Dokuz Eylül Üniversitesi-Mühendislik Fakültesi
Fen ve Mühendislik Dergisi
Cilt 19 Sayı 55 Ocak 2017

Dokuz Eylul University-Faculty of Engineering
Journal of Science and Engineering
Volume 19 Issue 55 January 2017

DOI: 10.21205/deufmd.*2017195509*

İstanbul'un Kentsel Dönüşümü için Üretilen Binaların Deprem Güvenliklerinin Araştırılması

Ahmet Tuğrul AKYILDIZ*[1], Konuralp GİRGİN[2]

[1]İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, 34496, İstanbul
[2]İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, 34496, İstanbul

(Alınış / Received: 31.03.2016, Kabul / Accepted: 28.11.2016,
Online Yayınlanma / Published Online: 09.01.2017)

Anahtar Kelimeler
Kentsel Dönüşüm Projesi, Deprem Performansı, Doğrusal Olmayan Hesap, Depreme Dayanıklı Binalar, Düz Döşemeli Binalar

Özet: Bu çalışmada, İstanbul'da başlayan ve sürmekte olan kentsel dönüşüm projesi kapsamında inşa edilen konut türü binaların hemen hemen tümünde kullanılan taşıyıcı sistem modelinin deprem performansının araştırılması amaçlanmıştır. Bahsedilen taşıyıcı sistem modelinde, kolon ve perdelerden oluşan düşey ve yatay yük taşıyıcı elemanlar, dişli döşemeler ve bu döşemeler içinde teşkil edilen yassı kirişler ile birbirine bağlanmaktadır. Bu tür binaları temsil edecek şekilde seçilmiş orta yükseklikte bir betonarme bina güncel yönetmeliklere göre boyutlandırılmıştır. Daha sonra bu binanın deprem performansı araştırılmıştır. Bu çalışmadan elde edilen sonuçlar bu tür binaların yeterli deprem güvenliğini sağlamadığı yönündedir.

Investigation on Earthquake Safety of Buildings Constructed for the Urban Transformation of Istanbul

Keywords
Urban Transformation Project, Earthquake Performance, Non-linear Analysis, Earthquake Resistant Buildings, Flat Slab Buildings

Abstract: The purpose of this study is to investigate the seismic performance of a specific type structural system that is utilized for almost all of the new residential buildings currently constructed as part of the Istanbul Urban Transformation Project. The structural system under consideration is comprised of lateral and gravity system elements, namely columns and shear walls, that are connected by ribbed slabs and shallow flat beams placed within the slabs. Firstly, a representative building of the new stock of buildings is selected, and the structural members are proportioned and detailed according to the current Turkish structural and seismic codes. Then, the seismic performance of the building is investigated. The results handled in this study reveal that these type of buildings cannot satisfy the earthquake safety requirements defined in actual Turkish Seismic Code.

*Sorumlu yazar: tugrulakyildiz@gmail.com

1. Giriş

Büyük çoğunluğu aktif sismik bölgede yer alan ülkemizde, geçmişten günümüze en büyük cazibe merkezi olan İstanbul ve çevresinde defalarca büyük depremler meydana gelmiştir [1]. Bu afetlerden, 1999 yılında meydana gelen Kocaeli (M_w = 7.4) ve Düzce (M_w = 7.2) depremleri, önceki yıllara göre nüfusun ve kentleşmenin de hızla artmasının sonucu olarak büyük mertebelerde sosyal ve ekonomik kayıplara neden olmuştur. Yaklaşık 18000 insanımızın yaşamını yitirdiği ve 50000 kişinin yaralandığı bu afetler [2-3], ülke çapında depremlerin zararları ve bu afetlere karşı alınabilecek önlemler hakkında farkındalığın artmasını sağlamıştır.

Öte yandan, 2000'li yılların başından itibaren yapılan gerek Devlet gerekse diğer kurumlar bünyesindeki birçok araştırma, İstanbul ve çevresi için mevcut yapı stoku göz önüne alındığında, olası yakın büyüklükteki depremlerin yeniden meydana gelmesi hali için benzer kötü senaryoların tekrarlanabileceğini göstermiştir [1, 4-8]. Bunların haricinde İstanbul için geniş çaplı risk azaltma çalışmaları da yapılmış [9-10] ve son birkaç yıl içeresinde de başta İstanbul olmak üzere ülke genelinde 'kentsel dönüşüm' projeleri başlatılmıştır.

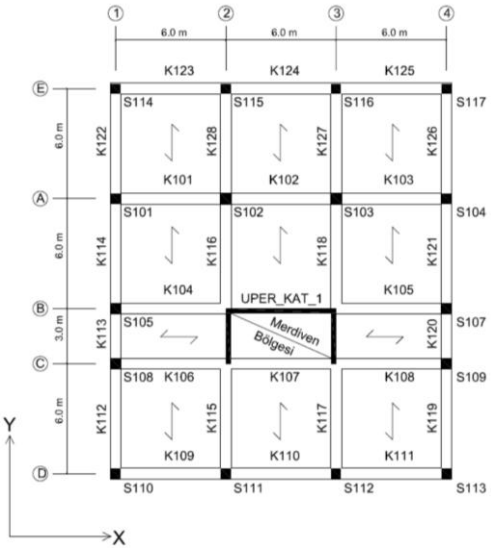
Bu çalışma kapsamında, ülkemizde devam etmekte olan kentsel dönüşüm projelerinde, konut türü binaların yapımında sıklıkla kullanılan taşıyıcı sistemlerden birisinin incelenmesi amaçlanmıştır. Yapılan gözlemler sonucu, dişli (asmolen) döşeme sistemine sahip ve çoğu durumda yalnızca bir adet çekirdek perdesine sahip bu yapıların yaygın biçimde inşa edilmekte olduğu anlaşılmıştır.

Mevcut literatürde, düz tavan görünümü, daha az kalıp işçiliği gibi sebeplerden ötürü çok yaygın olan sistemlerden özellikle kirişsiz döşemeli olanlar ile ilgili birçok çalışma bulunmaktadır. Sismik etkilere karşı klasik çerçeve sistemlere kıyasla daha fazla kırılganlığı bulunan bu tür yapılarda [11], önceki yapılan çalışmaların çoğunda eleman kapasiteleri ve kat ötelemeleri cinsinden yeterlilik sınırları içerisinde kalabilmek adına özellikle iki konu üzerinde durulmuştur. Bunlar; i) kolon-döşeme veya perde-döşeme bağlantıları ve ii) uygun perde sistemleridir (tekil, çekirdek, bağ-kirişli vb.) [12-21]. Hâlbuki ülkemizde özellikle az ve orta katlı binaların birçoğunda kirişsiz ve çift yönde yük aktarımı yapan bu tür döşemelerin yerine, kiriş yüksekliği az, dişli (asmolen) sisteme sahip tek doğrultuda yük aktarımı olan döşemeler tercih edilmektedir. Bu tür sistemlerin kentsel dönüşüm projeleri ile birlikte daha da artan bir hızla uygulanmaya başlandığı da gözlemlenmektedir. Öte yandan, bu kadar yaygın kullanılan bu sistemler ile ilgili yeterli çalışmanın yapılmadığı düşünülerek bir tartışma ortamı yaratması açısından bu çalışma kapsamında böyle bir binanın incelenmesi yapılmıştır.

Yassı kirişli döşemelerin, kirişsiz döşemeli sistemlere kıyasla özellikle kolon-döşeme çevresi zımbalama dayanımı dikkate alındığında, kolon-kiriş bölgesi etriye sargılanmasının doğal sonucu gereği daha avantajlı olduğu söylenebilir. Diğer taraftan, bu tür sistemlerde geleneksel çerçeve yapılarında pek karşılaşılmayan 'geniş kiriş' sorunu mevcuttur. Yüksekliği sınırlı tutulan kirişlerde, bilhassa açıklık arttıkça oluşan eğilme etkilerini karşılayabilmek için daha fazla çekme donatısı gerekmekte, bu yerleşim de kiriş genişliğini artırarak yapılmaktadır. Bunun sonucunda, genişliği bağlandığı kolona veya perdeye kıyasla oldukça fazla olan bu elemanlar, sahip oldukları

etkileri (kuvvet ve moment) diğer düşey taşıyıcı elemanlara aktarırken çekirdek bölgesi (kolon veya perdelerin kirişe dik enkesiti) ile bağlantı sorunları ortaya çıkmaktadır. Diğer bir sorun olarak ise, geniş kirişin çekirdek bölgesi dışında kalan kısmının bağlandığı diğer kirişlerin, ek burulma etkilerine maruz kalması gösterilebilir [22-28].

Bu çalışmada, yukarıda açıklanan özellikleri tarif edebilecek 8 katlı betonarme bir bina üzerinde çalışılmış, DBYBHY-2007 [29] ve TS-500 [30] yönetmelikleriyle uyumlu olacak biçimde, konut türü binaların yapımında sıklıkla kullanılan STA4-CAD [31] programı yardımıyla yapı boyutlandırılmıştır. Boyutlandırılan bu yapı mevcut bina gibi göz önüne alınmış, elde edilen eleman boyutları ve donatı miktarlarına mümkün olduğunca sadık kalınarak (piyasadaki pratiğe uygun olması açısından program [31] çıktıları olduğu gibi kullanılarak) Sap2000 [32] programı ile yapının modellenmesi gerçekleştirilmiştir. Binanın performans değerlendirmesi yer değiştirme esaslı yöntemler kullanılarak DBYBHY-2007 [29]'ye göre yapılmıştır. Bu amaçla, yönetmelikte öngörülen Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü (AEDY) ve Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz (ZTADOA) kullanılmış ve bu yöntemler ile elde edilen sonuçlar tartışılmıştır. Bina planda X (kısa doğrultu) ekseni etrafında simetrik değil iken, Y (uzun doğrultu) ekseni etrafında simetriktir. Yatay yüklerin taşınması için bir adet U şeklinde çekirdek perde kullanılmış olup, perdenin taşıyıcı sistemle bağlantısı dişli (asmolen) döşeme içinde kalan yassı kirişler ile gerçekleştirilmiştir. Kirişlerin diğer düşey taşıyıcı elemanlarla bağlantısında herhangi bir ek dışmerkezlik göz önüne alınmamış ve bağlantının çubuk eksenleri çakışacak şekilde olduğu kabul edilmiştir. Kolonlar ise muhtelif ebatlarda olup yukarı katlara çıkıldıkça iki katta bir boyutları 5'er cm azaltılmıştır. Hesap modeli oluşturulurken döşeme yükleri yassı kirişlere doğrultularına uygun olacak şekilde yük olarak etki ettirilmiştir. Kat planında, döşeme yüklerinin aktarım doğrultuları Şekil 1'de gösterilmiştir.



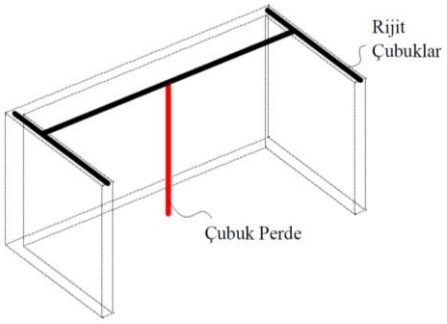
Şekil 1. Tipik kat kalıp planı

Hesap modelinde perde, kolon ve kirişler çubuk eleman olarak göz önüne alınmıştır. Kolon ve kiriş elemanlarda doğrusal olmayan davranış, bu elemanların uç bölgelerine yerleştirilen plastik mafsallarla tarif edilmiş olup bu mafsallara ait özellikler XTRACT [33] yazılımı kullanılarak belirlenmiştir. Perdenin doğrusal olmayan davranışı, her kat için perdenin alt ucunda tanımlanan lifli plastik model ile göz önüne alınmıştır. Bu davranış modeli Sap2000 [32] programının kendi içinde bulunan özellikler yardımıyla tarif edilmiştir. Binanın analitik modellenmesi hakkında ayrıntılı bilgi Akyıldız [34]'ın çalışmasında bulunmaktadır.

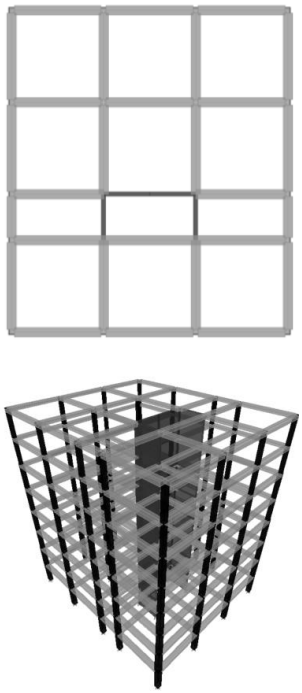
2. Taşıyıcı Sistemin Tanıtılması

U perdenin Sap2000 [32] programı ile nasıl modellendiği Şekil 2'de görülmektedir. Bina hesap modelinin

plan ve üç boyutlu görünüşleri ise Şekil 3'te verilmektedir.



Şekil 2. U perde hesap modeli



Şekil 3. Hesap modelinin plan ve 3B görünüşü

2.1. Malzeme özelliklerinin tanıtılması

Binada C30 betonarme betonu ve S420a donatı çeliği kullanılmıştır. Malzemelerin doğrusal olmayan davranışı ile ilgili özellikleri için DBYBHY-2007 [29]'de öngörülen değerler esas alınmıştır.

2.2. Deprem karakteristik özellikleri

DBYBHY-2007 [29]'de belirtildiği şekilde bu binada; bina önem katsayısı I = 1, etkin yer ivme katsayısı A_0 = 0.40, hareketli yük katılım katsayısı n = 0.30, taşıyıcı sistem davranış katsayısı R = 6 ve karakteristik periyotları T_A = 0.15s, T_B = 0.40s olan Z2 yerel zemin sınıfı dikkate alınmıştır.

2.3. Boyutlandırmada esas alınan düşey yükler

Çatı katı ve normal katlarda, merdiven bölgesi dışında kalan yerlerde dişli döşeme + kaplama yükünden oluşan sabit yükler G = 5.89kN/m^2, merdiven bölgesinde G = 7.12kN/m^2 olarak göz önüne alınırken hareketli yükün ise tüm katlarda Q = 2.00kN/m^2 olduğu varsayılmıştır. Tüm katlardaki merdiven bölgesi dışında kalan Şekil 3'te gösterilen kirişler üzerinde G = 3.25kN/m'lik çizgisel duvar yükü bulunmaktadır.

2.4. Elemanların boyutlandırılması

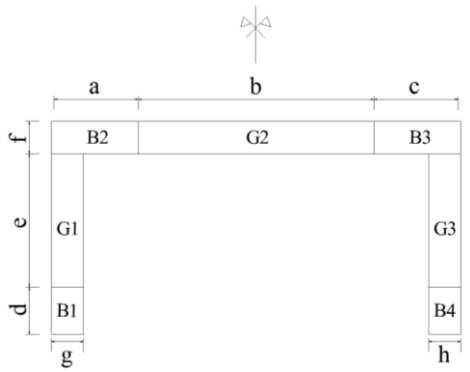
Şekil 3'teki kat planı üzerinde gösterilen kirişler, dişli döşeme yüksekliği ile uyumlu olacak şekilde 30cm yüksekliğinde ve 60cm genişliğinde boyutlandırılmıştır. Kiriş donatıları Tablo 1'de verilmektedir. Tabloda parantez içerisinde verilen kiriş tiplendirmeleri, yanında yazılan kirişin simetrik durumunu ifade etmektedir. Örneğin; K1 kirişinin sol mesneti, K3 kirişinin sağ mesnetine tekabül etmektedir. Bina yüksekliği boyunca boyutları sabit olan U perdenin başlık ve gövde bölgeleri Şekil 4'te, donatıları ise Tablo 2'de verilmektedir. Kolonlar kare kesitli olup yukarı katlara çıkıldıkça her iki katta bir kesit boyutları 5'er cm azaltılmıştır. Boyuna donatı oranları mümkün olduğunca % 1.0 ile % 1.5 arasında tutulmaya çalışılmıştır. Kolon donatıları ile ilgili ayrıntılı bilgi Tablo 3'te sunulmaktadır.

Tablo 1. Kiriş donatıları

Tip		Sol Mesnet	Açıklık	Sağ Mesnet
K1 (K3)	Üst	6Φ12 + 9Φ16	6Φ12	6Φ12 + 5Φ16
	Alt	5Φ12 + 4Φ16	5Φ12 + 3Φ16	5Φ12 + 3Φ16
K2	Üst	6Φ12 + 3Φ16 + 2Φ20	6Φ12	6Φ12 + 3Φ16 + 2Φ20
	Alt	5Φ12 + 4Φ16	5Φ12 + 3Φ16	5Φ12 + 4Φ16
K4 (K5)	Üst	4Φ12 + 6Φ16	4Φ12	4Φ12 + 6Φ16
	Alt	4Φ12 + 2Φ16	4Φ12 + 2Φ16	4Φ12 + 1Φ20
K6 (K8)	Üst	5Φ12 + 3Φ20	5Φ12	5Φ12 + 1Φ20
	Alt	4Φ16	4Φ16 + 1Φ20	4Φ16
K7	Üst	5Φ12 + 3Φ20	5Φ12	5Φ12 + 3Φ20
	Alt	4Φ16	4Φ16 + 1Φ20	4Φ16
K9 (K11)	Üst	4Φ12 + 2Φ16 + 2Φ20	4Φ12	4Φ12 + 2Φ16
	Alt	6Φ12	4Φ12 + 2Φ16	4Φ12 + 1Φ16
K10	Üst	4Φ12 + 1Φ16 + 1Φ20	4Φ12	4Φ12 + 1Φ16 + 1Φ20
	Alt	4Φ16	4Φ16 + 1Φ20	4Φ16
K12, K19	Üst	7Φ12	5Φ12	7Φ12 + 1Φ20
	Alt	4Φ12	6Φ12	4Φ12 + 2Φ16
K13, K20	Üst	5Φ12 + 5Φ16	5Φ12	5Φ12
	Alt	4Φ12 + 2Φ20	4Φ12	4Φ12 + 3Φ20
K14, K21	Üst	10Φ12	5Φ12	7Φ12
	Alt	4Φ12	6Φ12	4Φ12
K15, K17	Üst	7Φ12 + 3Φ20	5Φ12	10Φ12
	Alt	8Φ12	6Φ12	4Φ12 + 4Φ16
K16, K18	Üst	6Φ12 + 3Φ16	4Φ12	6Φ12 + 4Φ16
	Alt	4Φ12	6Φ12	4Φ12 + 2Φ20
K22, K26	Üst	7Φ12 + 3Φ16	5Φ12	7Φ12
	Alt	4Φ12 + 1Φ20	6Φ12	4Φ12 + 2Φ16
K23 (K25)	Üst	8Φ12 + 3Φ20	5Φ12	8Φ12 + 1Φ16
	Alt	8Φ12	7Φ12	8Φ12
K24	Üst	4Φ12 + 3Φ20	4Φ12	4Φ12 + 3Φ20
	Alt	4Φ16	4Φ16 + 1Φ20	4Φ16
K28, K27	Üst	6Φ12 + 4Φ16	4Φ12	6Φ12
	Alt	4Φ12 + 1Φ20	6Φ12	8Φ12

Tablo 2. Perde donatıları ve boyutları

	Başlık Bölgesi Donatıları				Gövde Bölgesi Donatıları				Uzunluklar (cm)					
	B1=B4		B2=B3		G1=G3		G2							
Perde İsmi	Düşey	Yatay	Düşey	Yatay	Düşey	Yatay	Düşey	Yatay	a=c	b	d	e	f	g=h
UPER_KAT_8	9Φ16	Φ10/10	9Φ16	Φ10/10	22Φ12	Φ10/18	46Φ12	Φ10/18	60	480	30	245	25	25
UPER_KAT_7	9Φ16	Φ10/10	9Φ16	Φ10/10	22Φ12	Φ10/18	46Φ12	Φ10/18	60	480	30	245	25	25
UPER_KAT_6	10Φ20	Φ10/10	11Φ20	Φ10/10	22Φ12	Φ10/18	46Φ12	Φ10/18	60	480	30	245	25	25
UPER_KAT_5	13Φ20	Φ10/10	13Φ20	Φ10/10	22Φ12	Φ10/14	46Φ12	Φ10/14	60	480	30	245	25	25
UPER_KAT_4	15Φ20	Φ10/10	15Φ20	Φ10/10	22Φ12	Φ10/11	46Φ12	Φ10/11	60	480	30	245	25	25
UPER_KAT_3	15Φ20	Φ10/10	25Φ20	Φ10/10	22Φ16	Φ10/10	46Φ16	Φ10/10	60	480	30	245	25	25
UPER_KAT_2	19Φ20	Φ10/10	27Φ20	Φ10/10	20Φ12	Φ10/10	34Φ12	Φ10/10	120	360	60	215	25	25
UPER_KAT_1	23Φ20	Φ10/10	29Φ20	Φ10/10	20Φ12	Φ10/10	34Φ12	Φ10/10	120	360	60	215	25	25



Şekil 4. Perde başlık ve gövde bölgelerinin gösterimi

Tablo 3. Kolon boyuna ve enine donatıları

Kolon Tipi	Kolon Boyutları (cm * cm)	Düşey Donatı	Yatay Donatı (Çap/Açıklık/Mesnet)	Düşey Donatı Oranı (%)
KOL35	35 * 35	8Φ16	Φ 10/18/10	1.31
KOL40	40 * 40	8Φ16	Φ 10/20/10	1.01
KOL45	45 * 45	12Φ16	Φ 10/20/10	1.19
KOL50	50 * 50	16Φ16	Φ 10/20/10	1.29
KOL55	55 * 55	16Φ16	Φ 10/20/10	1.06
KOL60	60 * 60	20Φ16	Φ 10/20/10	1.12

2.5. Hesap modelinin tanıtımı ve modal sonuçlar

Bina performansının belirlenmesi amacıyla Sap2000 [32] programı kullanılarak doğrusal olmayan analizler yapılmıştır. Perde ve kolonların temele ankastre bağlandığı kabul edilmiştir. Kat döşemelerinin kendi düzlemleri içerisinde sonsuz rijit olduğu varsayılmıştır. DBYBHY-2007 [29]'de öngörüldüğü şekilde doğrusal olmayan analizler yapılmadan önce tüm yapısal elemanlarda etkin eğilme rijitlikleri kullanılmış ve buna göre elde edilen bina serbest titreşim modlarından ilk altısı Tablo 4'te gösterilmiştir.

Tablo 4. Bina serbest titreşim modları

	Etkin Eğilme Rijitliği Yok (EI_o)			Etkin Eğilme Rijitliği Var (EI_e)		
Mod	Periyot (sn)	Kütle Katılım (X Doğ.)	Kütle Katılım (Y Doğ.)	Periyot (sn)	Kütle Katılım (X Doğ.)	Kütle Katılım (Y Doğ.)
1	1.44	0.048	0.000	2.09	0.050	0.000
2	1.15	0.000	***0.701***	1.74	0.000	***0.694***
3	0.68	***0.643***	0.000	1.00	***0.624***	0.000
4	0.48	0.009	0.000	0.70	0.010	0.000
5	0.28	0.000	0.174	0.41	0.000	0.174
6	0.27	0.002	0.000	0.39	0.002	0.000

3. AEDY Yönteminin Uygulanışı

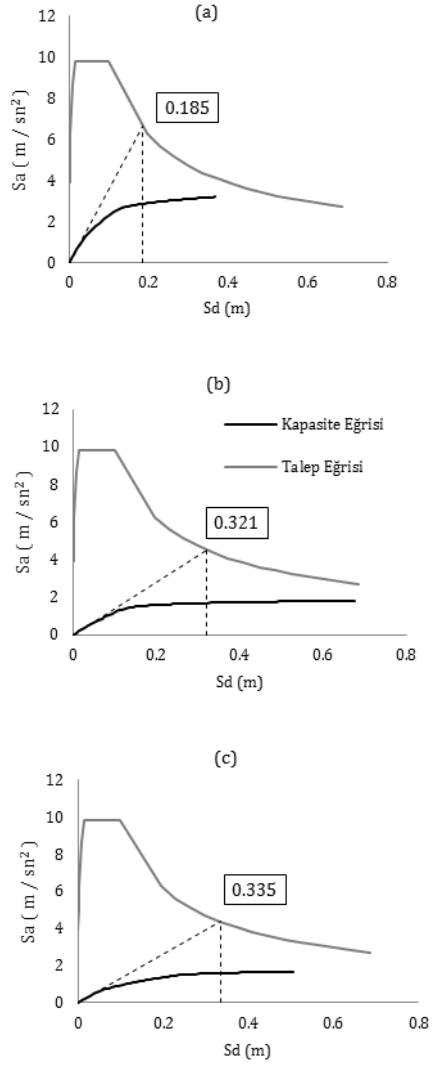
DBYBHY-2007 [29]'de AEDY yönteminin uygulanabilmesi için birtakım koşulların sağlanması gerekmektedir. Buna göre, maksimum bina yüksekliği, maksimum kat adedi ve burulma düzensizliği ile ilgili kısıtlamaların sağlanmasına karşılık, Tablo 4'te görüldüğü gibi modal kütle katılım oranlarının deprem doğrultusundaki hâkim modlardan birisi için tam olarak sağlanmadığı tespit edilmiştir. Öte yandan, bu kütle katılım değerinin istenilen sınır değere oldukça yakın mertebede olmasından dolayı bu koşulun da sağlandığı varsayılmıştır.

Önce düşey yük etkisine maruz bırakılan bina, sonrasında kendi serbest titreşim modlarından hâkim olanının esas alındığı bir yatay yük dağılımı ile monotonik olarak itilmiştir. İtme analizleri X, Y+ ve Y- olmak üzere üç farklı doğrultu için yapılmıştır.

Analizlerden elde edilen taban kesme kuvveti – tepe yerdeğiştirmesi değerleri spektral ivme – spektral yerdeğiştirme formatına dönüştürülmüştür. Dikkate alınan deprem parametreleriyle uyumlu olarak belirlenen %5 sönümlü elastik ivme spektrumu ile spektral ivme –

spektral yerdeğiştirme eğrisi aynı grafik üzerinde çizilmişlerdir.

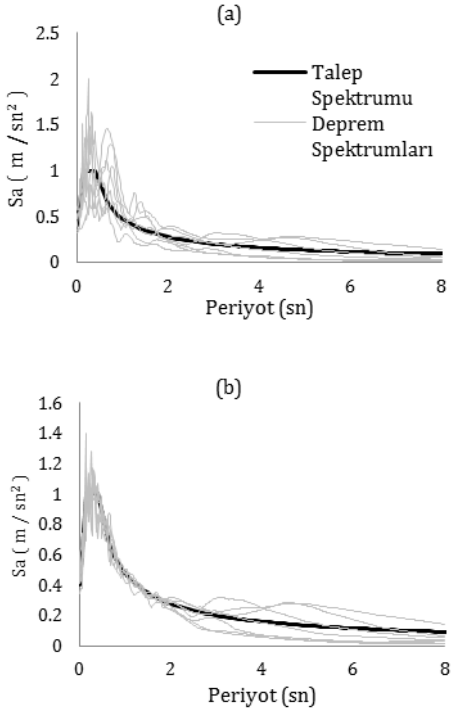
DBYBHY-2007 [29]'de öngörüldüğü şekilde performans noktaları belirlenmiştir, Şekil 5. Bu noktalara karşı gelen yerdeğiştirme istemleri ise Tablo 5'te verilmektedir.



Şekil 5. AEDY için performans noktalarının belirlenmesi: (a) X, (b) Y+ ve (c) Y- doğrultuları

4. ZTADOA Yöntemi için İvme Kayıtlarının Seçimi

Doğrusal olmayan dinamik analizlerde kullanılmak üzere DBYBHY-2007 [29]'deki koşulları sağlayan 7 adet deprem ivme kaydı [35-37] no'lu referanslardaki veri tabanlarından seçilmiş ve SeismoMatch [38] yazılımı kullanılarak 50 yılda aşılma olasılığı %10 (475 yıllık dönüş periyodu) olan ivme spektrumuna göre benzeştirilmeleri yapılmıştır. Bu kayıtların isimleri, meydana geliş tarihleri, derinlikleri, büyüklükleri, maksimum yer ivmeleri (PGA), toplam ve kuvvetli yer hareketi süreleri (KYHS) ile sıfır periyoda karşı gelen S_a spektral ivmeleri Tablo 6'da, orijinal ve benzeştirilmiş ivme kayıtlarının %5 sönüm oranı için ortalama değerleri ile talep spektrumunun aynı grafik üzerinde gösterimi ise Şekil 6'da sunulmuştur.



Şekil 6. Talep spektrumu ile (a) orijinal, (b) benzeştirilmiş kayıtlara ait spektrumların gösterimi

Tablo 5. Performans noktasındaki yerdeğiştirme istemleri

Yükleme	C_{R1}	S_{di1}	$d_1^{(p)}$	Γ_{n1}	Φ_{nN1}	$u^{(p)}_{nN1}$
X	1.00	0.185	0.185	15.209	0.0950	***0.267***
Y+	1.00	0.321	0.321	15.442	0.0923	***0.457***
Y-	1.00	0.335	0.335	15.442	0.0923	***0.477***

Tablo 6. ZTADOA yöntemi için kullanılan ivme kayıtları

Deprem No	Deprem İsmi	Tarih	Derinlik (km)	Magnitüd (M_w)	PGA (g)	Kayıt Süresi (sn)	KYHS (sn)	T = 0'da S_a (g)
1	Kocaeli	17.08.1999	17	7.4	0.47	35	25	0.468
2	Northridge	17.01.1994	19	6.7	0.39	40	24	0.468
3	Düzce	12.11.1999	10	7.2	0.42	26	22	0.468
4	Erzincan	13.03.1992	23	6.3	0.43	28	15	0.468
5	Petrolia	25.04.1992	14	7.2	0.61	60	21	0.608
6	Darfield	04.09.2010	10	7.1	0.43	70	30	0.608
7	Imperial Valley	15.10.1979	8	6.5	0.35	40	23	0.346

5. AEDY ve ZTADOA Yöntemleri Sonuçlarının Karşılaştırılması

Farklı iki yöntem için elde edilen sonuçların karşılaştırılması, sistem bazında ve eleman bazında olmak üzere iki ana başlık altında toplanmıştır. Sistem bazında olanlar; bina tepe yerdeğiştirmesi, bina taban kesme kuvveti, göreli kat ötelemeleri ve kat kesme kuvvetleridir. Eleman bazında olanlar ise kirişlerin, kolonların ve perdenin doğrusal olmayan davranışlarını tarif eden şekildeğiştirme kapasitelerinin yorumlanmasını ifade etmektedir. Karşılaştırılması yapılacak büyüklükler AEDY için performans noktalarındaki, ZTADOA için ise ivme kayıtları ortalamalarının mutlak maksimum değerleri cinsinden ifade edilmiştir.

AEDY yönteminde simetri durumunun mevcut olmadığı bina uzun doğrultusu boyunca Y+ ve Y- olmak üzere iki farklı statik itme analizi gerçekleştirilmiştir. Diğer kısa eksen doğrultusunda ise bina simetrik olduğu için tek bir itme analizi ile yetinilmiştir. ZTADOA yönteminde ise X ve Y doğrultuları için hesap yapılmıştır. Farklı esaslara sahip bu iki yöntemin sonuçları karşılaştırılırken çoğunlukla, ilgili doğrultulardaki farklı yönleri ifade eden değerlerden mutlak değerce maksimum olanları dikkate alınmıştır.

5.1. Sistem bazında sonuçlar

Bu sonuçlar, DBYBHY-2007 [29] uyarınca doğrusal olmayan analiz yöntemlerinin kullanılması durumunda, performans değerlendirmesi için bir kriter oluşturmamakla beraber yapısal davranışın genel hatlarıyla gözlemlenebilmesi bakımından önemlidir. Farklı analiz yöntemleri ile elde edilen sonuçların hızlıca karşılaştırılabilmesine de olanak tanır.

5.1.1. Bina tepe yerdeğiştirmeleri

Bina tepe yerdeğiştirmelerinde; tüm doğrultularda AEDY yöntemi sonuçlarının ZTADOA yöntemine göre daha büyük değerler verdiği izlenmiştir. Farklı yöntemlerin sonuçları arasındaki bu farklar X doğrultusunda, Y

doğrultusuna kıyasla daha fazladır. Buna göre, X doğrultusunda %87 oranında göreli fark oluşurken bu değer Y doğrultusunda %23'tür. Öte yandan, tepe yerdeğiştirmelerinin nicel olarak karşılaştırılmasında, Y doğrultusu için bulunan değerlerin X doğrultusuna kıyasla belirgin biçimde daha büyük olduğu görülmüştür. Bu sonuç da yapının X doğrultusunda daha rijit olduğunu işaret etmektedir.

5.1.2. Bina taban kesme kuvvetleri

Bina taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılmasında, tüm yükleme durumları için ZTADOA yöntemi sonuçlarının AEDY yöntemine kıyasla daha büyük olduğu görülmüştür. Bu farkların, X doğrultusu için %20, Y doğrultusu için ise %52 mertebesinde olduğu tespit edilmiştir. AEDY yönteminin performans noktalarındaki, ZTADOA yönteminin ise mutlak değerler cinsinden en büyük bina tepe yerdeğiştirmeleri ve taban kesme kuvvetleri Tablo 7'de verilmiştir.

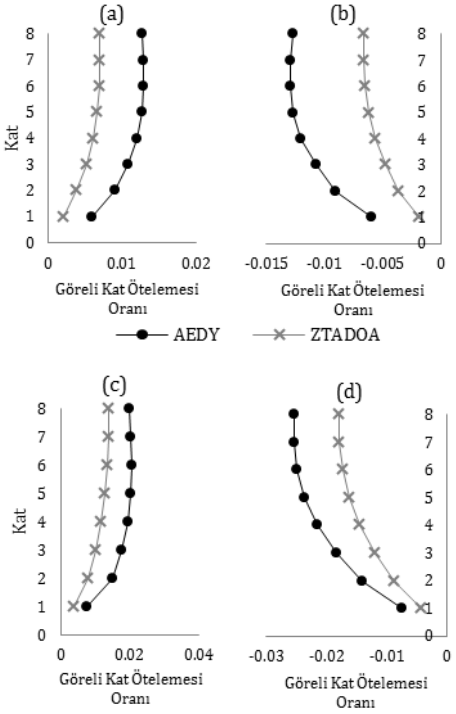
Tablo 7. Bina tepe yerdeğiştirmesi ve taban kesme kuvvetleri

Yükleme	Tepe Yerdeğiştirmesi (m)	Taban Kesme Kuvveti (kN)
AEDY X	0.267	6573
AEDY Y+	0.420	3951
AEDY Y-	0.480	3742
ZTADOA X	0.143	7894
ZTADOA Y	0.364	6018

5.1.3. Göreli kat ötelemeleri

AEDY yönteminin performans noktalarındaki değerleri ile ZTADOA yönteminde kullanılan ivme kayıtlarının ortalama değerleri ilgili doğrultular için aynı grafikler üzerinde Şekil 7'de gösterilmiştir.

Şekil 7 incelendiğinde, AEDY yöntemi ile hesapta bulunan göreli kat ötelemelerinin ZTADOA sonuçlarından daha büyük olduğu görülmüştür. Bu farkların maksimum değerleri oransal olarak yükleme doğrultuları X+, X-, Y+ ve Y- olmak üzere sırasıyla; %195, %218, %92 ve %74'tür. Göreli kat ötelemelerinin farklı yükleme durumları arasındaki oransal farklarının, alt katlardan üst katlara doğru gidildikçe azaldığı gözlenmiştir.

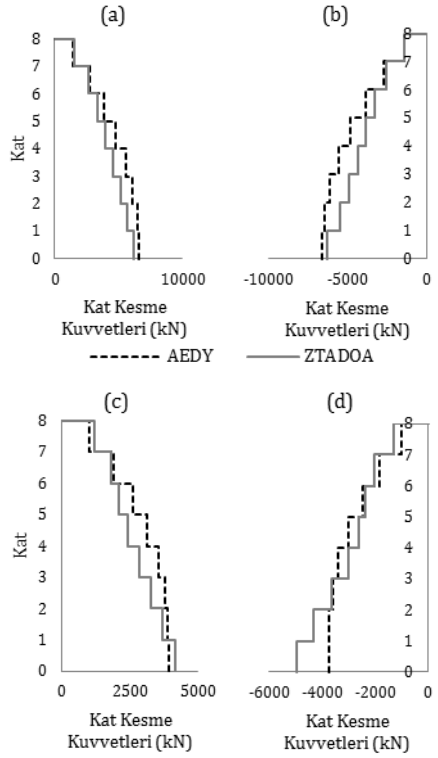


Şekil 7. Bina göreli kat ötelemesi oranları: (a) X+, (b) X-, (c) Y+ ve (d) Y- doğrultuları

5.1.4. Kat kesme kuvvetleri

AEDY ve ZTADOA yöntemleri ile bulunan kat kesme kuvvetleri Şekil 8'de sunulmuştur. Buna göre; ani rijitlik değişiminin olmadığı düzenli binalarda olağan bir durum olarak, kat kesme kuvvetlerinin üst katlardan alt katlara doğru tüm yükleme doğrultuları için arttığı görülmüştür. Bu farklı analiz yöntemlerinin karşılaştırılması yapılacak olursa; X doğrultusunun + ve – yüklemeleri için AEDY yöntemi bütün katlarda daha büyük kat kesme kuvvetleri verirken, Y+ ve Y- doğrultuları

için hesapta özellikle alt katlarda ZTADOA yöntemi sonuçlarının daha büyük olduğu izlenmektedir.



Şekil 8. Bina kat kesme kuvvetleri: (a) X+, (b) X-, (c) Y+ ve (d) Y- doğrultuları

5.2. Eleman bazında sonuçlar

Bu bölümde, tüm taşıyıcı elemanların doğrusal olmayan şekil değiştirme istemleri farklı yükleme durumları için incelenmiş ve DBYBHY-2007 [29]'de belirtilen kriterlere göre yapı performansı belirlenmeye çalışılmıştır. Bu çalışmada ele alınan tüm yapısal elemanların sünek davranacağı kabul edilmiş ve plastik şekil değiştirme bölgesinin uzunluğu olarak isimlendirilen L_p plastik mafsal boyu, kesitin çalışan doğrultudaki uzunluğu olan h'nin yarısına eşit alınmıştır (L_p = 0.5h). Plastik şekil değiştirmeler hesaplanırken, ϕ_p plastik eğrilik istemleri ile ϕ_y akma eğriliği (elastik eğrilik) istemleri birlikte dikkate alınmış ve kesit düzeyinde performans değerlendirmesi ϕ_t toplam eğrilik değerleri göz önüne alınarak belirlenmiştir. Denklem 1'de ϕt toplam eğrilik isteminin elde edilişi gösterilmiştir.

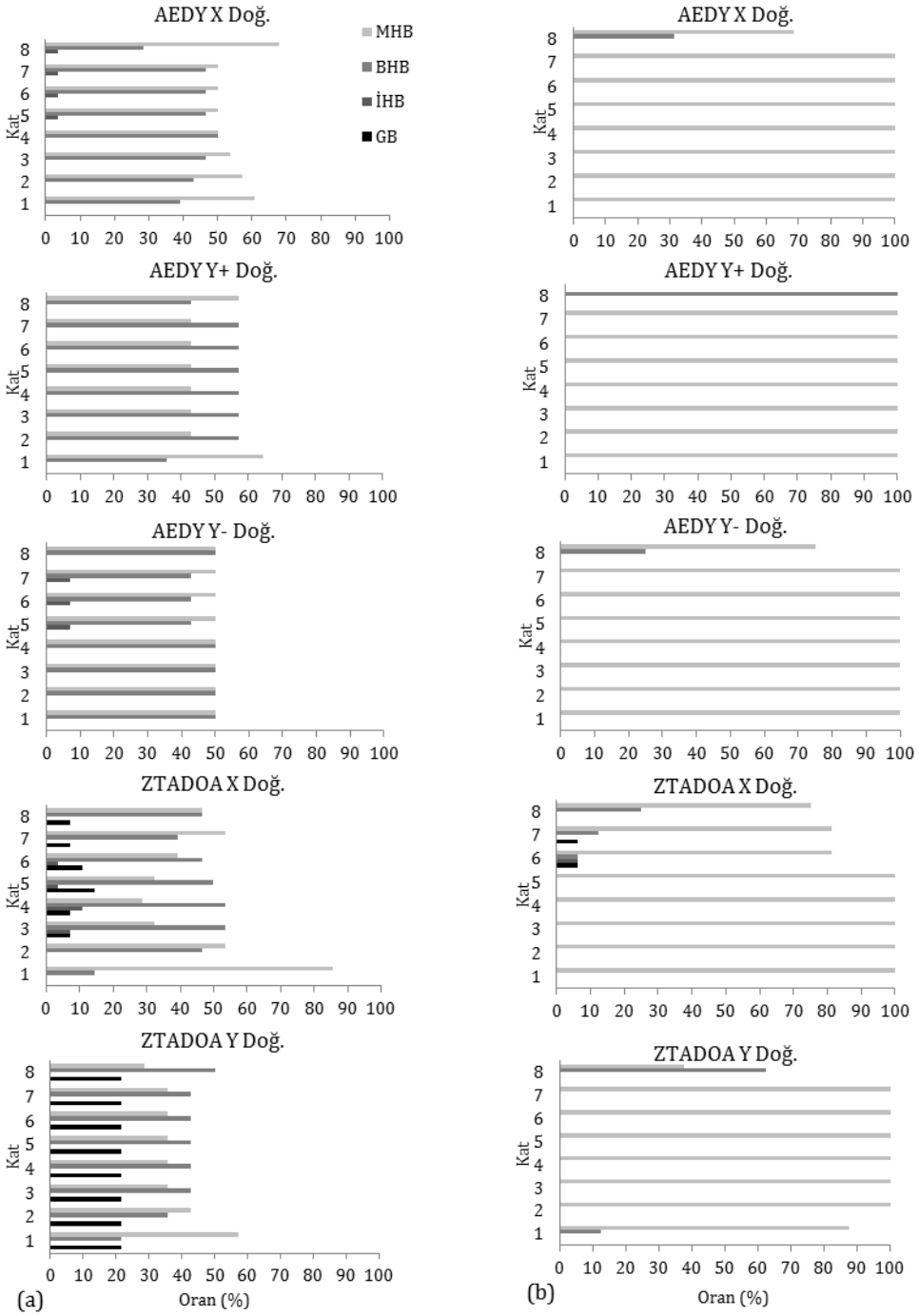
$$\phi_t = \phi_p + \phi_y \quad (1)$$

5.2.1. Kirişlerin doğrusal olmayan davranış sonuçları

Tablo 1'de tanımlanan kirişlere ait doğrusal olmayan özellikler, kiriş çubuk elemanlarının uç noktalarında 'yığılı plastik mafsal' kabulü yapılarak gerçekleştirilmiştir. Kiriş yüksekliği sabit olup tüm binada 30cm olarak kullanıldığı için L_p plastik mafsal boyu kesit yüksekliğinin yarısı olarak L_p = 0.15m alınmıştır. Analiz sonuçlarına göre binada performans kriterini belirleyen birincil elemanların kirişler olduğu görülmüştür. Özellikle ZTADOA yöntemi sonuçları dikkate alındığında birçok kirişte çok büyük eğrilik istemleri ortaya çıkmış, bunun sonucu olarak da kesit hasar durumu bu kirişler için göçme bölgesi (GB) olarak tespit edilmiştir. Şekil 9'da tüm kirişler için kesit düzeyinde performans seviyeleri sunulmuştur. Tablodaki kısaltmalardan 'MHB' minimum hasar bölgesini, 'BHB' belirgin hasar bölgesini, 'İHB' ileri hasar bölgesini ve 'GB' ise göçme bölgesini ifade etmektedir.

5.2.2. Kolonların doğrusal olmayan davranış sonuçları

Kolonlar genel olarak tüm yükleme durumlarında minimum veya belirgin hasar bölgelerinde görülmektedir. Özellikle üst kat kolonlarının daha çok zorlandığı anlaşılmış olup birkaç kolonda ZTADOA yöntemi ile hesabın X doğrultusunda göçme bölgesine de ulaşıldığı tespit edilmiştir. Kirişler için yapılan değerlendirmeye benzer olarak tüm kolonlara ait kesit düzeyinde performans seviyeleri de Şekil 9'da verilmiştir.



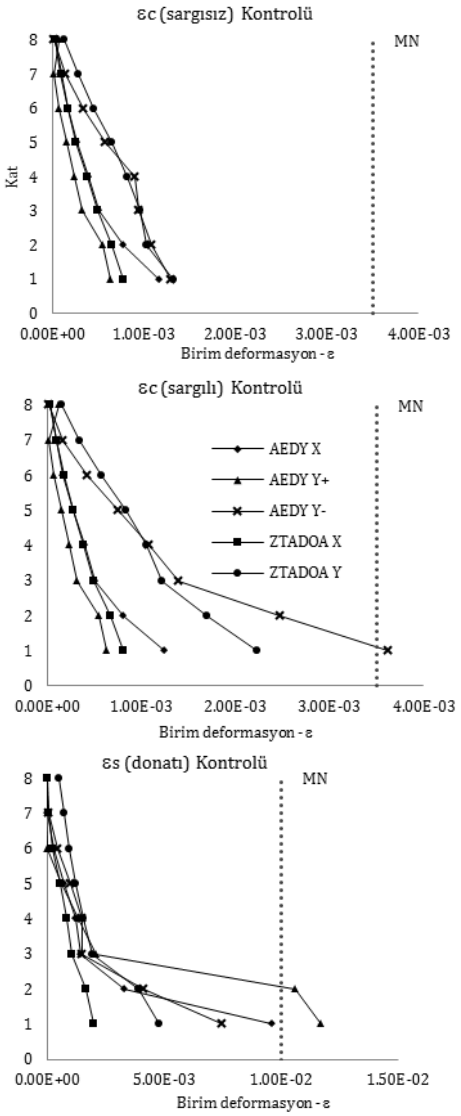
Şekil 9. Eleman bazında performans seviyeleri: (a) kirişler, (b) kolonlar

5.2.3. Perdelerin doğrusal olmayan davranış sonuçları

Perdede L_p plastik mafsal uzunluğu, X doğrultusu (kısa doğrultu) yüklemeleri için perdenin çalışan kolunun uzunluğu olan 6m'nin yarısı 3m, Y doğrultusu (uzun doğrultu) için ise çalışan uzunluk 3m'nin yarısı olarak 1.5m alınmıştır.

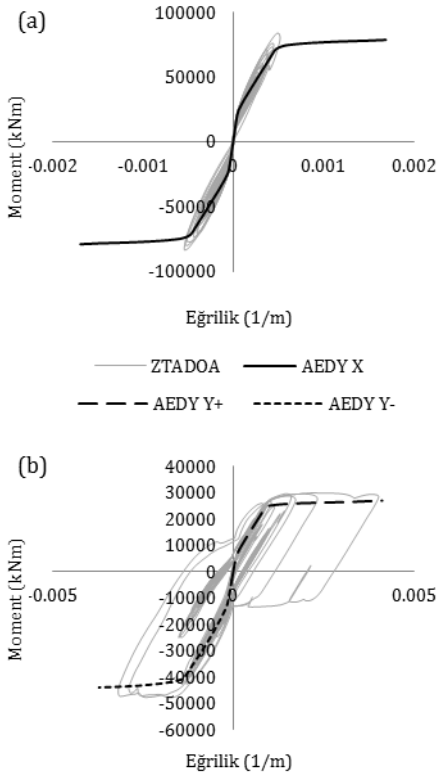
Perdelerin eğilmeye karşı davranışları: DBYBHY-2007 [29]'de eğilme etkisi altındaki perdeler için bir süneklik şartı olarak H_w / l_w > 2 olmalıdır. Ele alınan binada H_w toplam perde yüksekliği 24m iken perde parçasının plandaki uzunluğu l_w, X doğrultusu için 6m ve Y doğrultusu için ise 3m'dir. Buna göre bu koşulun sağlandığı, dolayısıyla U şeklindeki perdenin her iki doğrultu için de sünek davranış gösterdiği kabul edilmiştir.

Eşdeğer çubuk eleman olarak modellenen çekirdek perdesinde, her bir kata ait dönme istemleri, önceden tarif edilmiş olan lifli plastik mafsallarda hesaplanmış ve bu dönme değerlerine karşı gelen birim şekil değiştirmeler bulunarak kesit bazında performans değerlendirmesi yapılmıştır. AEDY ve ZTADOA yöntemleri için SAP2000 [32] programının lifli plastik mafsal özelliği kullanılarak ε birim deformasyon değerleri sargısız (gövde bölgeleri) ve sargılı (başlık bölgeleri) beton ile donatı çeliği için elde edilmiş ve DBYBHY-2007 [29]'de belirtilen kıstaslarla karşılaştırılarak Şekil 10'da gösterildiği gibi sunulmuştur. Verilen grafiklerden de görüleceği üzere birim deformasyon değerleri üst katlardan alt katlara doğru gidildikçe artma eğilimindedir. Tipik bir eğilme elemanı davranışı gösteren perdelerde bu beklenen bir durum olup mesnet bölgesine (bina temeline) yakın olan alt katların üst katlara kıyasla daha fazla zorlandığını göstermektedir. Buna göre; ε_c birim deformasyon değerlerinin sargısız beton için 'MN' sınırını geçmediği, sargılı betonda ise bu sınırın bir yükleme durumu için az bir oranda geçildiği tespit edilmiştir. Öte yandan donatı çeliğinde de ε_s birim deformasyon değerlerinin çoğunlukla 'MN' minimum hasar sınırının altında olduğu, yalnızca bir yükleme durumu için ilk iki kattaki perdelerde bu hasar sınırının geçilerek 'MN~GV' minimum ve güvenlik hasar düzeyleri arasında kalındığı görülmüştür.



Şekil 10. Çekirdek U perde için kesit bazında performans değerlendirmesi

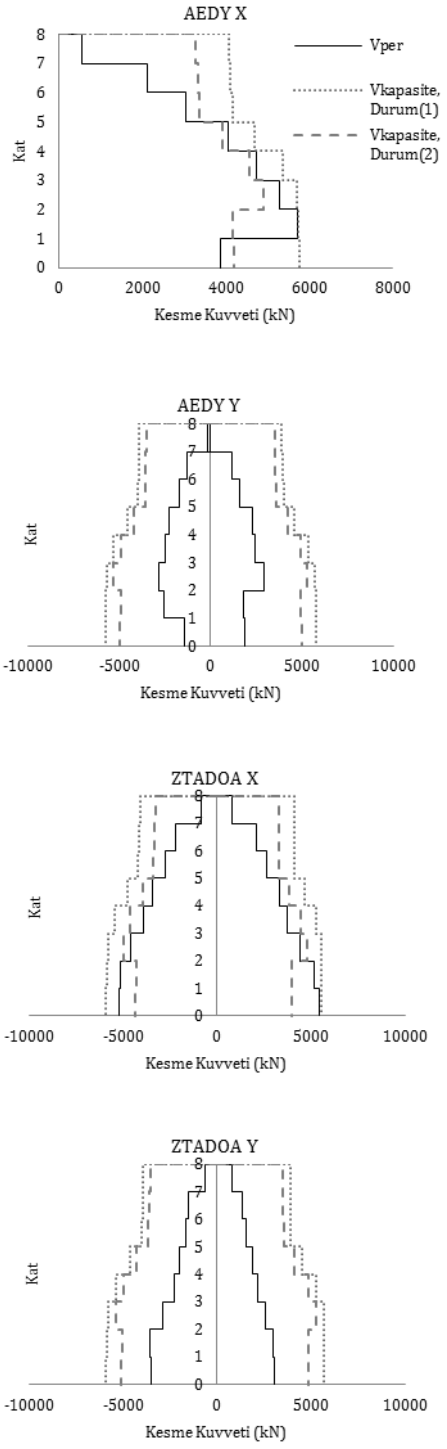
Ayrıca, yapılan gözlemler sonucu eğilmede en çok zorlanan 1.kat perdesinin moment – eğrilik (M-ϕ) ilişkileri, normal kuvvet etkisi de dikkate alınarak incelenmiştir, Şekil 11. ZTADOA yönteminde kullanılan tüm ivme kayıtlarından elde edilen histeresis eğrileri, AEDY yönteminin performans noktasındaki moment – eğrilik grafiği ile birlikte çizilmiştir. Elde edilen sonuçlar, AEDY yönteminden alınan değerlerin çoğunlukla ZTADOA sonuçlarının 'iskelet eğrisi' gibi davrandığını göstermiştir. Moment değerleri birbirine oldukça yakın çıkmasına rağmen özellikle X doğrultusu analizlerinde AEDY yönteminin eğrilik istemleri dinamik analiz sonuçlarından çok daha büyük çıkmıştır.



Şekil 11. Birinci kat perdesi için moment-eğrilik ilişkileri: (a) X, (b) Y doğrultusu

Perdelerin kesmeye karşı davranışları: Perdelerde, moment – eğrilik ilişkisi yardımıyla performans değerlendirmesi yapabilmek için belirli bir süneklik seviyesi sağlanmalıdır. Bu sebeple kesme kuvveti etkilerinin belirli mertebelerde tutulması DBYBHY-2007 [29] ve TS-500 [30] tarafından şart koşulmaktadır. Aksi takdirde, kesit boyutları ve kayma donatılarının da yetersiz olması hâlinde süneklik kabulü geçerliliğini yitirir ve meydana gelebilecek olan olası kırılma türü de gevrek olur.

Bu çalışmada ele alınan U şeklindeki perdenin tüm yükleme durumları için kesme kuvveti kapasite hesapları Şekil 12'de sunulmuştur. Kesme kuvveti kapasiteleri belirlenirken, perdelerin başlık ve gövde bölgelerindeki kayma donatılarının katkısının birlikte alındığı Durum (1) ile DBYBHY-2007 [29]'nin öngördüğü şekilde yalnızca gövde bölgesi donatılarının dikkate alındığı Durum (2) ayrıca karşılaştırılmıştır. Elde edilen sonuçlara göre, daha büyük kesme kapasitesi değerlerine sahip Durum (1)'de bu kesme kapasitelerin aşılmasa dahi zorlanabildiği anlaşılmıştır. Öte yandan Durum (2)'de ZTADOA yöntemi X doğrultusu için bu kapasitenin %20, AEDY X doğrultusu için ise %38 mertebelerinde aşıldığı tespit edilmiştir. Diğer yükleme doğrultusu olan Y'de ise tüm hâllerde perde kesme kapasitelerinin yeterli olduğu görülmüştür. Sonuç olarak, X doğrultusu için bu kapasitelerin aşıldığı gözlemlendiğinden perdede gevrek kırılma riskinin mevcut olduğu söylenebilir. DBYBHY-2007 [29] uyarınca gevrek olarak hasar görmesi beklenen bu tür elemanların güçlendirilmesi kaydıyla belirli bir süneklik kabulü çerçevesinde performans değerlendirmesi yapılabilir.



Şekil 12. Perde kesme kuvveti değerleri ve taşıma kapasiteleri

6. Genel Bulgular ve Öneriler

Bu çalışmadan elde edilen bulguların yorumlanması ve incelenen binadaki mevcut sorunların çözümüne dair getirilen öneriler maddeler hâlinde aşağıda sunulmuştur.

- Gerek AEDY gerekse ZTADOA yöntemleri ile yapılan performans değerlendirmesinde, kirişlerin büyük bir bölümünün beklenildiği gibi ciddi mertebelerde hasar aldığı, dinamik analiz sonuçlarıyla ise de birçoğunun göçme bölgesine geçtiği tespit edilmiştir. Sadece bu bakımdan dahi inceleme konusu olan bina can güvenliği performans düzeyini sağlayamamaktadır.

- Kolonlarda çoğunlukla düşük hasar seviyesi belirlenmiş olup sadece ZTADOA yöntemi ile X doğrultusu için yapılan hesapta birkaç kolonun ileri hasar ve göçme bölgesine geçtiği görülmüştür. Perdenin eğilme etkisi altındaki davranışlarının oldukça yeterli olduğu ve en elverişsiz durumda dahi belirgin hasar bölgesinin ötesine geçmediği izlenmiştir.

- Sünek davranış göstermesi beklenen perdenin, kesme kuvveti taşıma kapasitesinin bazı yükleme durumlarında yetersiz kalabildiği görülmüştür. Perdede gevrek kırılmaya neden olacak bu durum binanın deprem performansını olumsuz yönde etkileyecektir. Yönetmeliklerde [29-30] sunulan kıstaslara uygun olarak boyutlandırıldığı düşünülen perdenin, kesme kuvveti kapasitesi bakımından yetersiz kalmasının muhtemel sebepleri şöyle sıralanabilir;

  i) Doğrusal elastik kabuller çerçevesinde tasarımı yapılan

binaların, enerji yutma kapasitelerine bağlı olarak belirli bir seviyede sünek davranış göstereceği kabul edilmektedir. Bu kapasiteler göz önüne alınarak belirlenen 'R' deprem yükü azaltma katsayıları bu anlamda hayati önem taşımaktadır. Daha önce yapılan çalışmalardan Ky Leng vd. [39] ve Zekioglu vd. [15] bu katsayıların olması gerekenden daha fazla, diğer bir deyişle yapının kapasitesinin ötesinde sünek davranacağının kabul edildiğini tespit etmişlerdir. Buna bağlı olarak azaltılan deprem yüklerine göre boyutlandırılan perdelerin, kesme dayanımı açısından yetersiz kalabileceği ifade edilmiştir. Bazı araştırmacılar ise kesme kuvveti istemlerindeki bu düşük-tahmin değerlerinin modal tepki spektrumundan kaynaklandığını bildirmişlerdir. Munir ve Warnitchai [40], kat sayısı arttıkça yüksek mod katkılarının arttığını, buna bağlı olarak da tüm modlar için tek bir 'R' katsayısı belirlemenin yanlış olabileceğini tespit etmiştir. Buna göre, ilk modlardan ötelenme ve burulma için azaltmış, diğerleri için ise azaltılmamış (R = 1) değerlerin kullanıldığı bir yöntem açıklamıştır. Diğer bir çalışmada Pugh vd. [41], 6-24 kat arasında değişen orta ve yüksek katlı, Amerikan şartnamelerine [42-43] göre boyutlandırılmış olup eğilme perdesinin birincil yatay yük taşıyıcı eleman olduğu yapılarda, perdelerin kesme etkilerine karşı tasarımının yetersiz olabildiğini tespit etmişlerdir. Bir önceki belirtilen çalışmaya benzer olarak ilk modun elastik olmayan, diğerlerinin ise elastik davranış göstereceği bir yöntem sunulmuştur. Her iki çalışmada da önerilen yöntemlerin doğrusal olmayan dinamik analiz (ZTADOA) sonuçları ile tutarlı olduğu ve perdelerin kesme kuvveti istemi için kullanılabileceği belirtilmiştir.

ii) Çok katlı yapılarda, eğilme etkisindeki perdelerin kesme güvenliği ile ilgili yapılan çalışmalardan bir diğerinde de Rutenberg ve Nsieri [44], perdelerde kesme talebini etkileyen faktörlerden; elastik ile akma sonrası bölgeleri için yüksek modların titreşimini ve mafsallaşan plastik kesitlerden, hâlâ elastik olan diğer kısımlara doğru kesme kuvvetinin dağılımını incelemişlerdir. ZTADOA yöntemi ile elde ettikleri sonuçları, EC8 [45] ve NZS 3101 [46] yönetmeliklerinde belirtilen kesme kuvveti büyütme katsayılarıyla karşılaştırmışlardır. Elde ettikleri bulgular, her iki yönetmeliğin de tutarsız sonuçlar verebildiği şeklindedir. Kazaz ve Gülkan [47] ise yaptıkları çalışma ile DBYBHY-2007 [29]'de β_V = 1.5 olarak ifade edilen bu kesme kuvveti büyütme katsayısının çok genel bir şekilde belirlenmesinin doğru olmayacağını ve (R) dayanım azaltma sayısı, kat sayısı, perde oranı faktörleri cinsinden bu katsayının ele alınması gerektiğini bildirmişlerdir.

Yukarıda ifade edilen çalışmalardaki ortak sonuç, elastik yöntem ilkeleri ile yapılan analizlerde, elastik ötesi davranışın tahmini için birtakım katsayıların kullanılması durumunda tutarsız sonuçların ortaya çıkabileceği şeklindedir. Perdelerin kesme güvenliğinin, bu çalışmada ele alınan binada olduğu gibi, kesme etkilerinin tamamının veya büyük çoğunluğunun perdeler tarafından karşılanmasının beklendiği yapılarda hayati önem arz ettiği aşikârdır. Perdelerin enerji yutma kapasitesini ani bir şekilde sonlandırabilecek olan bu gevrek kırılma riskine karşı biraz önce bahsedilen

çalışmalardakine benzer yaklaşımlar, bu tip binalar için uygulanabilir. Ayrıca Salonikios vd. [48], yükseklik/uzunluk oranı 1.0 ve 1.5 olan birçok perde numunesi üzerinde yaptığı deneysel çalışma ile kesme etkisinin eğilmeye karşı daha baskın olduğu perdelerde kesme dayanımını incelemiştir. Elde ettiği sonuçlar ışığında, EC8'de [45] de belirtilen perde gövde bölgesine çift-çapraz donatı yerleşiminin kesme dayanımını önemli ölçüde artırdığını, bunun yanında geleneksel donatı yerleşimine kıyasla da daha ekonomik çözüm sunabileceğini tespit etmiştir. Böyle bir yaklaşım, DBYBHY-2007 [29]'de deprem yüklerin tamamının perdeler tarafından karşılandığı yapılar için uyarlanabilir.

Perdelerdeki eğilme etkisi, kolon ve kirişlere kıyasla daha büyük bir uzunluk boyunca gerçekleşir. Moment ve kesme kuvvetinin eş zamanlı meydana gelmesi, yatay donatıların (etriye) akmaya başlamasından bile önce perde duvar boyunca kesme çatlaklarının oluşmasına sebep olur [49]. Öte yandan, mevcut perde modellerinde; düzlem kesitlerin düzlem kalması hipotezinin yanlış sonuçlar verebilmesi [49-51] ve eğilme etkisinin baskın olduğu perdelerde (H_w / L_w > 2), kesme rijitliğinin değişmediği düşüncesiyle kesme etkisinden kaynaklanan şekil değiştirmelerin de artmayacağı kabulünün doğru olmaması [49, 52] gibi noksanlıklar da bulunmaktadır. Yapı mühendisliğinin şu andaki gelişmişlik düzeyi ile bu sorunlara cevap verememesinden ötürü, sünek yapı davranışının sağlanabilmesi adına özellikle perdelerin kesme güvenliğinin daha muhafazakâr bir şekilde sağlanması önerilmektedir.

- Bu çalışmadaki bina burulma düzensizliği minimum olacak şekilde boyutlandırılmıştır. Ancak gerçek projelerdeki uygulamalarda perdelerin aşırı burulma düzensizliği yaratacak şekilde yerleştirildiği de görülmektedir. Dolayısıyla aşırı burulma düzensizliklerinin bulunduğu yukarıda tanımı yapılan kentsel dönüşüm binalarının deprem güvenliklerinin araştırılması gerekmektedir.

- Farklı analiz yöntemlerinin karşılaştırılması yapılacak olursa, literatürde doğruluğu en kesin yöntem olarak kabul görmüş olan ZTADOA yöntemi sonuçları, statik esaslara dayalı AEDY karşısında çok daha elverişsiz değerler sunmuştur. Elastik modal özellikleri kullanarak değişmeyen yük dağılımına sahip klasik statik-itme prosedürleri, elastik olmayan etkilerinden kaynaklanan dinamik modları saptamakta yetersiz kalmaktadır. Kat şekil değiştirmeleriyle yakından ilgisi olan atalet kuvvetleri dağılımı, elastik olmayan analiz boyunca sürekli olarak modal periyotları ve şekilleri değiştirmektedir [53]. Bu çalışmada ele alınan binada olduğu gibi, bir eksen etrafında simetrik ve diğer eksen etrafında ise, her ne kadar önlenmeye çalışılmışsa da, bir miktar ek dışmerkezliğe sahip binalarda atalet kuvvetlerinin bu değişimi statik bir yöntem olan AEDY ile yeterince saptanamamaktadır. Analiz süresince oluşan plastikleşmelere bağlı olarak artan burulma ve yüksek modların etkilerinin, klasik statik-itme yöntemleriyle tespitinin güçlüğü zaten bilinmektedir, [53-61]. Dolayısıyla, AEDY ile ZTADOA yöntemi sonuçlarının verdiği performans seviyesi değerleri arasındaki bu önemli farkın sebebinin yöntemler arasındaki

kabullerden kaynaklandığı düşünülmektedir.

Burulma etkilerine karşı daha açık bu tür simetrik olmayan binalarda, atalet kuvvetlerinin değişimini dikkate alabilecek statik veya dinamik analiz yöntemlerinin kullanılması daha yerinde olacaktır.

- Giriş bölümünde de belirtildiği üzere, yüksekliği sınırlı (yassı) kirişlerin kullanıldığı binalarda kiriş genişliği arttırılmakta, bu durum da konstruktif olarak perde ve kolonlara yeterli kuvvet aktarabilecek bağlantının yapılmasını zorlaştırmaktadır [62]. Her ne kadar bu çalışmada ele alınan binanın kiriş-kolon ve kiriş-perde birleşimlerinde ek dışmerkezlik göz önüne alınmamış olsa da, gerçekte uygulanan binalarda bu durum oldukça yaygındır. Bu tip birleşimlerin gerçekçi davranışının performans analizlerine tam olarak yansıtılamadığı ve bu konu hakkında yeterli deneysel verinin de olmadığı düşünülürse, yönetmelikler vasıtasıyla böyle birleşimler için birtakım kısıtlamalar getirilmesi düşünülebilir [63].

- Kirişsiz veya yassı kirişlere sahip binaların, geleneksel çerçeve yapılara kıyasla yatay yük etkilerine karşı daha narin olduğu bilinmektedir [11]. Bu sebeple bu tür binalarda perdeler uygulanarak deprem etkilerinin karşılanması amaçlanmaktadır. Genellikle göz ardı edilen konu ise, diğer taşıyıcı elemanların perdeler yanında ek bir rezerv oluşturabilecek kapasitede boyutlandırılması gerektiğidir. EC8 [45]'de, birincil yatay yük taşıyıcı eleman olan perdelerin yanı sıra, sismik etkileri karşılaması beklenmeyen diğer çerçeve elemanların da (kolon, kiriş) en elverişsiz sismik koşullar altında dahi ikinci mertebe etkilerini (P-Δ) karşılaması istenmektedir. Bu sayede güçlü perdeler oluşturmanın yanı sıra sismik yan etkilerin karşılanabilmesi açısından da yeterli bir sistem oluşturulmaktadır. DBYBHY-2007 [29]'de buna paralel bir yaklaşım benimsenebilir.

- Betonarme yüksek binalarda deprem etkisi altında bilindiği gibi üst katlarda çerçeveler, alt katlarda ise perdeler daha etkin olarak çalışmaktadır. Dolayısıyla, zayıf çerçeveler ile oluşturulan betonarme yüksek binaların üst katları deprem etkileri bakımından daha elverişsiz konumda olacaklardır. Herhangi bir sebepten ötürü çekirdek perdesi ile diğer elemanların bağlantısını sağlayacak olan destek kirişlerinin tatbiki mümkün değil ise de en azından dış çevre kolonlarını bağlayacak çerçeve kirişleri uygulanarak kat ötelenmeleri önemli ölçüde sınırlandırılabilir ve bina rijitliğine katkı sağlanabilir [64-66].

7. Sonuçlar

Bu çalışmada, İstanbul'da başlayan ve sürmekte olan kentsel dönüşümde, inşa edilen konut türü binaların hemen hemen tümünde kullanılan taşıyıcı sistem modelinin deprem performansı araştırılmıştır. Söz konusu olan taşıyıcı sistem modelinde, kolon ve perdelerden oluşan düşey ve yatay yük taşıyıcı elemanlar, dişli döşemeler ve bu döşemeler içinde teşkil edilen yassı kirişler ile birbirine bağlanmaktadır. Mimari kısıtlamalar olmamasına rağmen sırf inşaat süresini uzatmamak amacıyla yatay yük taşıyıcı elemanları birbirine bağlayacak derin kirişlerin yapılmasından kaçınılmaktadır. Dolayısıyla perdelerin deprem etkisi altında hasar görüp devre dışı kalması durumunda, deprem etkilerini karşılamaktan uzak zayıf kirişler ile

birbirine bağlanmış çerçeveler kalmaktadır.

Yukarıda tanımlanan taşıyıcı sistem modeline uygun olarak seçilmiş orta yükseklikte (8 katlı) bir betonarme bina, önce DBYBHY-2007 [29] ve ülkemizde statik proje üretme pratiğine uygun olacak şekilde boyutlandırılmıştır. Daha sonra bu yapı mevcut bina olarak dikkate alınarak güncel deprem yönetmeliğiyle deprem performansı değerlendirmesi yapılmıştır. Performans değerlendirmesi için yönetmelikte belirtilen yöntemlerden statik esaslı AEDY ve dinamik kabullere dayanan ZTADOA kullanılmış, bu farklı yöntemlerin sonuçları da ayrıca karşılaştırılmıştır. Elde edilen sonuçlar ışığında; sınırlı yüksekliğe sahip kiriş elemanlar ciddi hasarlar almış ve bu durum bina deprem performansını göçme bölgesi (GB) seviyesine çekmiştir. Kolonlar, ağırlıklı olarak düşük hasarlar almış olmasına rağmen üst kat kolonlarının daha çok zorlandığı ve hatta bir yükleme durumu için göçme bölgesine de erişildiği belirlenmiştir. Yatay yükleri karşılaması beklenen birincil eleman olarak uygulanan çekirdek perdesinin, eğilme etkilerine karşı gayet yeterli olduğu söylenebilir. Öte yandan, sünek davranışın sağlanabilmesi açısından son derece önemli olan kesme dayanımı, gerek statik gerekse dinamik esaslı doğrusal olmayan yöntemlerce yapılan analiz sonuçlarına göre yetersiz olarak belirlenmiştir. Tüm bina için toptan bir göçme riskine sebep olabilecek bu durumun potansiyel nedenleri ve buna karşı getirilen öneriler çalışma içerisinde verilmiştir. Farklı kabullere dayanan statik ve dinamik analiz yöntemlerinin, pek çok durumda büyük mertebelerde farklı sonuçlar verdiği de görülmüştür. Mevcut literatürde, doğruluğu en kesin yöntem olarak kabul edilen ZTADOA'in, performans değerlendirmesi için sıklıkla kullanılan AEDY'ne karşı çok daha muhafazakâr sonuçlar verebilmesi, bu çalışmadaki gibi burulma etkilerinin baskın olabileceği yapılar için AEDY yönteminin yeterliliği konusunda da kuşkular uyandırmış ve bu konuya dair muhtemel sebepler ile buna karşı geliştirilen öneriler de sunulmuştur.

Kentsel dönüşümün amacı, deprem güvenliği olan konutların üretilmesidir. Ülkemiz bu dönüşüm için önemli bir kaynak ayırmaktadır. Her ne kadar geçmişe kıyasla daha kaliteli beton ve demir işçiliği kullanılarak yeni konutlar üretilse de bu binaların taşıyıcı sistemleri deprem etkisi altında yetersiz görülmektedir. Bu çalışmada tek bir bina üzerinde elde edilen sayısal sonuçlar tartışılmıştır, elbette ki bu konu ile ilgili çok sayıda çalışmalar yapılarak bu tür taşıyıcı sistemlere sahip binaların deprem güvenlikleri sorgulanmalı, insanlara deprem güvenliği bulunan konutlar üretilmelidir.

Kaynakça

[1] Erdik, M., Aydinoglu, N., Fahjan, Y., Sesetyan, K., Demircioglu, M., Siyahi, B., Durukal, E., Ozbey, C., Biro, Y., Akman, H., Yuzugullu, O. 2003. Earthquake Risk Assessment for Istanbul Metropolitan Area, *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, Cilt. 2, No. 1, s. 1-23.

[2] B, Özmen. 2000. 17 Ağustos 1999 İzmit Körfezi Depreminin Hasar Durumu (Rakamsal Verilerle). Türkiye Deprem Vakfı, Ankara, 132s.

[3] B, Özmen. 2000. 12 Kasım 1999 Düzce Depreminin Konut ve İşyeri Hasarları (Rakamsal Verilerle). Bayındırlık ve İskân Bakanlığı Afet İşleri Genel Müdürlüğü Deprem Araştırma Dairesi, Ankara, s. 155-214.

[4] Özcebe, G., Yücemen, M.S., Aydogan, V., Yakut, A. 2003. 'Preliminary seismic vulnerability assessment of

existing RC buildings in Turkey–Part I' Seismic Assessment and Rehabilitation of Existing Buildings, *NATO Science Series*, Cilt. 4, No. 29, s. 29-42.

[5] Yakut, A., Aydogan, V., Özcebe, G., Yücemen, M.S. 2003. 'Preliminary seismic vulnerability assessment of existing RC buildings in Turkey–Part II' Seismic Assessment and Rehabilitation of Existing Buildings, *NATO Science Series*, Cilt. 4, No. 29, s. 43-58.

[6] Ozcebe, G., Sucuoglu, H., Yucemen, M.S., Yakut, A., Kubin, J. 2006. Seismic Risk Assessment of Existing Building Stock in Istanbul a Pilot Application in Zeytinburnu District, *8th US National Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, p.1737.

[7] Ansal, A., Akinci, A., Cultrera, G., Erdik, M., Pessina, V., Tönük, G., Ameri, G. 2009. Loss Estimation in Istanbul Based On Deterministic Earthquake Scenarios of the Marmara Sea Region (Turkey), *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Cilt. 29, No. 4, s. 699-709.

[8] Yakut, A., Sucuoğlu, H., Akkar, S. 2012. Seismic Risk Prioritization of Residential Buildings in Istanbul, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Cilt. 41, No. 11, s. 1533-1547.

[9] Japan International Co–operation Agency and Istanbul Metropolitan Municipality. 2002. 'The Study on a Disaster Prevention/Mitigation Basic Plan in Istanbul Including Seismic Microzonation in the Republic of Turkey' Final Report, Tokyo-İstanbul.

[10] Metropolitan Municipality of Istanbul Planning and Construction Directoriat Geotechnical and Earthquake Investigation Department. 2003. Earthquake Master Plan for Istanbul, Istanbul.

[11] Erberik, M.A., Elnashai, A.S. 2004. Fragility Analysis of Flat-Slab Structures, *Engineering Structures*, Cilt. 26, No. 7, s. 937-948.

[12] Robertson, I.N., Kawai, T., Lee, J., Enomoto, B. 2002. Cyclic Testing of Slab-Column Connections with Shear Reinforcement, *ACI Structural Journal*, Cilt. 99, No. 5, s. 605-613.

[13] Brown, S., Dilger, W. 2004. Design of Slab-Column Connections to Resist Seismic Loading, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, p.2832.

[14] Coelho, E., Candeias, P., Anamateros, G., Zaharia, R., Taucer, F., Pinto, A.V. 2004. Assessment of the Seismic Behaviour of RC Flat Slab Building Structures, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, 2004, p.2630.

[15] Zekioglu, A., Willford, M., Jin, L., Melek, M. 2007. Case Study Using the Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council Guidelines: 40-Storey Concrete Core Wall Building, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Cilt. 16, No. 5, s. 583-597.

[16] Klemencic, R., Fry, J.A., Hooper, J.D., Morgen, B.G. 2007. Performance-Based Design of Ductile Concrete Core Wall Buildings—Issues to Consider Before Detailed Analysis, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Cilt. 16, No. 5, s. 599-614.

[17] Rha, C., Kang, T.H.K., Shin, M., Yoon, J.B. 2014. Gravity and Lateral Load-Carrying Capacities of Reinforced Concrete Flat Plate Systems, *ACI Structural Journal*, Cilt. 111, No. 4, s. 753-764.

[18] Gogus, A., Wallace, J.W. 2015. Fragility Assessment of Slab-Column

Connections, *Earthquake Spectra*, Cilt. 31, No. 1, s. 159-177.

[19] Lee, H.S., Hwang, K.R., Kim, Y.H. 2015. Seismic Performance of a 1:15-Scale 25-Story RC Flat-Plate Corewall Building Model, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Cilt. 44, No. 6, s. 929-953.

[20] Sen, S., Singh, Y. 2015. "Seismic Performance of Flat Slab Buildings", in *Advances in Structural Engineering*, (Ed.) V. Matsagar, India: Springer India, s. 897-907.

[21] Surumi, R.S., Jaya, K.P., Greeshma, S. 2015. Modelling and Assessment of Shear Wall–Flat Slab Joint Region in Tall Structures, *Arabian Journal for Science and Engineering*, Cilt. 40, No. 8, s. 2201-2217.

[22] Siah, W.L., Stehle, J.S., Mendis, P., Goldsworthy, H. 2003. Interior Wide Beam Connections Subjected to Lateral Earthquake Loading, *Engineering Structures*, Cilt. 25, No. 3, s. 281-291.

[23] Benavent-Climent, A. 2005. Shaking Table Tests of Reinforced Concrete Wide Beam–Column Connections, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Cilt. 34, No. 15, s. 1833-1839.

[24] Benavent-Climent, A. 2007. Seismic Behavior of RC Wide Beam-Column Connections under Dynamic Loading, *Journal of Earthquake Engineering*, Cilt. 11, No. 4, s. 493-511.

[25] Benavent-Climent, A., Cahis, X., Zahran, R. 2009. Exterior Wide Beam Column Connections in Existing RC Frames Subjected to Lateral Earthquake Loads, *Engineering Structures*, Cilt. 31, No. 7, s. 1414-1424.

[26] Benavent-Climent, A., Cahis, X., Vico, J.M. 2010. Interior Wide Beam-Column Connections in Existing RC Frames Subjected to Lateral Earthquake Loading, *Bulletin of Earthquake Engineering*, Cilt. 8, No. 2, s. 401-420.

[27] Li, B., Kulkarni, S.A. 2010. Seismic Behavior of Reinforced Concrete Exterior Wide Beam-Column Joints, *Journal of Structural Engineering*, Cilt. 136, No. 1, s. 26-36.

[28] Luk, S.H., Kuang, J.S. 2012. Seismic Behaviour of RC Exterior Wide Beam-Column Joints, 15th World Conference on Earthquake Engineering, Cilt XIV, Lisbon, s. 10987-10996.

[29] Bayındırlık ve İskân Bakanlığı. 2007. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (DBYBHY-2007), Ankara.

[30] Türk Standartları Enstitüsü. 2000. Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları (TS-500), Ankara.

[31] Sta Bilgisayar Mühendislik ve Müşavirlik Ltd. Şti., STA4-CAD v13.1, Betonarme ve Çelik Bina Tasarım Yazılımı, İstanbul.

[32] Computers and Structures Inc., SAP2000 v15.2.1, Structural Analysis Program, Berkeley, California.

[33] Imbsen Software Systems, XTRACT v3.0.8, Cross Section Analysis Program for Structural Engineers, California.

[34] Akyıldız, A.T. 2015. Mevcut Bir Betonarme Binanın TDY'07'de Belirtilen Doğrusal Elastik Olmayan Analiz Yöntemlerine Göre Performans Değerlendirmesi. İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi, 211s, İstanbul.

[35] Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) Strong Motion Database.

http://ngawest2.berkeley.edu/, (Erişim Tarihi: 03.05.2015).

[36] Center for Engineering Strong Motion Data (CESMD), Strong-Motion Data Set Archieves. http://www.strongmotioncenter.org/cgi-bin/CESMD/archive.pl, (Erişim Tarihi: 03.05.2015).

[37] Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı (AFAD), Deprem Dairesi Başkanlığı. http://kyhdata.deprem.gov.tr/2K/kyhdata_v4.php, (Erişim Tarihi: 05.05.2015).

[38] Seismosoft Ltd., SeismoMatch v2.1.0, An Application for Adjusting Earthquake Accelerograms, Pavia.

[39] Leng, K., Chintanapakdee, C., Hayashikawa, T. 2014. Seismic Shear Forces in Shear Walls of a Medium-Rise Building Designed By Response Spectrum Analysis, *Engineering Journal*, Cilt. 18, No. 4, s. 73-95.

[40] Munir, A., Warnitchai, P. 2012. The Cause of Unproportionately Large Higher Mode Contributions in the Inelastic Seismic Responses of High-Rise Core-Wall Buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Cilt. 41, No. 15, s. 2195-2214.

[41] Pugh, J.S., Lowes, L.N., Lehman, D.E. 2014. Seismic Design of Slender Concrete Walls, Proceedings of the 10th US National Conference on Earthquake Engineering, Anchorage, Alaska, Earthquake Engineering Research Institute, s. 3267-3277.

[42] American Concrete Institute. 2011. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11), Farmington Hills, MI.

[43] American Society of Civil Engineers. 2007. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-10), Reston, Virginia.

[44] Rutenberg, A., Nsieri, E. 2006. The Seismic Shear Demand in Ductile Cantilever Wall Systems and the EC8 Provisions, *Bulletin of Earthquake Engineering*, Cilt. 4, No. 1, s. 1-21.

[45] European Committee for Standardization (CEN). 2004. Eurocode (EC) 8: 'Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1 General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings' (EN 1998-1), Brussels.

[46] New Zealand Standards Association. 1995. NZS 3101 Code of Practice for the Design of Concrete Structures (Parts 1 & 2), Wellington.

[47] Kazaz, İ., Gülkan, P. 2013. Perde-Çerçeve Sistemlerde Kesme Kuvveti Dinamik Büyütme Katsayısı, 2. Türkiye Deprem Mühendisliği ve Sismoloji Konferansı, Hatay, p.128.

[48] Salonikios, T.N., Kappos, A.J., Tegos, I.A., Penelis, G.G. 2000. Cyclic Load Behavior of Low-Slenderness Reinforced Concrete Walls: Failure Modes, Strength and Deformation Analysis, and Design Implications, *ACI Structural Journal*, Cilt. 97, No. 1, s. 132-142.

[49] Sedgh, R.E., Dhakal, R.P., Carr, A.J. 2015. State of the Art: Challenges in Analytical Modelling of Multi-Storey Shear Wall Buildings, New Zealand Society for Earthquake Engineering Annual Conference (NZSEE2015), Rotorua, New Zealand, p.O-15.

[50] Kazaz, İ., Gülkan, P., Yakut, A. 2012. Performance Limits for Structural Walls: An Analytical Perspective, *Engineering Structures*, Cilt. 43, No. 1, s. 105-119.

[51] Constantin, R., Beyer, K. 2016. Behaviour of U-shaped RC Walls under Quasi-Static Cyclic Diagonal Loading, *Engineering Structures*, Cilt. 106, No. 1, s. 36-52.

[52] Beyer, K., Dazio, A., Priestley, M.J.N. 2011. Shear Deformations of Slender Reinforced Concrete Walls under Seismic Loading, *ACI Structural Journal*, Cilt. 108, No. 2, s. 167-177.

[53] Kalkan, E., Kunnath, S.K. 2007. Assessment of Current Nonlinear Static Procedures for Seismic Evaluation of Buildings, *Engineering Structures*, Cilt. 29, No. 3, s. 305-316.

[54] Krawinkler, H., Seneviratna, G.D.P.K. 1998. Pros and Cons of a Pushover Analysis of Seismic Performance Evaluation, *Engineering Structures*, Cilt. 20, No. 4-6, s. 452-464.

[55] Penelis, G.G., Kappos, A.J. 2002. 3D Pushover Analysis: The Issue of Torsion, 12th European Conference on Earthquake Engineering, London, p.015.

[56] Aydınoğlu, M.N. 2003. An Incremental Response Spectrum Analysis Procedure Based on Inelastic Spectral Displacements for Multi-Mode Seismic Performance Evaluation, *Bulletin of Earthquake Engineering*, Cilt. 1, No. 1, s. 3-36.

[57] Chopra, A.K., Goel, R.K. 2004. A Modal Pushover Analysis Procedure to Estimate Seismic Demands for Unsymmetric-Plan Buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Cilt. 33, No. 8, s. 903-927.

[58] Fajfar, P., Marusic, D., Perus, I. 2005. Torsional Effects in the Pushover-Based Seismic Analysis of Buildings, *Journal of Earthquake Engineering*, Cilt. 9, No. 6, s. 831-854.

[59] Baros, D.K., Anagnostopoulos, SA. 2008. An Overview of Pushover Procedures for the Analysis of Buildings Susceptible to Torsional Behavior, The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, p.01-0195.

[60] Erduran, E. 2008. Assessment of Current Nonlinear Static Procedures on the Estimation of Torsional Effects in Low-Rise Frame Buildings, *Engineering Structures*, Cilt. 30, No. 9, s. 2548-2558.

[61] Erduran, E., Ryan, K.L. 2011. Effects of Torsion on the Behavior of Peripheral Steel-Braced Frame Systems, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Cilt. 40, No. 5, s. 491-507.

[62] Aka, İ. 2015. Kentsel Dönüşüm ve Asmolen Döşeme, *İMO İstanbul Bülten*, Sayı 132, s. 12-14.

[63] Dönmez, C. 2013. Türkiye'deki Asmolen Yapıların Deprem Yeterliliği Konusunda Bir İrdeleme, 2. Türkiye Deprem Mühendisliği ve Sismoloji Konferansı, Hatay, p.013.

[64] Apostolska, R.P., Necevska-Cvetanovska, G.S., Cvetanovska, J.P., Mircic, N. 2008. Seismic Performance of Flat-Slab Building Structural Systems, The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, p.01-0435.

[65] Lelekakis, G.E., Birda, A.T., Mitoulis, S.A., Chrysanidis, T.A., Tegos, I.A. 2008. Applications of Flat Slab R/C Structures in Seismic Regions, Fifth European Workshop on the Seismic Behaviour of Irregular and Complex Structures, Catania, s. 99-113.

[66] Değer, Z.T., Yang, T.Y., Wallace, J.W., Moehle, J. 2015. Seismic Performance of Reinforced Concrete Core Wall Buildings With and Without Moment Resisting Frames, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Cilt. 24, No. 7, s. 477-490.