2** Normalize edilmiş yatay yükler (analitik)

Model	Normalize yatay yük			
	Maksimum yük	%0,5 görelî ötelenme seviyesinde	%1 görelî ötelenme seviyesinde	%2 görelî ötelenme seviyesinde
RY	1,00	1,00	1,00	0,71
OGY-1	2,33	2,33	2,33	2,33
OGY-2	2,33	2,33	2,33	2,33
OGY-3	2,27	2,27	2,08	1,37
GY-1	2,84	2,84	2,84	2,84
GY-2	2,78	2,78	2,55	1,87

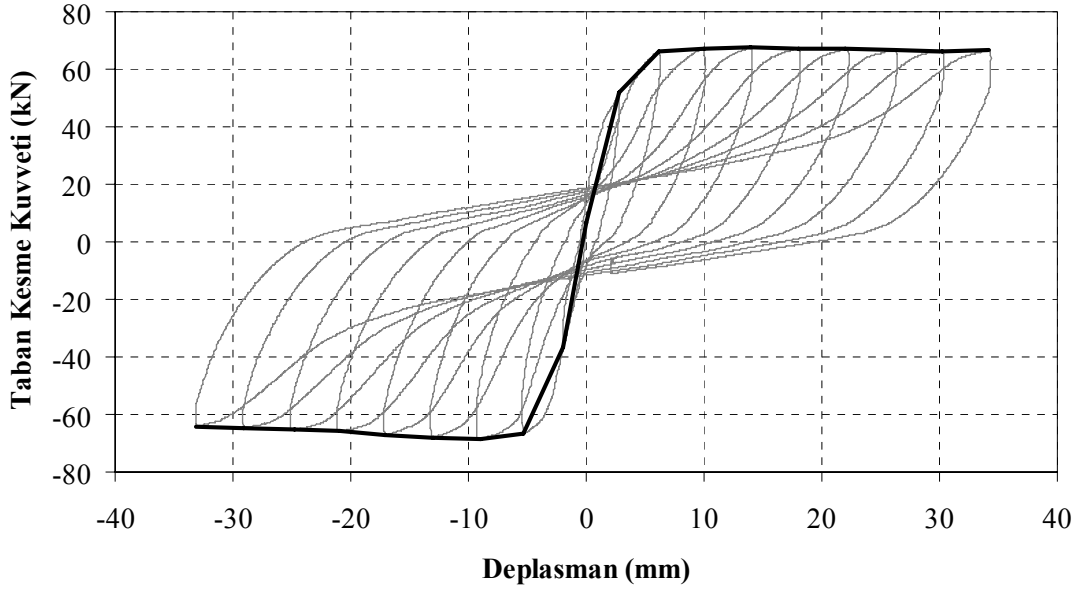
Tablo 6.3’de analizlerden elde edilen ilk rijitlik değerleri verilmiştir. Analiz sonuçlarına göre güçlendirilmiş modellerin ilk rijitlikleri referans yapının 8,43 katı ile 8,83 katı arasında değişmektedir. Modellemede dikkate alınan temel kayması, hasarlı eleman rijitliklerinin azaltılması gibi detayların modellerin ilk rijitlikleri üzerinde az bir etkisi olduğu görülmektedir.

**Tablo 6.3** Analiz sonucu bulunan ilk yanal deplasman rijitlikleri

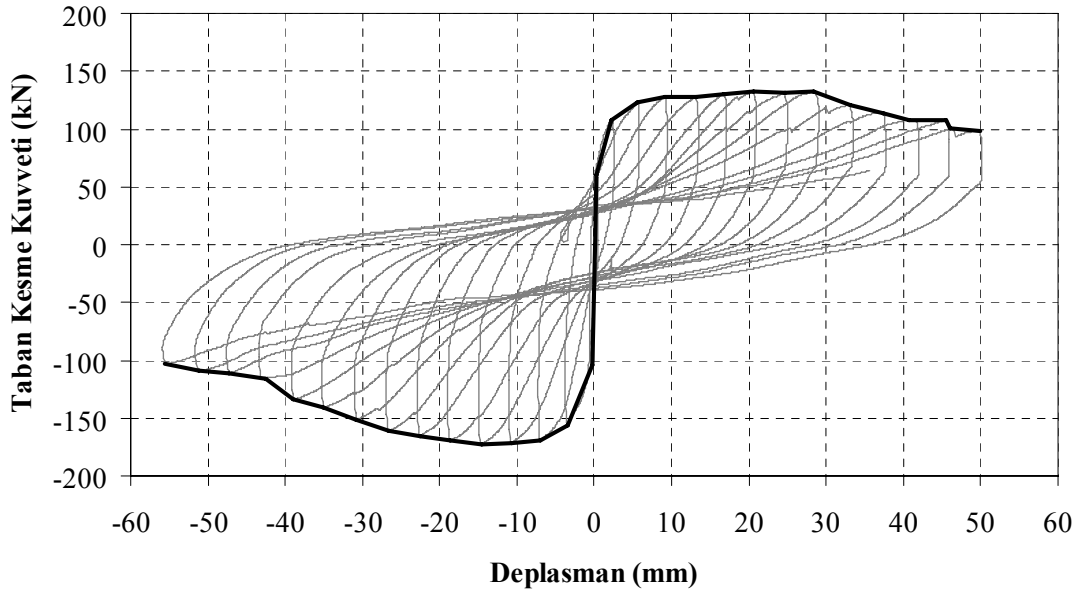
Model	Yanal Rijitlik (kN/mm)	Normalize Yanal Rijitlik
RY	33,55	1,00
OGY-1	296,37	8,83
OGY-2	288,53	8,60
OGY-3	282,71	8,43
GY-1	296,37	8,83
GY-2	282,71	8,43

### 6.3 Deney Sonuçlarının Değerlendirilmesi

Deney serisi sonucunda her bir yapının davranışı ve kapasitesi ortaya konulmuştur. Yatay yük çevrim eğrilerinden elde edilen zarf eğrileri Şekil 6.1-3’te verilmiştir.



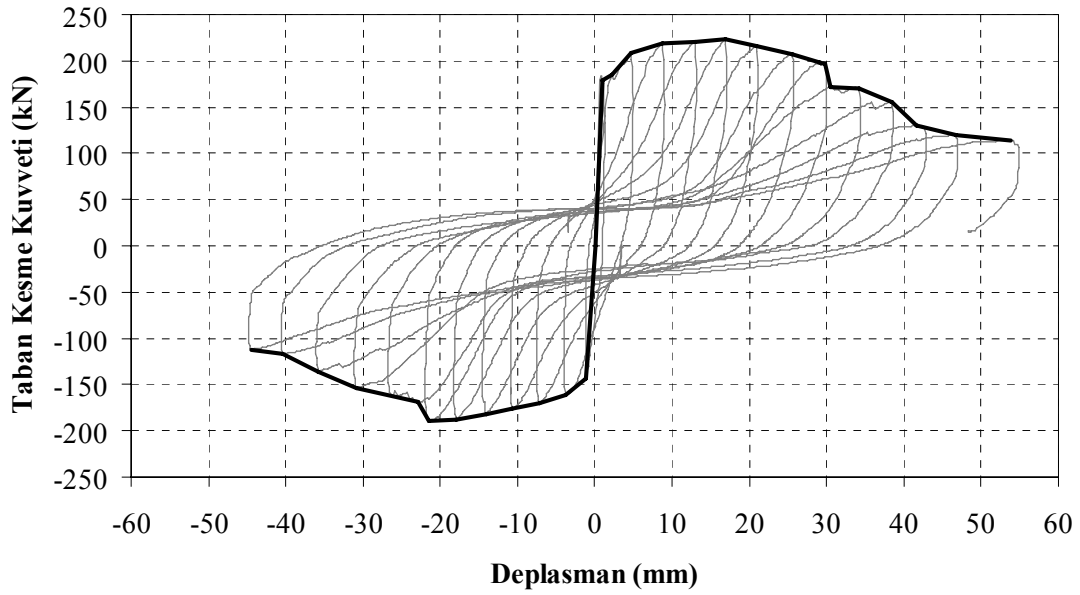
Şekil 6.1 RY deneyi zarf eğrisi



Şekil 6.2 OGY deneyi zarf eğrisi

Zarf eğrileri kullanılarak üç model için maksimum yük seviyesindeki ve %0.5, %1 ve %2 görelî çatı ötelenmesi seviyelerindeki yatay kuvvet değerleri Tablo 6.4'te gösterilmiştir. Bu kuvvetler RY numunesinin + yön maksimum yük seviyesine göre normalize edilerek Tablo 6.5'te karşılaştırma amacıyla sunulmuştur.





Şekil 6.3 GY deneyi zarf eğrisi

Tablo 6.4 Deneylerde bulunan yatay yük değerleri

Model	+/-	Yatay yük (kN)			
		Maksimum Yük	%0,5 görelî ötelenme seviyesinde	%1 görelî ötelenme seviyesinde	%2 görelî ötelenme* seviyesinde
RY	+	67,5	67,4	67,2	66,7
	-	68,7	68,5	66,3	64,3
OGY	+	133,1	125,9	132,7	109,4
	-	172,8	171,4	168,1	128,4
GY	+	223,5	219,4	217,2	143,1
	-	189,7	175,0	188,7	118,4

\* RY Numunesi %2 görelî ötelenmeye kadar itilmediği için bu sonuç en büyük ötelenme değerleri için verilmiştir.

Tablo ve çevrim eğrileri incelendiğinde üç numunede de + ve – itme yönlerinde elde edilen kapasitelerin birbirinden farklı olduğu görülmektedir. Her 3 yapı da özdeş ve her iki asal eksen etrafında simetriktir. Ancak, yapının öncelikle bir yöne itilmesi neticesinde yapı elemanlarında çekme bölgesinde betonarme kesit çatlamakta ve donatıda bir miktar uzama meydana gelmektedir. Oluşan bu çatlak, donatıda meydana gelen uzama sebebiyle ters yönde yapılan yüklemde kapanmamakta ve beton basınç bloğu oluşmamaktadır. Bu sebeple ortaya çıkan davranış simetrik değildir. Tablo 6.5’de 3 numune için de + ve – yüklem yönlerinin ortalamaları da verilerek karşılaştırmada kullanılması hedeflenmiştir.

**Tablo 6.5** Normalize edilmiş yatay yükler (deneysel)

Model	+/-	Yatay yük (kN)			
		Maksimum Yük	%0,5 görelî ötelenme seviyesinde	%1 görelî ötelenme seviyesinde	%2 görelî ötelenme* seviyesinde
RY	+	1,00	1,00	1,00	0,99
	-	1,02	1,01	0,98	0,95
	Ort	1,01	1,01	0,99	0,97
OGY	+	1,97	1,87	1,97	1,62
	-	2,56	2,54	2,49	1,90
	Ort	2,27	2,20	2,23	1,76
GY	+	3,31	3,25	3,22	2,12
	-	2,81	2,59	2,80	1,75
	Ort	3,06	2,92	3,01	1,94

\* RY Numunesi %2 görelî ötelenmeye kadar itilmediği için bu sonuç en büyük ötelenme değerleri için verilmiştir.

Tablo 6.5'te görüldüğü gibi, maksimum yatay yük taşıma kapasitesi referans yapıya kıyasla ortalama olarak, onarılarak güçlendirilen yapıda 2,27 katına, hasarsızken güçlendirilen yapıda ise 3,06 katına çıkmıştır.

Referans yapı, %2 görelî öteleme seviyesine itilmese de %1.5 görelî ötelenme seviyesini geçmiş ve ciddi bir kapasite kaybı görülmemiştir. Hâlbuki güçlendirilen OGY ve GY modellerinde %1-2 görelî ötelenme aralığında kapasite kaybı sırasıyla %21 ve %35.6 olarak gerçekleşmiştir. Perde ilavesi ile beklendiği gibi sistemin plastik deplasman kapasitesi azalmıştır. Ancak, gerek güçlendirilen gerekse de onarıldıktan sonra güçlendirilen yapılarda sağlanan dayanım artışı süneklikteki düşüşü telafi edebilecek düzeydedir.

Numunelerin deneyin ilk çevriminde elde edilen yatay deplasman rijitlikleri de karşılaştırma için değişimleri Tablo 6.6'da gösterilmiştir. OGY ve GY numunelerinin ilk rijitlikleri RY numunesine göre kayda değer şekilde artmıştır. OGY numunesinde ise GY numunesi kadar rijitlik artışı gözlenmemiştir. Hasarlı olması sebebiyle güçlendirme öncesi rijitliği RY numunesinden de az olan OGY numunesi için bu durum beklenen bir sonuçtur. Ancak, farkın bu kadar büyük olması, bağlandıkları elemanlardaki hasarlar dolayısıyla OGY numunesine eklenen perdelerin rijitliklerinin hasarsız sisteme bağlananlar kadar olmadığını göstermektedir.

**Tablo 6.6** Numunelerin ilk yanal deplasman rijitlikleri

Numune	İlk Rijitlik (kN/mm)	Normalize rijitlik
RY	25,12	1,00
OGY	181,39	7,22
GY	313,06	12,46

#### 6.4 Analiz ve Deney Sonuçlarının Karşılaştırılması

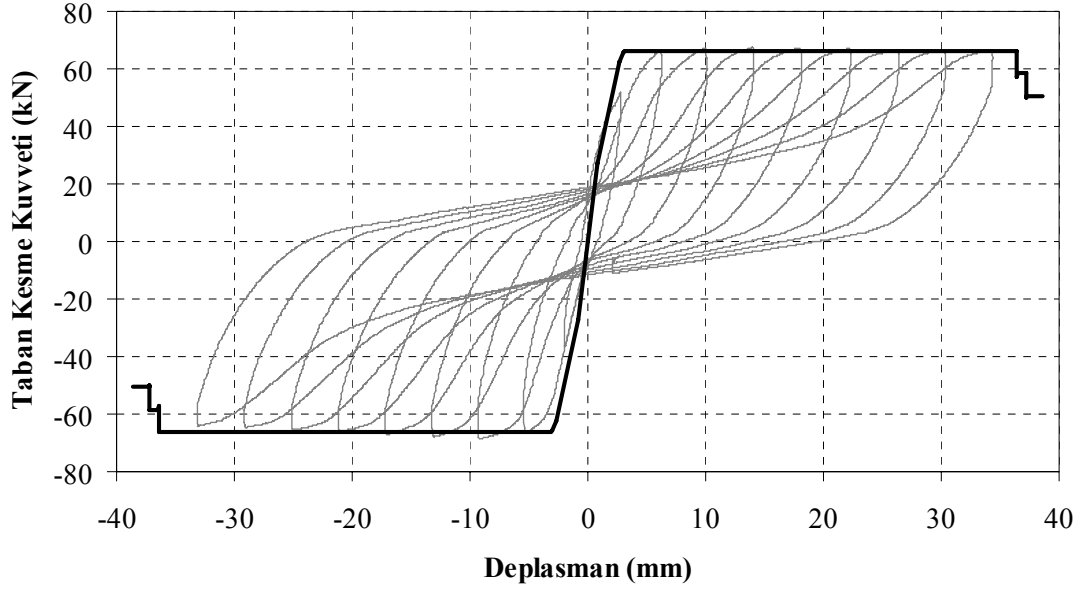
Dayanımı yetersiz yapıların güçlendirilmesi uygulamaya bakan yönüyle ele alındığında bir tasarım meselesidir. Yeni elemanların kesit tesirlerini karşılayacak şekilde detaylandırılması, mevcut elemanların kapasitelerinin kontrol edilerek kapasitesi yetersiz elemanlar varsa bu elemanlara da lokal çözümler bulunması işlerinden oluşan bu tasarım süreci, öncelikle yapının sağlıklı bir şekilde analiz edilmesiyle başarı ile tamamlanabilir. Sağlıklı bir yapısal analiz için düşey ve yatay yükler altında gösterebileceği davranış proje mühendisince iyi etüt edilmelidir. Bu bölümde 3 numune için deney sonuçları ile analiz sonuçları karşılaştırılmıştır.

##### 6.4.1 RY numunesi ve modeli

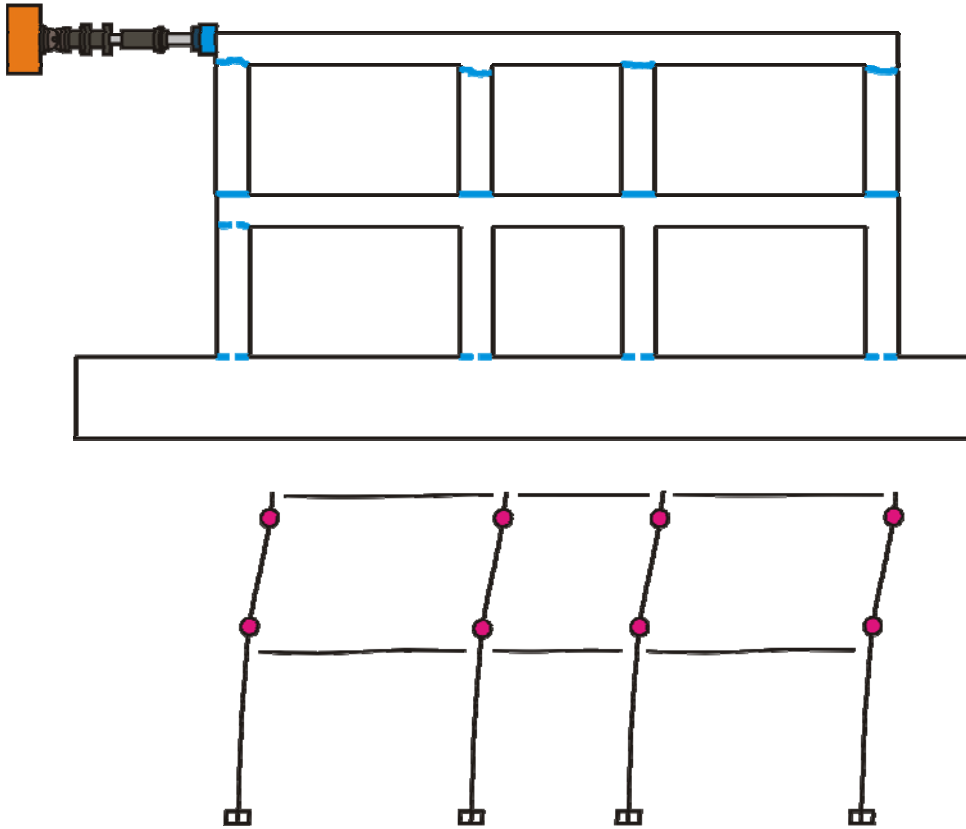
RY numunesi için tek bir yapısal model oluşturulmuştur. Kuvvetli kiriş-zayıf kolon oluşumu tasarlanan model için öngörülen davranış şekli kolonlarda oluşan hasarlarla yapının plastik enerji tüketmesidir. Şekil 6.4'te SAP2000 ile statik itme analizi sonucu elde edilen kapasite eğrisi ve deneyde ortaya çıkan taban kesme kuvveti çevrim eğrisi görülmektedir. Yapı deney esnasında dayanım kaybedeceği deplasman seviyelerine kadar yüklenmemiştir. Bu sebeple kapasite eğrisinde yaşanan düşüş sorgulanamamaktadır, ancak yapının maksimum yük seviyesi ve ilk rijitliği analiz sonuçlarıyla örtüşmektedir.

Şekil 6.5'te deney sonucunda elde edilen hasar oluşumları ile analitik çalışmada elde edilen plastik mafsal dağılımı gösterilmiştir. Analizin son aşamalarından alınan mafsal dağılımına göre plastik davranış yapının 2. katında kolon elemanlarının uçlarında görülmektedir. 1. kat kolonlarında ve kirişlerde hasar oluşumu görülmemiştir. Bu durum elde edilen deneysel verilerle de uyumludur. Her ne kadar deney sonunda 1. kat kolonlarında da kılcal düzeyde çatlaklar görülse de bu çatlaklarla ilgili kesitin akma

moment kapasitesine ulaşmadığı bellidir. Kılcal düzeydeki, akma noktası öncesi oluşan bu durumun SAP2000 ile yapılan analiz sonucu ortaya çıkması mümkün değildir.



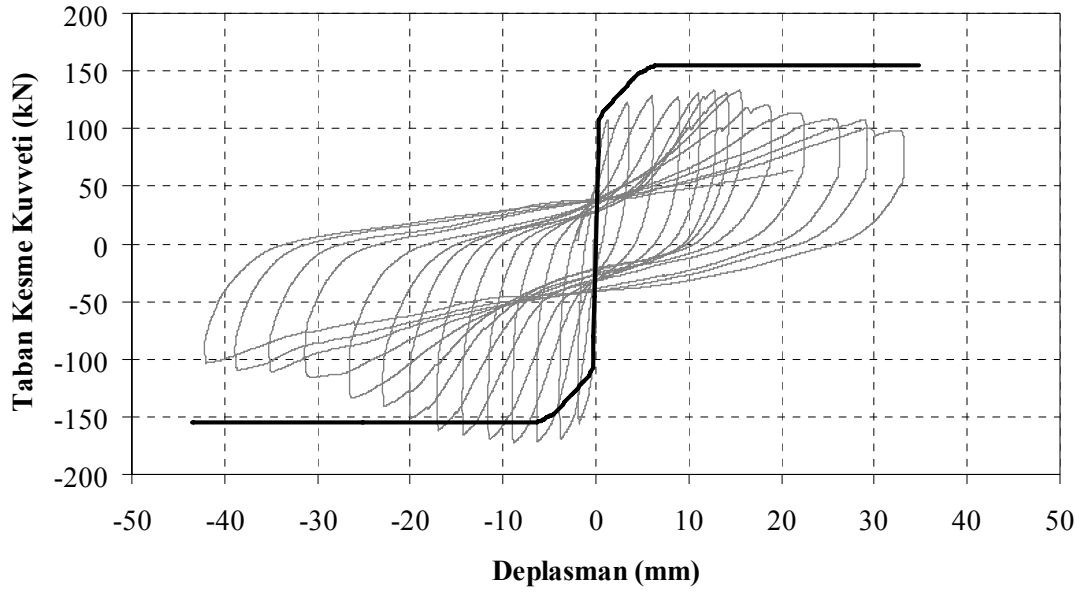
Şekil 6.4 RY modeli ile deneysel sonuçların karşılaştırılması



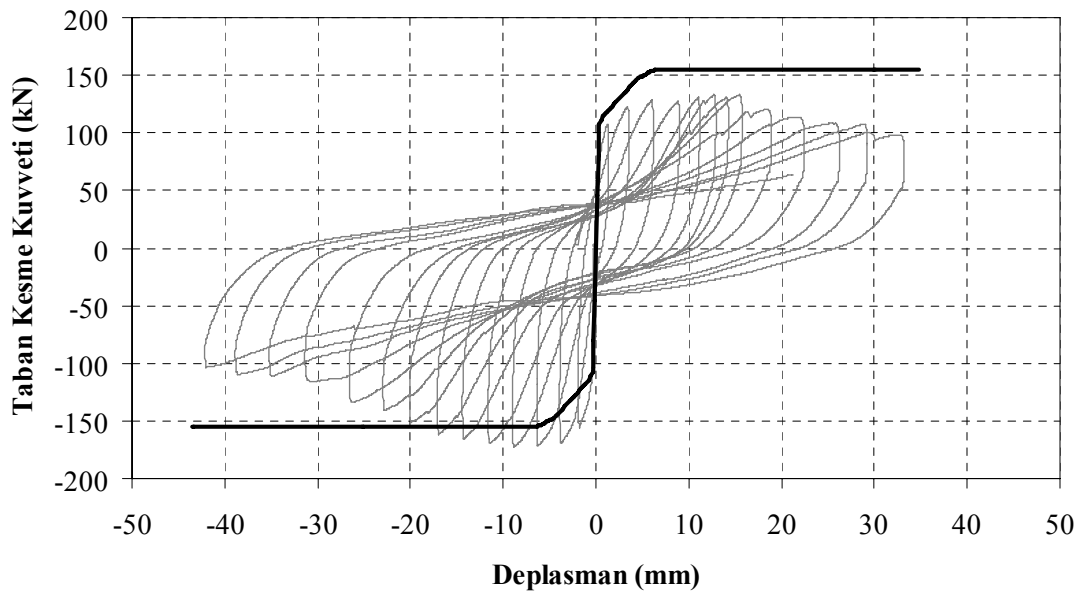
Şekil 6.5 RY numunesi deneysel ve analitik davranış

#### 6.4.2 OGY numunesi ve modelleri

OGY deney yapısının davranışını temsil etmek üzere hazırlanan OGY-1, OGY-2, OGY-3 modellerinin analiz sonucunda elde kapasite eğrileri sırasıyla Şekil 6.6-8'de gösterilmiştir.

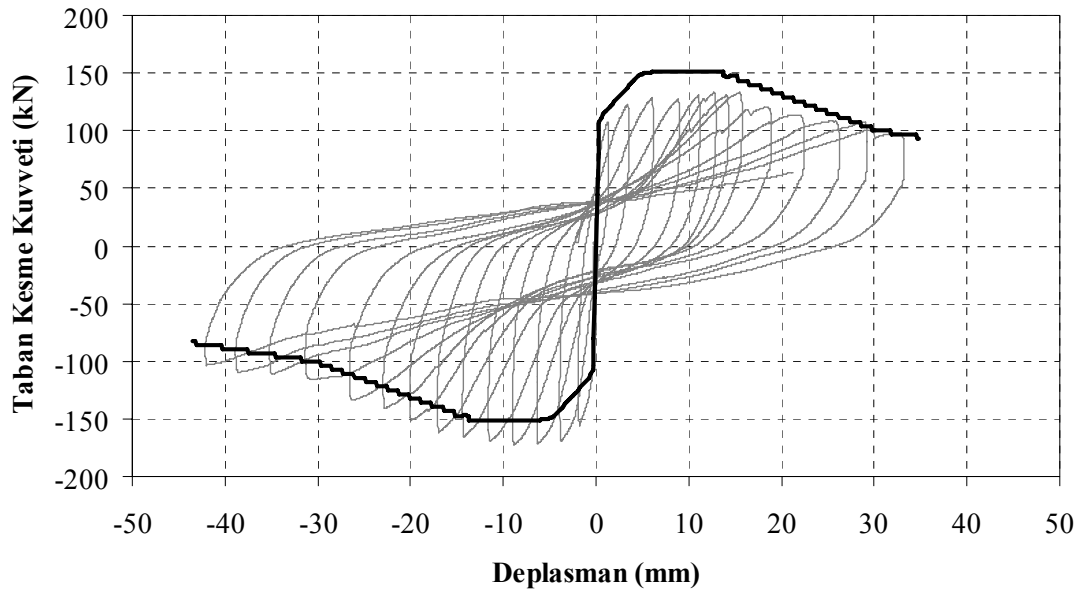


Şekil 6.6 OGY-1 modeli ile deneysel sonuçların karşılaştırılması



Şekil 6.7 OGY-2 modeli ile deneysel sonuçların karşılaştırılması

Deneysel olarak elde edilen davranış itme ve çekme doğrultuları için birbirlerinden farklıdır. Düşük aksenal yük düzeyinde bulunan numunelerde itme yönünde oluşan çatlaklar, çekme yüklemesi sırasında kapanmamakta bu sebeple beton basınç bloğu oluşmamaktadır. Bu durum betonarme kesit davranışını tümüyle değiştirmektedir. Şekillerden görüleceği gibi 3 modelin analiz sonuçları bir doğrultu için kapasiteyi fazla, diğer doğrultu için düşük tahmin etmektedir. Kapasite eğrileri incelendiğinde OGY-1 ve OGY-2 modellerinin numunede kayma davranışı ile başlayan dayanım kaybını yakalayamadıkları, OGY-3 numunesinde ise kayma ile meydana gelen kapasite kaybının model davranışında da ortaya çıktığı görülmektedir.

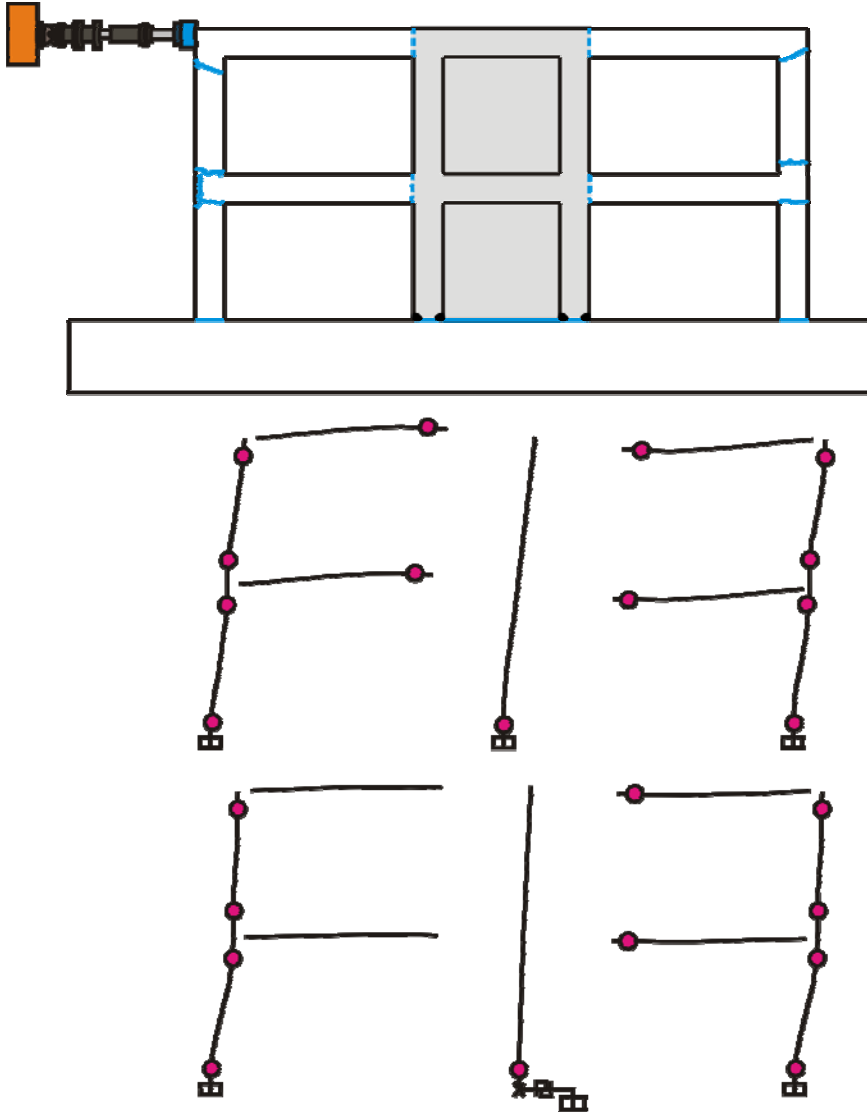


**Şekil 6.8** OGY-3 modeli ile deneysel sonuçların karşılaştırılması

OGY numunesi ile OGY-1, OGY-2 ve OGY-3 modellerinin davranış bakımından değerlendirilmesi Şekil 6.9'da verilmiştir. Deney sonundaki hasar oluşumları ile analitik modellerde gözlenen mafsall oluşumu ve deplasman davranışları gösterilmiştir.

OGY-1 ve OGY-2 modelleri ile OGY-3 modelleri arasında başlangıç adımlarında herhangi bir davranış farkı yoktur. Fakat, her modellerin davranışı nihai deplasman seviyesine kadar birbirinden oldukça farklılaşmıştır. OGY-1 ve OGY-2 modellerinde perde temele tam ankastre bağlı olarak modellendiği için perdenin eğilme davranışı sonucunda ve perde çerçeve etkileşiminin gereği olarak 2. kat kolonlarının daha büyük

deformasyonlara maruz kaldığı görülmektedir. Halbuki OGY-3 modelinde perde tabanındaki kayma davranışı da modellendiği için perde tabanında sürtünme kesmesi seviyesine ulaşıldığında kaymaya başlayan perdede deformasyon talebi azalmıştır. Bu durumda 1. kat kolonlarında aşırı deformasyon talepleri oluşmaya başlamıştır. Deney sonuçları ile gerek sayısal yük değerleri gerek davranış bakımından OGY-3 modelinin daha yakın sonuçlar verdiği görülmüştür. OGY-1 ve OGY-2 modelleri ise gerek davranış gerek kapasite bakımından yanlış ve yanıltıcı sonuçlar vermiştir. Bu durum doğrusal olmayan yapı analizinde modellemenin önemini açıkça ortaya koymaktadır. Davranışa ilişkin doğru bilgiler edinilebilmesi için analitik modellerin doğru kurulması son derece önemlidir.

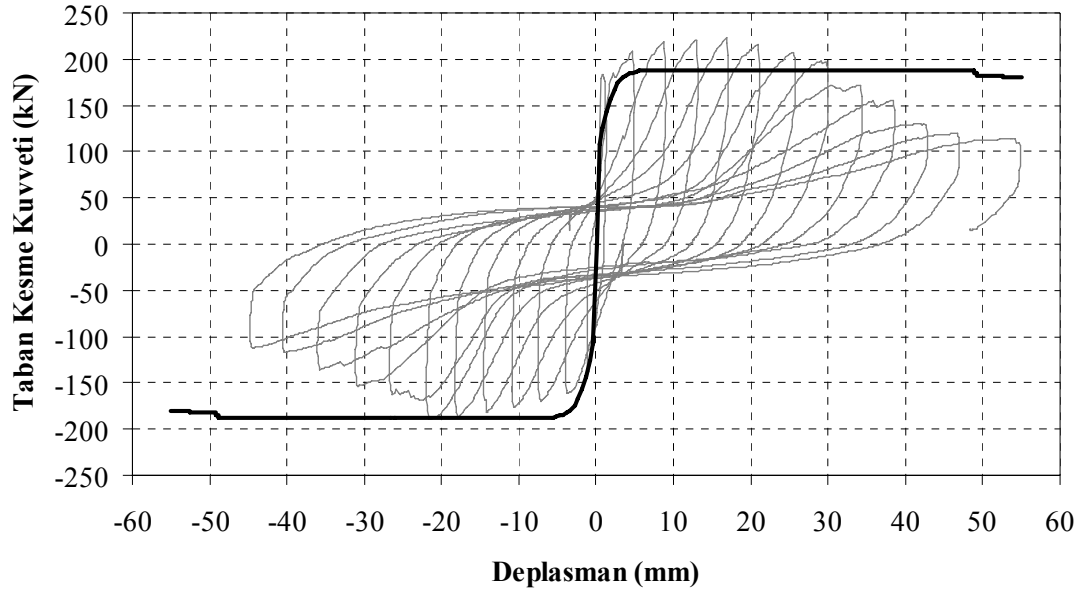


**Şekil 6.9** OGY numunesi ve modellerinin davranışı a) sağ aksta deney sonundaki hasarlar b) OGY-1 ve OGY-2 modellerinde nihai mafsalları ve davranış, c) OGY-3 modelinde nihai mafsalları ve davranış

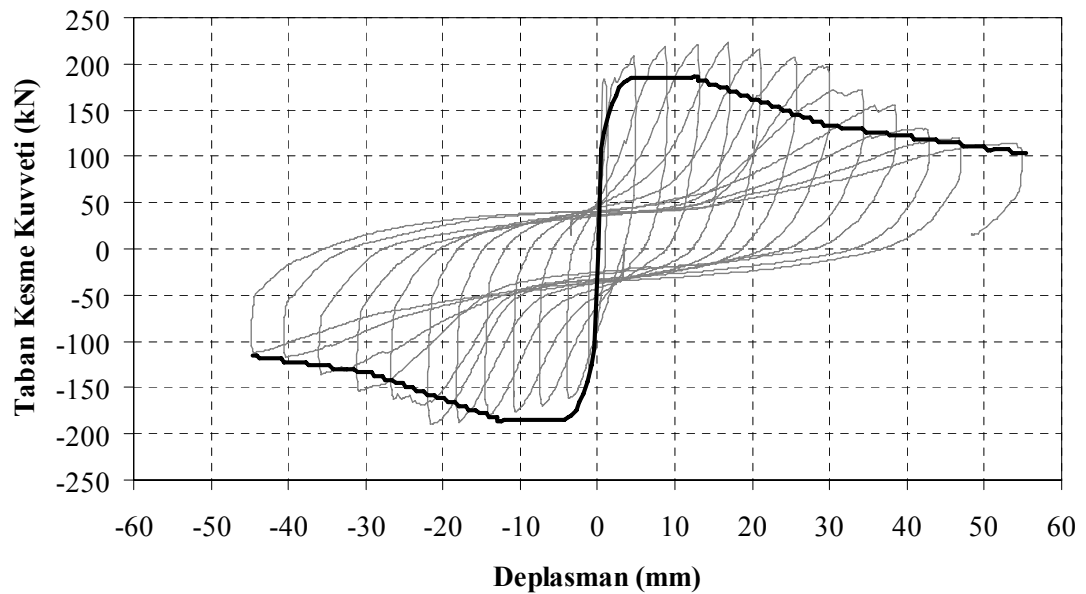


### 6.4.3 GY numunesi ve modelleri

Hasarsız durumda iken güçlendirilen GY numunesi için hazırlanan temel kaymasını dikkate alan ve almayan iki modelin kapasite eğrileri deney sonucu ortaya çıkan çevrim eğrisi ile Şekil 6.10-11'de karşılaştırılmıştır. OGY numunesine ait modellerde görüldüğü gibi GY modelleri de kapasiteyi bir doğrultudaki yükleme için yüksek, diğer doğrultu için düşük olarak tahmin etmişlerdir.

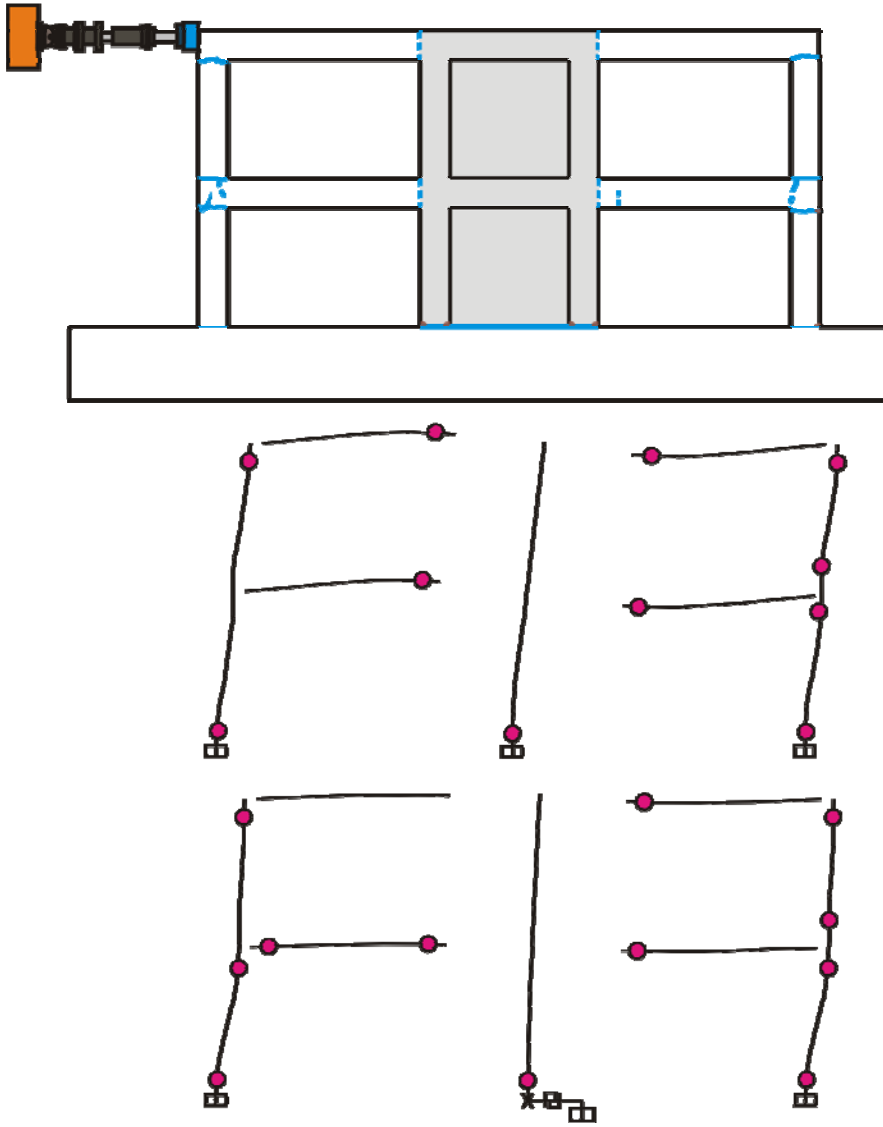


Şekil 6.10 GY-1 modeli ile deneysel sonuçların karşılaştırılması



Şekil 6.11 GY-2 modeli ile deneysel sonuçların karşılaştırılması

GY numunesi ile GY-1 ve GY-2 modellerinin davranış bakımından karşılaştırılması Şekil 6.12’de görülmektedir. OGY numune ve modellerinin karşılaştırılmasında olduğu gibi GY numunesi için hazırlanan modellerde davranış birbirinden farklıdır. Deneylede yatay yük kapasiteleri farklı olsa da GY ve OGY modellerinin davranışlarının benzer olduğu görülmüştür. GY numunesinde de perde tabanında kayma gözleendiği için GY-1 ve GY-2 modelleri perde tabanında oluşan kayma başlangıcına benzer doğru sonuçlar vermiş, daha sonra OGY modellerinde olduğu gibi farklılaşmalar başlamıştır. Daha önce OGY numunesi için ifade edildiği gibi daha gerçekçi sonuçlar perde tabanında oluşan kayma davranışının modellenmesi ile elde edilmiştir.



**Şekil 6.12** GY numunesi ve modellerinin davranışını a) sağ aksta deney sonundaki hasarlar b) GY-1 modelinde nihai mafsalları ve davranış, c) GY-2 modelinde nihai mafsalları ve davranış

Deneysel sonuçlarda elde edilen ve analizlerden bulunan yatay yük değerleri Tablo 6.7'de karşılaştırmalı olarak verilmiştir. Karşılaştırmada itme ve çekmede elde edilen deneysel verilerin ortalaması kullanılmıştır.

**Tablo 6.7** Analitik ve deneysel yatay yük değerlerinin karşılaştırılması

Numune	Model	Karşılaştırılacak değer (Ortalama)	Deneysel yük (kN)	Analiz yükü (kN)	Deneysel /Analiz
RY	RY	Maksimum Yük.	68,10	66,30	1,027
		GÖ=%0.5'de yük	67,95	66,20	1,026
		GÖ=%1'de yük	66,75	66,30	1,007
		GÖ=%2'de yük	--	47,30	--
OGY	OGY-1	Maksimum Yük.	152,95	154,70	0,989
		GÖ=%0.5'de yük	148,65	154,50	0,962
		GÖ=%1'de yük	150,40	154,60	0,973
		GÖ=%2'de yük	118,90	154,60	0,769
	OGY-2	Maksimum Yük.	152,95	154,60	0,989
		GÖ=%0.5'de yük	148,65	154,50	0,962
		GÖ=%1'de yük	150,40	154,60	0,973
		GÖ=%2'de yük	118,90	154,60	0,769
	OGY-3	Maksimum Yük.	152,95	150,50	1,016
		GÖ=%0.5'de yük	148,65	150,50	0,988
		GÖ=%1'de yük	150,40	137,80	1,091
		GÖ=%2'de yük	118,90	91,10	1,305
GY	GY-1	Maksimum Yük.	206,60	188,10	1,098
		GÖ=%0.5'de yük	197,20	188,00	1,049
		GÖ=%1'de yük	202,95	188,00	1,080
		GÖ=%2'de yük	130,75	188,10	0,695
	GY-2	Maksimum Yük.	206,60	184,50	1,120
		GÖ=%0.5'de yük	197,20	184,40	1,069
		GÖ=%1'de yük	202,95	168,80	1,202
		GÖ=%2'de yük	130,75	123,70	1,057

RY numunesi için deneysel sonuçlarla analiz sonuçları karşılaştırıldığında maksimum yük seviyesi için bulunan %2,7'lik bir farkın bulunduğu görülmektedir. Doğrusal olmayan yapı analizi için bu kabul edilebilir bir farktır.

OGY numunesi ile modellerinin sonuçları karşılaştırıldığında maksimum yükün de görüldüğü %1'lik görelî ötelenme seviyesine kadar olan kısımda %3-4 gibi kabul edilebilir hatalara rastlanmaktadır. Sadece OGY-3 modelinde %1 görelî ötelenme için deneysel kapasite, analiz sonucunu %9,1 oranında aşmaktadır. Ancak, bu ötelenmenin aşılmasından sonra numunedeki dayanım kaybı, OGY-1 ve OGY-2 modeli tarafından yakalanamamış, OGY-3 modelinde ise bu dayanım kaybı deneyde gerçekleşenden fazla

bulunmuştur. Sonuç olarak OGY-1 ve OGY-2 modelleri kapasiteyi %23,1 oranında fazla, OGY-3 modeli ise %30,5 oranında düşük tahmin etmektedir.

GY numunesi için hazırlanan perde tabanındaki kaymanın dikkate GY-1 modelinde deneysel sonuçlar, analiz sonuçlarından ilk %1 görelî ötelenme bölgesinde %4,9-9,8 oranında fazladır. Kaymanın modellenmemesi sebebiyle analizle elde edilen kapasite dayanım kaybını yakalayamamaktadır. Bunun sonucunda %2 görelî ötelenme seviyesi için analitik model dayanımı %30,5 oranında fazla tahmin etmektedir. Kaymanın dikkate alındığı GY-2 modelinde ise deneysel dayanım kontrol edilen 4 noktada da analizle bulunan dayanımdan fazladır. Görelî ötelenmenin %0,5 olduğu düzeyde %6,9 olan bu dayanım farkı %1 görelî ötelenme seviyesinde %20,2'lik bir orana çıkmakta ancak, kayma davranışı modellendiği için azalarak %2 görelî ötelenme seviyesinde %5,7'ye düşmektedir. GY numunesi ile GY-1 ve GY-2 modelleri karşılaştırıldığında, perde tabanındaki kayma davranışının modellendiği GY-2 modelinin özellikle perdenin kayma davranışının başladığı andan itibaren daha gerçekçi sonuçlar verdiği görülmektedir.

Tablo 6.8'de deney sonucunda bulunan ve analitik olarak elde edilen yapının ilk yanal rijitlikleri karşılaştırılmıştır. RY numunesi ve OGY numunesinin modellerinden bulunan rijitlik değerleri deneysel değerlere göre oldukça yüksek çıkmıştır. Bu iki numune için farklar %25.1-38.8 aralığında değişmektedir. GY numunesinin modelleri ise diğer modellerin aksine deneysel sonuçlardan daha düşük rijitlik değerleri vermiş, ancak deneysel ve analitik sonuçlar arasındaki fark GY-1 ve GY-2 modelleri için sırasıyla %5.6 ve %10.7 olarak gerçekleşmiştir.

OGY numunesi için oluşturulan farklı SAP2000 modellerinin rijitlikleri de küçük değişimler göstermektedir. Örneğin hasarlı eleman etkili rijitliğinin kesitin tüm rijitliğinin %40'ı ve %20'si kabul edildiği OGY-1 ve OGY-2 modellerinin ilk rijitlikleri sırayla 296,4 ve 288,5 kN/mm olarak ölçülmüştür. Bu durum, rijitliğe perde elemanların yaptığı ciddi katkıyı göstermektedir. Kolon rijitliklerinin yarıya düşürülmesi tüm sistem rijitliğinde %3'den az bir değişime sebep olmuştur. Bu durum dikkate alındığında hem OGY hem de GY numunelerine hasar görmemiş yeni ilave edilen perdelerle rağmen, deneysel rijitliklerin çok farklı olması dikkat çekicidir. Bu da, perdenin başlık bölgesini oluşturan kolondaki hasarların perdenin rijitliği üzerindeki etkisini ortaya koymaktadır. Analitik modellemede perde başlık bölgesindeki kolonun hasarlı kesit rijitliği dikkate

alınmaması durumunda sistem rijitliğinin hasarsız sistemin rijitliğine yakın ve hatalı hesaplandığı görülmektedir. Hasarlı yapıların güçlendirilmesi için hazırlanan bilgisayar modellerinde ilave edilecek perdelerin rijitliğinin, uç bölgelerindeki hasarlı elemanların rijitlik kaybından çok etkilendikleri dikkate alınarak model oluşturulmalıdır.

**Tablo 6.8** Analitik ve deneysel ilk yanal rijitliklerin karşılaştırılması

Model	İlk Yanal Rijitlik (kN/mm)		Deneysel /Analitik
	Deneysel	Analitik	
RY	25,12	33,55	0,749
OGY-1	181,39	296,37	0,612
OGY-2		288,53	0,629
OGY-3		282,71	0,642
GY-1	313,06	296,37	1,056
GY-2		282,71	1,107

Yapılması gereken bir başka önemli karşılaştırma da hasarlı ve hasarsız yapıların ve modellerinin davranışındaki farklılıktır. Tablo 6.9'da hasarlı ve hasarsız yapıların deneysel davranışları kıyaslanmıştır. Hasarsız yapının belirli yük seviyelerindeki kapasitesi hasarsız yapı ile kıyaslanmıştır. Hasarlı yapıda yatay yük kapasitesinin, hasarsız yapının yük kapasitesinin yaklaşık %74'üne düştüğü söylenebilir. Bu oranın başlangıçta hasarsız olan yapıdaki hasarın da artması ile %2 görelî ötelenme seviyesinde %91'e çıktığı görülmektedir.

**Tablo 6.9** Hasarlı ve hasarsız yapı numunelerinin davranışları

Karşılaştırılacak değer (Ortalama)	Deneysel yük (kN)		Hasarlı / Hasarsız
	OGY	GY	
Maksimum Yük.	152,95	206,60	0,74
GÖ=%0.5'de yük	148,65	197,20	0,75
GÖ=%1'de yük	150,40	202,95	0,74
GÖ=%2'de yük	118,90	130,75	0,91

Deneysel sonuçlara en yakın dayanım ve davranışı OGY-3 ve GY-2 modelleri gösterdiği için hasarlı ve hasarsız yapı modellerinin karşılaştırılması için bu iki model kullanılmıştır. Karşılaştırmalar Tablo 6.10'da gösterilmiştir. Güçlendirilmiş yapı modelinde kapasitenin deney sonuçlarından daha düşük hesaplanması sebebiyle OGY-3

ve GY-2 modelleri arasındaki fark deneysel olarak elde edilen %74 değerinin üzerine çıkarak %82'ye ulaşmıştır.

Analiz ve deney sonuçlarının bu iki yapı için karşılaştırılması sonucunda hasarlı yapıların analizinde hasarlı elemanların dayanımın azaltılması gerektiği ortaya çıkmıştır. Özellikle yapının güçlendirilmesi için hazırlanan modellerde hasarlı yapı elemanlarının rijitliklerinin ayrıca azaltılmasının ciddi bir getirisinin olmadığı, dayanım azaltılmasının ise analiz sonuçlarına büyük etkisi olduğu görülmüştür.

**Tablo 6.10** Hasarlı ve hasarsız yapı modellerinin davranışları

Karşılaştırılacak değer (Ortalama)	Analitik yük (kN)		Hasarlı / Hasarsız
	OGY-3	GY-2	
Maksimum Yük.	150,50	184,50	0,82
GÖ=%0.5'de yük	150,50	184,40	0,82
GÖ=%1'de yük	137,80	168,80	0,82
GÖ=%2'de yük	91,10	123,70	0,74

## 7. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Türkiye'nin önemli problemlerinden olan depreme dayanıksız yapı stoğunun güçlendirilmesi için en yaygın şekilde kullanılan fakat uygulama zorlukları ve yapı içerisinde ince işçilik, yapı kullanımının aksaması gibi ilave maliyetler getiren betonarme perdelerle dolgulu çerçeve oluşturulması yöntemine alternatif olarak yapı dışından uygulanabilecek dış-perdelerle güçlendirme yöntemi deneysel olarak incelenmiştir. Bu bölümde çalışmada elde edilen sonuçlar ve öneriler verilmiştir.

### 7.1 Sonuçlar

Yapılan deneysel çalışma sonucunda dış-perde duvarlarla güçlendirme yönteminin yapıya dayanım ve rijitlik kazandırdığı görülmüştür.

Maksimum yatay yük taşıma kapasitesi referans yapıya kıyasla ortalama olarak, onarılarak güçlendirilen yapıda 2,27 katına, hasarsızken güçlendirilen yapıda ise 3,06 katına çıktığı görülmüştür.

Onarılarak güçlendirilen yapının rijitliğinin referans yapının 7,2 katına çıktığı, hasarsız iken güçlendirilen yapıda bu oranın 12,5 olduğu tespit edilmiştir.

Referans yapı %1,7 görelî ötelenme seviyesine kadar itilmiş ve çekilmiş ancak bu deplasman seviyesine kadar herhangi bir ciddi kapasite kaybı yaşanmamıştır. Onarılarak güçlendirilen ve hasarsızken güçlendirilen yapılarda sırasıyla %1,3 ve %1,2 görelî ötelenme seviyelerinde kapasite kaybı yaşanmaya başlamıştır.

Epoksi enjeksiyonu ile onarılan hasarlı OGY numunesinde yapılan deney sonucu yeni çatlaklar epoksi enjekte edilen çatlaklarda oluşmamış, çatlak oluşumu eski çatlağın bir miktar altında veya üstünde bir bölgede ortaya çıkmıştır. Enjeksiyon uygulamasının başarılı olduğu deneyler sonucunda görülmüştür.



Deneyleerde mevcut yapıya dışarıdan epoksi ankrajlarla bağlanan perdelerin eski yapı elemanları ile birlikte bir döküm gibi çalıştığı görülmüştür. Perde ile eski yapı elemanları arasındaki kılcal çatlaklar ise görelî ötelenme seviyesinin % 1'i geçmesinden sonra gerçekleşmiştir. Perdenin yapıyla birlikte çalışmasına engel olmayan bu tarz çatlakların ancak büyük depremlerde aşılabilcek %1 görelî ötelenme seviyesinden sonra oluşması davranış açısından olumludur.

Dış perde ile mevcut yapının bağlantısını sağlayan kesme ankrajlarının tasarımında sadece 1.15 olan çelik malzeme katsayısı kullanılmış, ankraj donatılarının akma dayanımları ise deney sonuçlarının ortalaması olarak kullanılmıştır. TS500 (2000)'de sürtünme kesmesi için verilen denklem ile bulunan ankraj kesme kapasiteleri literatürde yer alan dayanım fazlalığı katsayıları ile artırılarak gerçek dayanım değerleri esas alınmıştır. Böylece TS500'e göre güvensiz ancak gerçek dayanımlara göre güvenli olan ankraj tasarımları yapılmıştır. Başarılı olması kesin olan aşırı miktardaki ankraj yerine istenen dayanıma daha yakın kapasiteye sahip ankrajlar kullanılarak, ankraj şartlarındaki olumsuzluklar da test edilmiştir. Sonuç olarak, tasarlanan ankraj sistemi yük aktarımında başarılı olmuştur. Tasarım için TS500 (2000) denkleminin kullanılmasının uygun olduğu tespit edilmiştir.

Deneyleerde küt perde olarak çalışan güçlendirme perdelerinin tabanında ilk çevrimlerde oluşan eğilme çatlakları deneyin ilerleyen aşamalarında genişlemiş, donatı kopmaları sonucunda sürtünme kesmesi dayanımı azalan perde duvar tabanında kesme kayması görülmüştür. Bu durum yapının enerji tüketim ve süneklik özelliklerini olumsuz etkilemiştir.

Deneyleerde kullanılan 3 numunenin değişik davranış alternatifleri göz önüne alınarak SAP2000 programı ile hazırlanan doğrusal olmayan yapı modelleri statik itme analizine tabi tutulmuştur. Perde duvar bulunmayan referans yapı numunesine ait modelin analiz sonuçları deney sonuçlarıyla yeterince uyumludur. Bunun yanında, dış-perde duvarlara sahip güçlendirilmiş numunelerde hasarlı elemanların rijitlik ve dayanım değerlerinin modele yansıtılmasında bazı sıkıntılar yaşanmış, ancak FEMA-356 artık dayanım katsayılarının analizlerde kullanımının yeterli sonuç verdiği görülmüştür.

TS500 (2000) ile bulunan sürtünme kesmesinin literatürde yer alan çalışmalara göre artırılması sonucu elde edilen kapasitenin kullanımı ile perdenin tabanında gerçekleşen kayma davranışının bilgisayar modeline tatmin edici derecede yansıtılabildiği görülmüştür. Kayma davranışının modellendiği durumlarda gerek yapı kapasitesi gerek yapı davranışı bakımından deney sonuçları ile daha uyumlu değerler elde edilmiştir. Kayma davranışının modellenmemesi durumunda ise hem kayma sonrasında yapının yük-deplasman davranışı doğru elde edilememiş, hem de gözlenen yapı davranışı gerçek davranıştan oldukça farklı olmuştur.

Çatı seviyesinde kolon donatıları gönyelenmeden ve yeterli kenetlenme boyu sağlanmadan bırakıldığı için sıyrılma meydana gelmiş, kesitin ve yapının dayanımında ciddi kayıplar ortaya çıkmıştır. Bu sıyrılma davranışının modellenmesi için kullanılan FEMA-356 (2000) denkleminin başarılı sonuçlar verdiği görülmüştür.

Perdeli sisteme sahip yapı modellerinde, kolonlardaki rijitlik değişiminin sistem rijitliğine hemen hemen hiç katkı sağlamadığı görülmüştür. Hasarsız yapıların analizinde elde edilen rijitlikle, deneysel ilk rijitliklerin uyumlu olduğu, hasarlı yapıda ise analitik ve deneysel ilk rijitlik değerlerinin birbirinden oldukça farklı olduğu görülmüştür. Bu durum, hasarsız perdenin başlık bölgesindeki mevcut yapı kolonlarının hasarlı olmasından dolayı ortaya çıkmıştır.

## 7.2 Öneriler

Dış-perde yönteminin en önemli unsuru perde ile yapıyı bağlayan ankrajlardır. Bu çalışmada, uygulanan ankraj tasarım yöntemi, kat döşemesi veya kirişe o katta perdeye aktarılacak kuvveti taşıyabilecek güvenlikte ankrajlar yapılması, perdenin büküm noktasından aşağı kadar yapılacak kolon ankrajlarının oluşturacağı kuvvet çiftinin ise, perde kesitinin moment kapasitesini karşılayacak şekilde olması hedeflenmiştir. Deneysel çalışma için sınır değerlere yakın kapasitede ankraj uygulanmasına rağmen TS500 (2000) denkleminin ve malzeme dayanımının günlük uygulamalarda kullanımı daha uygun olacaktır. Ancak, ankraj dağılımı ve şekli ile ilgili araştırmaların devam etmesi gerektiği düşünülmektedir.

Mevcut yapıların değerlendirilmesi ve güçlendirilmesi amacıyla yapılacak doğrusal olmayan yapı analizlerinde kullanılmak üzere perde tabanı için kayma kapasitesinin TS500 (2000) denklemi ile bulunan sürtünme kesmesi dayanımının 1,77 (veya pratik olarak 1,8) katı olarak kullanımı uygundur. Bu kesme kuvvetinin nihai dayanımı olarak da TS500 (2000) sürtünme kesmesi denklemi ile bulunan dayanım değeri kullanılabilir.

Donatı sıyırılması ile kesit kapasitesinde meydana gelecek azalmanın belirlenmesi için DBYYHY (2007)'de de aynen benimsenen FEMA-356 (2000) denkleminin kullanımının uygun olacağı düşünülmektedir.

Hasarlı yapıların güçlendirilmesine yönelik yapılacak modellemelerde, hasarlı kesit rijitliklerinin değiştirilmesinin analiz sonuçlarına ciddi bir etkisi olmadığı görülmüştür. Ancak, ilave edilecek güçlendirme perdelerine bağlanan hasarlı kolonların perdenin etkili rijitliğini ayrıca düşüreceği hesaba katılmalıdır.

Özellikle az katlı yapılarda uygulanacak dış-perde ile güçlendirme çalışmalarında ortaya çıkabilecek küt perdelerde diyagonal basınç ezilmesi veya çekme hasarını önlemek üzere diyagonal donatıların koyulması gereklidir. Bu donatıların temel içerisine yeterince uzatılması ile sürtünme kesmesi dayanımının artırılması da düşünülebilir. Ancak, bu donatıların perde eğilme kapasitesini ve dolayısıyla kesme kuvveti seviyesini de artıracığı akıldan çıkarılmamalıdır.

Dış-perde ile güçlendirme de diğer güçlendirme uygulamaları gibi bir tasarım meselesidir. Tasarımcı mühendislerin yapı modellerini oluştururken detaylı çalışması ve ortaya çıkabilecek hasar şekillerini dikkate alarak yapısal modelleri hazırlamaları gerekmektedir.

Eksenel yük düzeyi düşük kayma perdelerine sahip yapılarda perde tabanında ortaya çıkma riski yüksek olan kayma davranışı, doğrusal olmayan yapı davranışını belirlemek için hazırlanan bilgisayar modellerine kesinlikle yansıtılmalıdır.

Özellikle ülkemizdeki betonarme yapıların son katlarında kolon filizleri açıkta bırakılmakta, daha sonra da kesilmektedir. Bu tür uygulama kolon donatılarının yeterli aderans sağlamasını engellemektedir. Donatının sıyırılması ile kesit dayanım ve

sünekliğini azaltacak bu durum özellikle 1 ve 2 katlı yapılarda yapı yatay yük dayanımını ve sünekliğini önemli oranda azaltabilir. Bu tarz yapıların modellenmesinde sıyrıma dayanımları dikkate alınmalıdır. Yeni imal edilen yapılarda da bu tür yetersiz aderansa sahip donatı bırakılmamalı, donatı için yeterli kenetlenme boyu düz olarak sağlanamıyorsa donatı gönyelenmelidir. Özellikle yapımına ara verilen binalarda üst kat kolonunun kenetlenme boyu sağlayacak şekilde kısmen imal edilmesi gereklidir.

### 7.3 Gelecek Çalışmalar İçin Öneriler

Bu çalışmanın devamı niteliğinde yapılacak çalışmalarda, dış perdenin etkinliği, perdeleri eğilme perdesi olarak çalışacak 3 ve daha fazla katlı yapılar için araştırılabilir.

Dış-perde ile mevcut yapı arasına yapılacak epoksi ankrajların miktar ve özelliklerinin araştırılması uygulama açısından son derece faydalı olacaktır.

Dış-perdelerin kolon aksları dışına taşırılması ve mevcut kolonun perde başlığı olarak çalışması engellenerek mevcut yapı kolonunda kabuk dökülmesi gibi hasarların engellenip engellenemeyeceği konusunda da çalışmalar gereklidir.

Bunlara ilave olarak, dış-perdenin en ciddi sıkıntısı olan mimari problemlerin giderilmesine yönelik olarak pencere boşlukları açılması durumunda davranıştaki değişimler ve bağ kirişinin kat döşemesine nasıl bağlanacağı konuları da önemli araştırma konuları olarak görülmektedir.

Literatürde yer alan donatı sıyrılması, sürtünme kayması ile ilgili çalışmaların yeni yapı tasarımına yönelik olarak hazırlandığı ve tasarıma yönelik güvenli formülasyonlar verdikleri görülmüştür. Bu çalışmaların mevcut yapıların modellenmesine yönelik olarak da yapılması gerekmektedir.

Bu çalışma kapsamında geliştirilen ve değişik geometrik ve mekanik özelliklere sahip kesitlerin Moment-Eğrilik hesaplarını yapan kod için bir arayüz geliştirilerek son kullanıcı için veri girişinin kolaylaştırılması da faydalı olacaktır.

## 8. KAYNAKLAR

- ABYYHY, (1998) “Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik”, *Bayındırlık ve İskân Bakanlığı*, Ankara. 86 s.
- ACI318-83, (1983) Building Code Requirements for Reinforced Concrete, *American Concrete Institute*, Detroit, USA. 112s.
- Albanesi, T., Biondi, S., Candigliota, E., and Nuti, C. (2006) Experimental Analysis on a Regular Full Scale Infilled Frame, *First European Conference on Earthquake Engineering and Sismology*, Geneva, Switzerland, Paper No: 1608.
- Altın, S. (1990) Strengthening of Reinforced Concrete Frames with Reinforced Concrete Infills, Doktora Tezi, *Orta Doğu Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, Ankara.
- Anil, Ö. and Altın, S. (2007) An Experimental Study on Reinforced Concrete Partially Infilled Frames, *Engineering Structures*, 29(3): 449-460.
- Anonim, (2001) Stiffness of R/C Members. Lecture Notes, *Purdue University*, West Lafayette, IN, USA. 221 s.
- Anonim, (2004) Mevcut Yapıların İncelenmesi ve Yapı Denetimi Komisyon Raporu, *Bayındırlık ve İskan Bakanlığı Deprem Şurası – 2004*. Teknik Rapor. Ankara. 224 s.
- ATC-40, (1996) Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, *Applied Technology Council*, Redwood City, California.
- Atımtay, E., Kaplan, H., Haktanır, T., Kaltakçı, M. Y., Yılmaz, Ç., Kanıt, R., Altun, F., Türkmen, M., Demir, F., Tama, Y. S., Şenel, Y. S., İnel, M., Toprak, S., İlgün, A., Yılmaz, S., Çetinkaya, N., Nohutcu, H., Yılmaz, Ü. S., Arslan, M. H., Tekeli, H., Çırak, İ. F., Erdal, M., Can, Ö., Kayhan, A. H., ve Arı, K. (2003-2007) Depremde Hasar Görmüş Yapıların Onarımı” ve Hasarsız Mevcut Yapıların Güçlendirilmesi: Dış Perde Duvar Uygulaması. DPT-YUUP projesi. Proje kodu: BAP-08-11-DPT.2004K120760 (Devam ediyor.)

- Bass, R. A., Carrasquillo R. L. and Jirsa, J. O. (1989) Shear Transfer across New and Existing Concrete Interfaces, *ACI Structural Journal*, 86(4): 383-393.
- Baran, M. (2005) Precast Concrete Panel Infill Walls for Seismic Strengthening of Reinforced Concrete Framed Structures, Doktora Tezi, *Orta Doğu Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, Ankara. 265 s.
- Belarbi, A. and Hsu, T. T. C. (1994) Constitutive Laws of Concrete in Tension and Reinforcing Bars Stiffened by Concrete. *ACI Structural Journal*, 91(4):465-474.
- Benjamin, J. R. and Williams, H. A. (1958) Blast and Earthquake Resistant Design Data: Behavior of One-Story Reinforced Concrete Shear Walls Containing Openings. *ACI Structural Journal*, 30(5):605-618.
- Bush, T. D., Wyllie, L. A. And Jirsa, J. O. (1991) Observations on two seismic strengthening schemes for concrete frames. *Earthquake Spectra*. 7(4):511-527.
- Canbay, E., Ersoy, U. and Özcebe, G. (2003) Contribution of Reinforced Concrete Infills to Seismic Behavior of Structural Systems, *ACI Structural Journal*, 100(5): 637-643.
- Chesca, A. B., Vacareanui, R. and Ghica, R. (2006) Strategy for Seismic Rehabilitation of Buildings using Fluid Viscous Dampers. Case Study, *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Geneva, Switzerland, Paper No: 406.
- CSI, (2005) CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS and SAFE, *Computers and Structures Inc*, California, USA. 415 s.
- DBYYHY, (2006) Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, *Bayındırlık ve İskân Bakanlığı*, Ankara. 159 s.
- FEMA 356 (2000) Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. *Federal Emergency Management Agency*. Washington DC, USA.
- Ersoy, U. ve Uzsoy, Ş. (1971) The Behavior and Strength of Infilled Frames. *TÜBİTAK Araştırma Projesi Raporu*. Proje No: MAG-205. Ankara, Türkiye. 95 s.
- Ersoy, U. ve Özcebe G. (2001) Sargılı Betonarme Kesitlerde Moment-Eğrilik Hesabı Yapan Excel Programı. <http://www.insaatforumu.com/forum/attachment.php?s=f657afb8d3001b58631bdbbe2907dbdc&attachmentid=254&d=1167232284> (15.6.2006)

- Frosch, R. J., Wanzhi, L., Jirsa, J. O. and Kreger, M. E. (1996) Retrofit of Non-Ductile Moment-Resisting Frames Using Precast Infill Wall Panels. *Earthquake Spectra*. 12(4): 741-760.
- Gilmore, A. T., Bertero, V. V. and Youssef, N. F. G. (1996) Seismic Rehabilitation of Infilled Non-Ductile Frame Buildings Using Post-Tensioned Steel Braces, *Earthquake Spectra*. 12(4):863-882.
- Govindan, P., Lakshmipathy M., and Santhakumar A. R. (1986) Ductility of Infilled Frames, *ACI Structural Journal*, 83(4): 567-576.
- Görgülü, T. (2006) Betonarme Yapıların Dış Çelik Perde ile Güçlendirilmesi, *Süleyman Demirel Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, Isparta (Devam eden doktora tezi)
- Gündoğmuş, H. T. (1995) Repair and Strengthening of Damaged Reinforced Concrete Frames with Steel Infill Frame and Prestressing Bars, Yüksek Lisans Tezi, *Orta Doğu Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, Ankara. 135 s.
- Higashi, Y., Endo, T., and Shimizu, Y. (1982), Effects on Behaviors of Reinforced Concrete Frames by Adding Shear Walls, *Proceedings of the Third Seminar on Repair and Retrofit of Structures*, Ann Arbor Michigan, USA, s. 265-290.
- Humay F. K. and Durrani, A. J. (2001) Experimental Study of Perforated Infill Panels for Retrofitting Flat Plates. *ACI Structural Journal*, 98(5): 727-734.
- Kaltakçı, M. Y. Arslan, M. H. ve Yılmaz, Ü. S. (2006) Yatay Yük Tasıma Kapasitesi Düşük Olan Betonarme Çerçevelerin Dış Perde Duvar Uygulaması ile Güçlendirilmesi, *Yedinci Uluslararası İnşaat Mühendisliğinde Gelişmeler Kongresi*, İstanbul, Bildiri No:167.
- Kaltakçı, M. Y. ve Yavuz, G. (2006) Kısmi Betonarme Perde Duvar ile Güçlendirilmiş Betonarme Çerçevelerin Depremi Benzeştiren Yatay Yük Etkisindeki Davranışı, *Yedinci Uluslararası İnşaat Mühendisliğinde Gelişmeler Kongresi*, İstanbul, Bildiri No:169.
- Kaplan, H. (1999) Marmara depremi fotoğraf arşivi.
- Kaplan, H. (2003) Bingöl depremi fotoğraf arşivi.

- Kaplan, H., Çetinkaya, N., Nohutcu, H., Yılmaz, S. ve Sarışın, A. (2006a) Deprem ve Yapı Teknolojileri Laboratuvarının Geliştirilmesi. Teknik Rapor, **Pamukkale Üniversitesi**, Denizli. 77 s.
- Kaplan, H., Çetinkaya, N., Yılmaz, S., Sarışın, A., Nohutcu, H., Gönen, H. ve Atımtay, E. (2006b) Mevcut Prefabrik Betonarme Endüstri Yapılarının Deprem Davranışının Deneysel Olarak İncelenmesi, **Yapısal Onarım ve Güçlendirme Sempozyumu Bildiriler Kitabı**, Pamukkale, Denizli s. 299-308.
- Kaplan, H., Tama, Y. S. ve Yılmaz, S. (2005a) Yapıların Üst Rijit Kat Oluşturularak Güçlendirilmesi, **Kocaeli 2005 Deprem Sempozyumu**, Kocaeli, s 546–552.
- Kaplan, H., Tama, Y.S. ve Yılmaz, S. (2006c) Dış-Perde Duvar Uygulaması ile Yapıların Güçlendirilmesi: Buldan Devlet Hastanesi Örneği, **Yapısal Onarım ve Güçlendirme Sempozyumu Bildiriler Kitabı**, Pamukkale, Denizli, s. 406-411.
- Kaplan, H., Tama, Y.S., Yılmaz, S. ve Akyol, E. (2005b) Buldan Devlet Hastanesi Depremsellik İnceleme ve Güçlendirme Raporu. Teknik Rapor, **Pamukkale Üniversitesi**, Denizli. 73 s.
- Kaplan, H., Yılmaz, S., Akyol, E., Şen, G. and Dayanır, N. (2005c) Preliminary Seismic Risk Assessment Based on Statistical Data: A Case Study for Denizli, **2<sup>nd</sup> Asian Conference on Earthquake Engineering**, Philippines.
- Kaplan, H., Yılmaz, S., Tama, Y. S., Görgülü, T., Nohutcu, H. ve Atımtay, E. (2006d) Betonarme Yapıların Dış Çelik Perde ile Güçlendirilmesi: Deneysel Çalışma, **Yapısal Onarım ve Güçlendirme Sempozyumu Bildiriler Kitabı**, Pamukkale, Denizli, s. 361-367.
- Kaplan, H., Yılmaz, S., Tama, Y. S., Akyol, E. and Özmen, H. B. (2006e) Seismic Strengthening of State Buildings: Government Office of Datca, Turkey, **First European Conference on Earthquake Engineering and Sismology**, Geneva, Switzerland, Paper No: 1012.
- Kara, M. E. and Altın, S. (2006) Behavior of Reinforced Concrete Frames with Reinforced Concrete Partial Infills, **ACI Structural Journal**, 103(5):701-709.
- Kesner, K. and Billington, S. L. (2005) Investigation of Infill Panels Made from Engineered Cementitious Composites for Seismic Strengthening and Retrofit, **ASCE Journal of Structural Engineering**, 131(11):1712-1720.



- Klingner, R. E. and Bertero, V. V. (1978) Earthquake Resistance of Infilled Frames. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 104:973-989.
- Liau, T. C. (1979) Tests on multistory infilled frames subject to dynamic lateral loading. *ACI Journal*, 76(4):551-563.
- Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R. (1988) Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, *ASCE Journal of Structural Engineering*, 114:1804-1826.
- Masri, A. and Goel, S. (1996) Seismic Design and Testing of an RC Slab-Column Frame Strengthened with Steel Bracing, *Earthquake Spectra*, 12(4):645-666.
- Mehrabi, A. B., Shing, P. B., Schuller, M. P. and Noland, J. L. (1996) Hysteretic Response of Reinforced Concrete Infilled Frames, *ASCE Journal of Structural Engineering*, 122(3): 228-237.
- Moehle, J. P. (1992) Displacement-Based Design of RC Structures Subjected to Earthquakes, *Earthquake Spectra*, 8(3): 403-428.
- Moehle, J. P. (2000) State of Research on Seismic Retrofit of Concrete Building Structures in the US, *US-Japan Symposium and Workshop on Seismic Retrofit of Concrete Structures - State of Research and Practice*, USA.
- Ohmura, T., Hayashi, S., Kanata, K. and Fujimura, T., (2006) Seismic Retrofit of Reinforced Concrete Frames by Steel Braces Using No Anchors. *8<sup>th</sup> National Conference on Earthquake Engineering*. California, USA.
- Özcebe, G., Ersoy, U., Tankut, T., Erduran, E., Keskin, R. S. O. ve Mertol, C. (2003) Strengthening of Brick-Infilled RC Frames with CFRP. Teknik Rapor, *Orta Doğu Teknik Üniversitesi*, Ankara. 69 s.
- Paulay, T., Priestley, M. J. N. and Syng, A. J. (1982) Ductility in Earthquake Resisting Squat Shearwalls. *ACI Journal*, 79(4):257-269.
- Perera, R., Gómez, S. and Alarcón, E. (2004) Experimental and Analytical Study of Masonry Infill Reinforced Concrete Frames Retrofitted with Steel Braces, *ASCE Journal of Structural Engineering*, 130(12):2032-2039.
- Phan, L. T., Cheok G. S., and Todd, D.R. (1995) Strengthening Methodology for lightly reinforced concrete frames: Recommended Design Guidelines for strengthening

with infill walls. Technical Report, *National Institute of Standards and Technology*, Gaithersburg, MD.

- Reinhorn, A., Li, C. and Constantinou, M. C. (1995) Use of Supplemental Damping Devices for Seismic Strengthening of Lightly Reinforced Concrete Frames, *NIST Workshop*, USA.
- Smith, B. S. (1968) Model Test Results of Vertical and Horizontal Loading of Infilled Frames, *ACI Journal*. 65:618-625
- Sonuvar, M. O., Ozcebe, G. and Ersoy, U. (2004) Rehabilitation of Reinforced Concrete Frames with Reinforced Concrete Infills, *ACI Structural Journal*, 101(4): 494-500.
- Sucuoglu, H., Jury, R., Ozmen, A., Hopkins, D. and Ozcebe, G. (2006) Developing Retrofit Solutions for the Residential Building Stocks in İstanbul, *100<sup>th</sup> Anniversary Earthquake Conference*, California, USA.
- Sugano, S. (1982), An Overview of the State-of-the Art in Seismic Strengthening of Existing Reinforced Concrete Buildings in Japan, *Proceedings of the third seminar on repair and retrofit of structures*, Ann Arbor Michigan, USA, 265-290
- Tama, Y. S., Yılmaz, S., Kaplan, H. ve Görgülü, T. (2005) Mevcut Betonarme Yapıların Dış Çelik Perde ile Güçlendirilmesi: Uygulama Çalışması, *Dördüncü Uluslar Arası İleri Teknolojiler Sempozyumu*, 1194-1197 28-30 Eylül 2005 Konya, Türkiye.
- Taylor, D. P. ve Duflo, P. (2003) Fluid Viscous Dampers to Protect Structures During Earthquake, *Beşinci Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı*, İstanbul, Bildiri No: AE-053.
- Türk, M., Ersoy, U. ve Özcebe, G. (2003) Betonarme Çerçevelerin Betonarme Dolgu Duvarlarla Depreme Karşı Onarımı ve Güçlendirilmesi, *Beşinci Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı*, İstanbul, Bildiri No: AT-045.
- TS500, (1984) Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- TS500, (2000) Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.

Whitney, C.S., Anderson, B.G. ve Cohen, E. (1955) Design of Blast Resistant Construction for Atomic Explosions, *ACI Structural Journal*, 26(7):589-683.

Yilmaz, C., Edmund, B. ve Sketchley, C. (2006) Retrofit of Antalya Airport International Terminal Building, Turkey Using Seismic Isolation, *First European Conference on Earthquake Engineering and Sismology*, Geneva, Switzerland, Paper No: 1259.

Yüzügüllü, Ö. (1979) Strengthening of Reinforced Concrete Frames Damaged by Earthquake Using Precast Panel Elements, *TÜBİTAK Araştırma Projesi Raporu*, Proje No: MAG-494. Ankara, Türkiye

## ÖZGEÇMİŞ

1980 yılında İzmir’de doğdu. İlk ve orta öğrenimini Fırınlı Köyü İlkokulu ve Bayındır Ülfet Onart Lisesinde tamamladı. Lisans öğrenimini Orta Doğu Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümünde 2001 yılında tamamladı. 2001-2002 döneminde serbest İnşaat Mühendisi olarak çalıştı. 2002-2004 yılları arasında Pamukkale Üniversitesi İnşaat Mühendisliği A.B.D.’nda Yapı Bilim Dalında yüksek lisans eğitimi aldı ve doktora öğrenimine başladı. 2002 yılından bu yana aynı bölümde araştırma görevlisi olarak çalışmaktadır, evli ve bir çocuk babasıdır.