

Perde duvarlı binaların deprem etkileri altındaki davranışlarının modellenmesi ve simülasyonu

Vesile Hatun Akansel^{*1}, İlker Kazaz², Ahmet Yakut,³ ve Polat Gülkan⁴

^{1,3,4} İnşaat Mühendisliği Bölümü, Deprem Mühendisliği Araştırma Merkezi, ODTÜ 06531-Ankara

² Atatürk Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, 25240-Erzurum

Özet

Rijitlik ve kütle simetrisi bakımından “düzensiz” olarak adlandırılan binaların sayısı fazladır. Bu durum asimetric plana sahip sistemlerin deprem etkileri altındaki davranışının hesaba doğru dâhil edilmesini gerektirmektedir. Simetric olmayan plana sahip yapılar deprem hareketleri altında simetric olanlara oranla daha karmaşık bir davranış gösterirler. Öteleme ve dönme hareketleri arasında etkileşme mevcuttur. Yapıyı meydana getiren kolon, perde duvar gibi ana taşıyıcı elemanların plan içindeki düzensiz dağılımı sistemin deprem gibi tekrarlanan yükler altındaki elastik sınır ötesi davranışını belirlemede zorluklara yol açabilmektedir.

Burulma davranışı bulunduran yapılar günümüzde yapılan birçok araştırmanın ana konusunu teşkil etmektedir. Ancak yapılan araştırmalara rağmen betonarme perde duvarlı sistemlerin davranışını doğrudan tanımlayan uygulaması kolay somut metotlar bulunmamaktadır. Bu da uygulamalarda kullanılan metotların kritik bir değerlendirmeye tabi tutulmasını şart kılmaktadır.

Bu çalışmada perde duvarlı yapıların deprem kuvvetleri altındaki üç boyutlu davranışı, betonun elastik ötesi davranışı ve depreme maruz kalmış yapıların değerlendirmesine yönelik parametrelerin ışığı altında incelenmektedir. Çalışmada sonlu elemanlar metoduna dayanarak ANSYS programı ile perde duvarlardan teşkil edilmiş üç katlı betonarme bir binanın davranışı incelenmektedir. Modellemesi yapılan bina Fransa Saclay’de yer alan Atom Enerji Kurumu’nun (CEA) yürüttüğü proje kapsamında ¼ ölçekli olarak sarsma tablası deneylerine tabi tutulmuştur. Deney sonuçları ile yapının sonlu elemanlar yöntemi ile yapılan modellemesinin ne kadar uyumlu olduğu çalışmanın bu bölümünde irdelenmektedir. Zaman tanım alanında hesap için betonun ve çeliğin lineer ötesi davranışını hesaba katan mikro modelleme tercih edilmektedir. Analitik modelleme sonucu elde edilen davranış parametreleri (kuvvet, yer değiştirme, birim uzama), deneylerde ölçülmüş olan değerler ile karşılaştırılarak model ve simülasyonun geçerliliği incelenmektedir.

Anahtar Kelimeler: Deprem, Saclay, Azalee sarsma tablası, 3-Boyutlu hesap, burulma düzensizliği, yapıların değerlendirilmesi, elastik sınır ötesi

*Yazışmaların yapılacağı yazar: Vesile Hatun Akansel. akansel@metu.edu.tr; Tel: (312) 210 74 84

Modeling and simulation of the shear Wall buildings' behavior under earthquake forces

Extended abstract

Buildings with no symmetry in plan have much more complicated behavior under earthquake effects than symmetric buildings. There is interaction between lateral translation and rotational displacement. The irregular distribution of the main resisting components, such as columns and shear walls causes complications in understanding the nonlinear effects under cyclic loadings during earthquakes. The buildings with torsion response represent the main topic of many current investigations. However, despite this volume of research, there is no established model that describes adequately the behavior of the reinforced concrete shear wall systems. Thus, applications in use are subjected to critical assessments.

In this study, the three-dimensional behavior of the shear-wall structures under earthquake forces are examined with regards to the nonlinear behavior of concrete and the parameters of the structures exposed to seismic motion for assessment. A three story reinforced concrete shear-wall building is analyzed using the ANSYS software. The scaled model (1/4) building was subjected to shaking table tests with Saclay, France. The project was led by Atomic Energy Agency (CEA Saclay, France). The results of the finite element method and experiments are examined in this the study.

For response history analysis, micro-modeling is preferred since this allows inclusion of nonlinear effects of concrete and steel in analysis. The behavior parameters, (force, displacement, strain), of analytical results obtained by modeling compared with the values were measured in experiments to test the validity of models and simulation.

The model building is a U shaped 1/4 scaled shear-wall building which is designed according to conventional French nuclear design practice, with a peak ground acceleration for the response spectrum anchored to 0.2 g.

ANSYS software is used for micro modeling. Analyses are done in two phases. Phase 1 is a benchmark study. Phase 2 is a parametric study. In the numerical model (Figure 3 and 6), SOLID 65

element type is used (Figure 4) which allows the smeared modeling.

For material non-linearity; William-Warnke, Drucker-Prager material models and MISO (Multi-linear Isotropic Plasticity) are used for concrete modeling in Phase 1. In Phase 2; only MISO changed to the MKIN (Multi-linear Kinematic Plasticity).

In Phase 1, time history analyses of the specimen are done before the experimental tests and then the results of the numerical model are compared with the experimental results. Three real and nine synthetic earthquake ground motions are used in the Phase 1. There are 12 analysis results for Phase 1 in this paper (Table 4).

According to the comparison of the Phase1 numerical model and the experimental results of the specimen; numerical model results are consistent with the experimental results in terms of the third floor displacements (Figure 9). However, numerical model's modal analysis results are higher than the experimental results (Figure 8) and the third floor response spectra (Figure 10) are higher in numerical model than the experimental results. This shows that the numerical model needs refinement.

In Phase 2, the model is refined by increasing the finite elements in the model (Figure 6). Phase 2 is a parametric study which looks for the effects of the materials consist the building. In this paper only the modulus change is studied and the results show that this parametric study should be expanded (Figure 11 and 12).

As a conclusion, the numerical model of the specimen can estimate the displacements in accuracy but needs improvement. In this study, the refinement is done by decreasing the meshing size. The system is so stiff that the drift responses are so small. The parametric study will be expanded to be able to understand the effects of the materials.

Keywords: Earthquake, 3-Dimension Analysis, torsion nonlinearity, assessment of building, nonlinearity, Saclay, Azalee.

Giriş

Günümüzde gelişen teknolojik imkânlar çerçevesinde çoğu ülkede inşa edilen yapıların büyük çoğunluğunu betonarme yapılar teşkil etmektedir. Bu yapıların depreme karşı göstereceği direnci arttırmak için perde duvarlar kullanılmaktadır. Performans açısından binanın depreme karşı gösterdiği davranışı olumlu yönde etkilediği biliniyor olmakla birlikte hesaplamalarda eksikler bulunmaktadır. Perde duvarların davranışını tanımlamak için geliştirilmiş çeşitli modeller mevcuttur. Ancak perde duvarların davranışını tam anlamıyla yakalayan bir model bulunmamaktadır. Bu çalışmada AZALEE sarsma tablasında çeşitli hareketlere maruz bırakılmış, perde duvarlardan oluşan üç katlı bir betonarme binanın deney sonuçları ile sonlu elemanlar yöntemi ile yapılan modellemenin aynı yer hareketleri altındaki sonuçları karşılaştırılmaktadır.

Perde duvarlar için yöntemler

Perde duvarlara sahip betonarme binaların basit yaklaşımla statik ve dinamik hesaplarına ilişkin analitik yöntemlerin geliştirilmesi 1960'lı yıllara dayanmaktadır. Bilgisayarların gerek kapasite gerekse ulaşılabilirlik açısından pek yaygın olmadığı bu yıllarda, tasarım bürolarında kullanılan basit el hesaplarına dayanan ilk yaklaşık analitik yöntemler geliştirilmiştir.

Günümüzde ise gelişen bilgisayar teknolojisi ve sonlu eleman modellerinin kullanılmasının yaygınlaşması ile perde duvar modellemeleri daha detaylı ve doğru olarak yapılabilmektedir. Perdeler sonlu eleman tekniğiyle modellenirken kullanılan eleman teknolojisine bağlı olarak makro ve mikro modelleme şeklinde iki ana grup ortaya çıkmaktadır. Mikro modelleme katı mekaniği esaslarına dayanan ve sürekli ortamın 2 veya 3 boyutlu katı veya kabuk sonlu elemanlarla modellenmesini içerir. Betonun ve çeliğin lineer olmayan davranışı malzeme bazında (gerilme-birim uzama) en kesin şekilde hesaba katılabilmekte, teorik ve deneysel sonuçlara yakın sonuçlar elde edilebilmektedir (Kazaz vd., 2006; İle vd., 2008). Bu tür modelleme daha çok yapıların lokal davranışını modellemek için kullanılmaktadır. ANSYS gibi

sonlu elemanlar programları bu tür modellemeye imkân sağlayan eleman ve malzeme modellerini içermektedir. Mikro modelleme deneysel çalışmaların doğrulanmasında birçok araştırmacı tarafından kullanılmıştır (Valenas ve Bertero, 1979; Lefas vd., 1990; Kwak ve Kim, 2004; Palermo ve Vecchio, 2007). Diğer taraftan lineer olmayan mikro modelleme bir yapısal elemanın veya birkaç parça elemandan oluşan yapısal alt grubun davranışının hesaplanmasında bile modelleme, zaman ve hesap sonucu üretilen dosyalar açısından oldukça yüksek maliyetler çıkarırken, bir yapının tamamen modellenmesini ve zaman tanım alanında “nonlineer” hesabı neredeyse pratik olmayan kullanışsız bir duruma sokmaktadır.

Makro modellerin uygulanışı daha pratik ve kolay olmakla beraber, yapısal hesaptan elde edilen sonuçların geçerli olabilmesi için hesapta kullanılacak modelin eğilme, kayma ve bileşik eğilme-kayma durumlarının her biri için ayrı ayrı kalibre edilmesi gerekmektedir. Bu kısıtlamaya rağmen, makro modeller baskın bir davranış modu sergileyen yapıların hesaplarında sıklıkla kullanılır. Perdelerin modellenmesinde kullanılan makro eleman model tipine, çubuk elemanı modeli ve eşdeğer kafes elemanı modeli örnek olarak gösterilebilir.

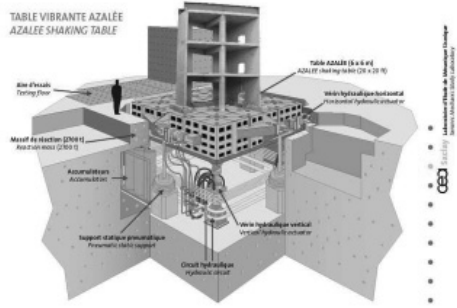
Günümüzde özellikle elastik hesaba dayalı tasarımda perde duvarlar genellikle eşdeğer çubuk elemanı olarak modellenmektedir (Sözen ve Moehle, 1993). Bu yöntem çok katlı yapılarda göreceli olarak narin yapısal duvarların modellenmesinde kullanılabilirken kısa perdelerin hesabında belli sınırlara denk gelmektedir. Perdeler çoğunlukla kesme etkileriyle dikkate alınmalarına rağmen, bu yapısal elemanın davranışı çoğunlukla eğilme etkileri tarafından kontrol edilir. Kabeyesawa vd., (1983); Linde (1993); Orakçal vd., (2006) dikey yay eleman modelini geliştirerek yapısal hesaplarda kullanmışlardır. Ancak bu modellerin tümünün geçerliliği eğilme etkileri altında test edilmiştir. Kayma kuvvetleri etkisi altındaki elemanlarda bu modellerin güvenilir sonuçlar vermediği görülmüştür. Modellerde

eğilme ve kaymayı modellemek için kullanılan yay parametreleri belirlenmesi büyük sorun çıkarmaktadır. Önceki yıllarda değişik modelleme tekniklerinin kullanılarak perde eleman davranışının incelendiği çalışmalarda eşdeğer çubuk eleman modeli ve dikey yay eleman modellerinin eksik performans gösterdiği görülmüştür (OECD/NEA/CSNI, 1996; IAEA-TECDOC, 2008). Diğer yandan katı sürekli ortam modelleme tekniğini kullanan mikro-modellerin de iyi sonuçlar verebilmesinin problemin tüm yönleriyle gerçekçi olarak modellenmesine bağlı olduğu görülmüştür. Bu nedenle modelleme ANSYS programı yardımı ile sonlu elemanlar metodu temel alınarak yapılmıştır.

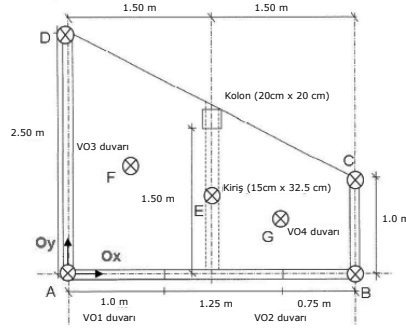
Binanın modellenmesi ve simülasyonu

Model binanın özellikleri

Modellenen yapı ¼ ölçekli, 3 katlı perde duvarlı betonarme bir binadır. Bina U şeklinde olup üç perde duvar ile çevrelenmektedir. Perde duvarların ikisinde boşluklar bulunmaktadır. Yapı her katta bir kolon, kiriş ve döşemeden meydana gelmiştir. Binanın tasarımı 0.2 g'lik maksimum yer ivmesine sahip bir tepki spektrumu etkisi altında yapılmıştır. Söz konusu binanın sarsma tablası deneyleri Fransa Atom ve Enerji Kurumu'nun (CEA) yürüttüğü proje kapsamında, Saclay'deki AZALEE sarsma tablasında gerçekleştirilmiştir. Binanın farklı yerlerine yerleştirilen ivme ve yer değiştirme ölçerler yardımıyla deney sonuçları kayıt edilmiştir. Bina için yapılacak olan hesaplar iki farklı aşamada gerçekleştirilmiştir. Başlangıç hesaplarında bina 12 farklı ve çok yönlü deprem hareketine maruz bırakılarak, modellemenin deneysel verilerle tutarlılığı incelenecektir. İkinci kısımda ise model üzerinde parametrik değişkenlerle modeli etkileyen parametreler tespit edilmeye çalışılacaktır. Binanın ve AZALEE sarsma tablası Şekil 1'de görüldüğü gibidir. Hesaplarda dikkate alınacak noktalar Şekil 2'de mavi dairelerle gösterilmektedir. Hesap sonuçları bu noktalar dikkate alınarak oluşturulacaktır.



Şekil 1. AZALEE sarsma tablası ve model bina

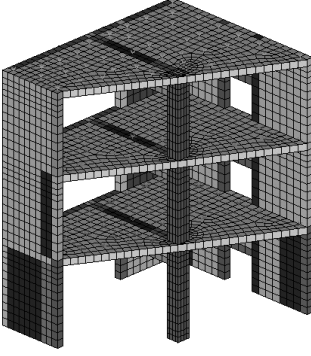


Şekil 2. Model binanın kesiti

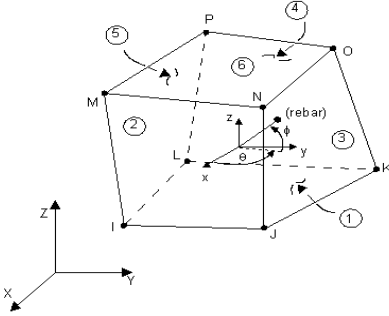
Model Bina için Gerekli Parametreler

Başlangıç Hesapları

Başlangıç hesapları için ANSYS sonlu elemanlar programı kullanılarak yapının 3-boyut modeli teşkil edilmiştir (Şekil 3). Modelleme yapılırken beton için gerekli özellikleri tanımlayabilen SOLID-65 eleman tipi seçilmiştir. Bu eleman tipinin seçilmesindeki amaç bina için tasarlanmış donatı oranlarının yapıyı teşkil eden her bir sonlu elemana hacimsel oran bazında ve gereken doğrultuda yerleştirilebilmesidir. Şekil 3'te farklı renklerle gösterilen bölgeler farklı donatı oranına sahiptir. Şekil 4'te donatının SOLID-65 elemanı içindeki konumlanmasını göstermek için kullanılan parametreler görülmektedir.



Şekil 3 Birinci kısım hesaplar için hazırlanan model



Şekil 4 SOLID-65 elemanı

Ek kütleler için ise MASS-21 elemanı kullanılmıştır. Hesaplarda tanımlanan ek yükler döşemenin üst noktalarına yayılı yük olarak girilmiştir.

Model temel düzleminde ankastre olarak modellenmiştir. Sarsma tablasının etkisi ihmal edilmiştir. Lineer olmayan, zaman alanında tanımlı bir hesap için sonlu eleman modelinde; sonlu elemanların ve sonlu elemanlar için tanımlanan integrasyon noktalarının sayısı büyük önem teşkil etmektedir. Bu nedenle Şekil 3'teki gibi sonlu eleman yoğunluğuna sahip model için ekstra integrasyon noktaları tanımlanmıştır. Böylece elde edilecek sonuçların deneysel verilerle daha çok uyum sağlaması amaçlanmıştır.

Malzeme modelleri için ANSYS geniş bir malzeme modeli veri tabanına sahiptir. Model için tanımlanan sarğılı ve sarğısız beton modellerini program kendi içinde birleştirerek kullanabilmektedir. Kullandığımız beton modeli, programın sağladığı özellikler yardımıyla beton basınç dayanımını tanımlamak için kinematik ve isotropik plastisite pekleşmesi özelliklerini Willam-Warnke Modeli ile birleştirilmektedir. Betonun çekme dayanımı özelliklerinin hesaplara katılabilmesi için ise DP (Drucker-Prager malzeme modeli), ve MISO (Multi-linear isotropik pekleşme plastisitesi), Willam-Warnke çekmede göçme kriterleri ile birleştirilmektedir (CONC). Plastisite modelleri Willam-Warnke modeli ile birleştirildiği zaman program plastisite kontrollerini, ezilme ve çatlama kontrollerinden önce yapmaktadır.

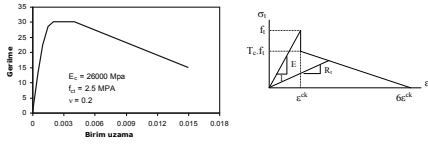
Başlangıç hesapları sarsma tablası deneylerinden önce gerçekleştirilmiştir. Bu nedenle başlangıç hesapları "kör tahmin" olarak ta geçmektedir. Bu kısımdaki modelin; geometrisi, sınır şartları, malzeme özellikleri, yapı için kullanılacak yükler ve hesaplarda ve deneylerde kullanılacak yer hareketleri önceden belirlenmiştir.

Bu kısımdaki hesaplar için kullanılan malzeme parametreleri Tablo 1'de verilmiştir. Malzeme modelleri ise Şekil 5'te görülmektedir.

Birinci kısım hesaplar için kullanılması öngörülen kütleler şöyledir: yapının toplam kütlesi 46.81 t, kendi kütlesi 9.31 t, temelin kütlesi 2.11 t, ek kütleler ise birinci, ikinci ve üçüncü katlar için sırasıyla; 12.06 t, 12.70 t ve 10.63 t olarak belirlenmiştir.

Tablo 1 Birinci kısım hesaplar için kullanılan malzeme parametreleri

f_c (MPa)	f_{ct} (MPa)	E_c (MPa)	ν	F_y (MPa)
30	2.5	26000	0.2	500

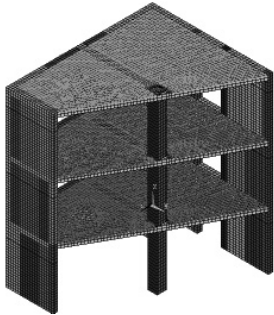


Şekil 5 Beton gerilme-birim uzama ilişkisi:
a) Basınç, b) Çekme

İkinci kısım hesaplar

Bu kısımdaki hesaplar sarsma tablası deneyleri bittikten sonra yapılan hesaplardır. İkinci kısım hesaplar için model, hesap sonuçları ve ikinci kısmın yeni parametreleri göz önüne alınarak yeniden oluşturulmuştur. Bu bölümde yapılan analizlerin amacı model parametrelerinin hesap sonuçlarını ne kadar etkileyeceğini anlayabilmektir. Yeni modelde $E = 32000$ MPa, $\nu = 0.2$ ve $f_{ct} = 2.4$ MPa olarak hesaplara dahil edilmiştir. Modelin sonlu eleman sayısı artırılmıştır (Şekil 6). Böylece yapısal davranışın gerçeğe yaklaşması amaçlanmaktadır. Modelde farklı renklerle gösterilen bölümler farklı donatı oranlarına sahiptirler.

Kullanılan malzeme modelleri ise betonun basınç davranışı için aynı, çekme davranışı için ise Drucker Prager (DP) ve çoklu-linear kinematik pekleşme plastisitesi modeli (MKIN), Willam-Warneke çekme göçme kriterleri (CONC) ile birleştirilmiştir.

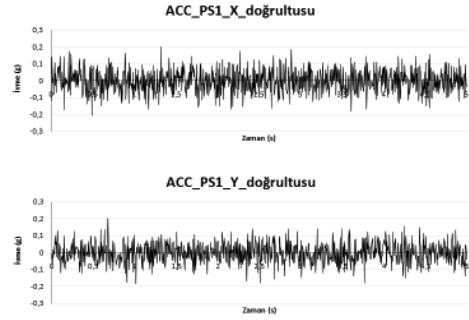


Şekil 6 İkinci kısım hesaplar için hazırlanmış yeni model

Beton elastisite modülü, E' 'nin model üzerindeki etkisini anlayabilmek için iki takım analiz yapılmıştır. Bu iki takıma ait parametrik değerler Tablo 2'de verilmiştir. Analizler 0.2g mertebesindeki yer hareketi ile gerçekleştirilmiştir. Uygulanan yer hareketine ait ivme grafiği Şekil 7'de görülmektedir.

Tablo 2 Parametrik çalışmada kullanılacak hesap takımları

İkinci Kısım-Parametrik Çalışma Parametreleri				
Hesap Setleri	E_c (MPa)	F_y (MPa)	Sönümlenme (%)	Ek Yükler (T)
1-				
(Referans)	32000	500	2	33.85
2	25600	500	2	33.85



Şekil 7 PGA=0.2g için ivme grafiği

Yapının toplam kütlesi 42.87 t, kendi kütlesi 9.02 t, ek kütleler ise birinci, ikinci ve üçüncü katlar için sırasıyla; 11.60 t, 12.00 t ve 10.25 t olarak hesaplara dahil edilmiştir.

Hesap Sonuçları

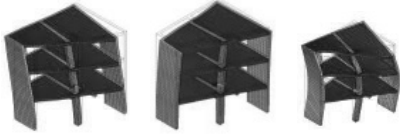
Başlangıç hesap sonuçları

Birinci kısım farklı aşamalar halinde gerçekleştirilmiştir. Yapının kendi ağırlığı ve ek yükler altındaki davranışı, yatay kuvvetler altındaki davranışı, farklı durumlar için yapılan modal hesaplar ve 3'ü gerçek 9'u sentetik olmak üzere toplam 9 adet zaman alanında tanımlı dinamik hesap yapılmıştır. Modal hesap;

yapının deney öncesinde davranışını tahmin edebilmek için, sadece kendi ağırlığı altında ve ek yüklerle birlikte olmak üzere iki farklı şekilde yapılmıştır. Bu iki durum için modal hesap sonuçları Tablo 3'te verilmiştir. İki farklı şekilde modal hesap yapılmasının sebebi deneyler için bir ön bilgi elde edilmesidir.

Tablo 3 Modal hesap sonuçları

Mod	Periyot (T) - s	
	Kendi ağırlığı	Kendi ağırlığı + Ek yükler
1	0.04898	0.118
2	0.02911	0.070
3	0.01585	0.034



Mod 1 - T = 0.118 s
Mod 2 - T = 0.070 s
Mod 3 - T = 0.034 s

Şekil 8 Başlangıç modal hesap sonuçları

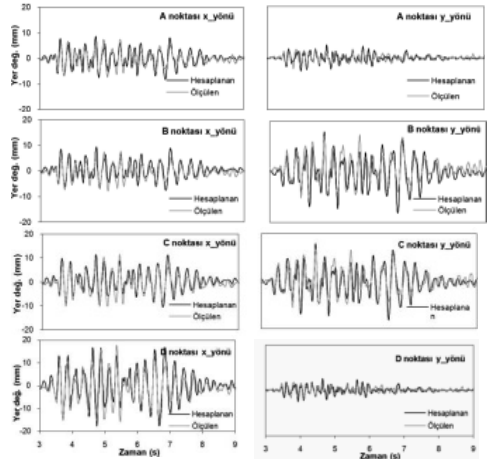
Tablo 4'de uygulanan yer hareketlerine ait maksimum ivme değerleri bulunmaktadır. İlk üç kayıt gerçek depremlere aittir. REA1 yer hareketi magnitudu 5.2, uzaklığı 23 km olan Umbro_March(AS) depremine, REA2 yer hareketi magnitudu 4.4, uzaklığı 14 km olan Manjil(AS) depremine ve REA3 yer hareketi ise magnitudu 5.9, uzaklığı 81.4 km olan Umbro_Marchigiano depremine aittir. Diğer deprem kayıtları sentetiktir.

Tablo 4 Uygulanan yer hareketlerine ait maksimum ivme değerleri

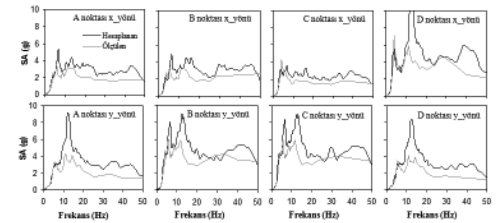
PGA(g)	REA1	REA2	REA3	SYN1	SYN2	SYN3	SYN4	SYN5	SYN6	SYN7	SYN8	SYN9
	0.05	0.05	0.05	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9

Şekil 9'de 0.8g'lik maksimum yer ivmesine sahip yer hareketi için yapılan zaman alanında

tanımlı dinamik hesap sonuçları görülmektedir. Bu sonuçlar üçüncü katta bulunan A, B, C ve D noktalarındaki (Şekil 2) öteleme değişimini göstermekle birlikte yapılan diğer 11 hesap sonuçları ile aynı doğrultudadır. Şekil 9 dikkatle incelendiği takdirde yapının üçüncü katında bulunan bu noktaların aynı oranda yer değiştirmedeği görülmektedir. Bu durum yapıda burulma davranışının bulunmasından kaynaklanmaktadır. Hesap sonuçlarındaki tepe noktası değerleri ile deney sonucundakiler aynı frekanslarda gerçekleşmektedir, ancak hesaplanan maksimum değerler daha büyüktür. Bu da yapılan sonlu eleman modelinin deneysel davranışı bulabildiğini ancak bazı iyileştirmelere ihtiyacı olduğunu göstermektedir.



Şekil 9 PGA=0.8g için üçüncü kat yer değiştirmelerinin deneysel sonuçlar ile karşılaştırılması



Şekil 10 PGA=0.8g için üçüncü kattaki A, B, C ve D noktaların %5 sönümlenmiş tepki spektrumlarının deneysel sonuçlar ile karşılaştırılması.

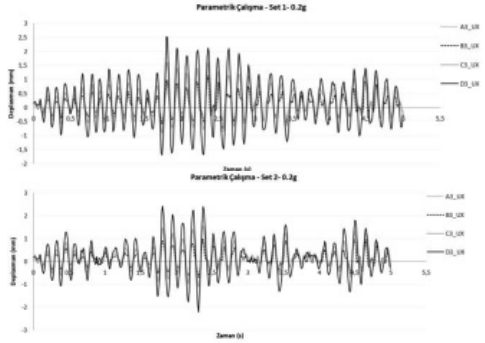
Üçüncü kattaki Şekil 2’de belirtilen tepe noktaları için hesaplanan %5 sönümlenmiş tepki spektrumu grafikleri Şekil 10’da verilmiştir. Hesaplanan ivme değerleri deneylerde ölçülen değerlerden daha yüksek çıkmıştır. D noktası dışında kalan noktalarda y yönünde maksimum ivme değerlerine ulaşılırken, D noktasında maksimum ivme değerine x doğrultusunda ulaşılmıştır. Yaklaşık olarak 10-15 Hz arasında maksimum değerlere ulaşılmıştır. En yüksek ivme değerleri ise x yönünde D noktasında; 12.29 g, y yönünde ise A noktasında; 9.25 g’dir

-İkinci Kısım Hesap Sonuçları Bu kısımdaki hesaplar yeni model ile yapılmıştır. Parametrik çalışma için elde edilen modal hesap sonuçları Tablo 5’te gösterilmektedir. İkinci takım modal hesap sonuçları başlangıç modal hesap sonuçları ile hemen hemen aynıdır. Oluşan bu küçük fark hem E_c ’deki 400 MPa’lık değişimden (ikinci takım analiz için; $E_c=25600$ MPa) hem de yeni model için kullanılan ek yüklerin, deneyde kullanılan yüklere bağlı olarak değişmesinden kaynaklandığı düşünülmektedir. Birinci takım modal hesap sonuçlarına bakacak olursak E_c ’deki değişimin modal analiz üzerindeki etkisini görebiliriz. Özellikle birinci mod için bu fark kendini göstermektedir.

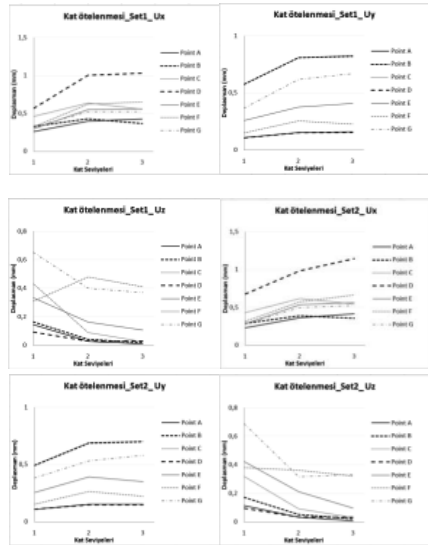
Tablo 5 Yeni Model için Modal Hesap Sonuçları

	Modal Hesap Sonuçları (T-s)		
	Mod1	Mod2	Mod3
1-Referans	0.1083	0.0628	0.0305
2	0.1211	0.0702	0.0341

Şekil 11 ve Şekil 12’de 0.2g mertebesinde zaman alanında tanımlı hesap için yapılan iki takımın hesap sonuçları bulunmaktadır. Şekil 11’den de görüleceği gibi farklı elastisite modüllerine sahip sistemler aynı deprem kuvvetleri altında farklı sonuçlar verebilmektedir. Bu da yapılan parametrik çalışmanın gerekliliğini ortaya koymaktadır.



Şekil 11 PGA=0.2g için Set 1 ve Set 2’den elde edilen farklı noktadaki x doğrultusu deplasmanları



Şekil 12 PGA=0.2g için Set 1 ve Set 2’den elde edilen kat ötelenme değerleri

Tablo 6 Katlar arası ötelenme oranları

1. Takım hesaplar için					
Katlar	A	B	C	D	
	Noktası	Noktası	Noktası	Noktası	
X	1. Kat	2.0875E-04	2.6358E-04	3.6827E-04	4.5519E-04
	2. Kat	3.2943E-04	3.5842E-04	5.3208E-04	8.3428E-04
	3. Kat	3.5352E-04	3.0673E-04	4.6212E-04	8.5985E-04
Y	1. Kat	8.6846E-05	4.6081E-04	4.6130E-04	8.5283E-05
	2. Kat	1.2853E-04	6.7294E-04	6.7464E-04	1.2741E-04
	3. Kat	1.3358E-04	6.8552E-04	6.9220E-04	1.2844E-04
Z	1. Kat	1.1690E-04	1.3260E-04	3.4741E-04	7.5627E-05
	2. Kat	2.3937E-05	3.5994E-05	7.5388E-05	2.5272E-05
	3. Kat	8.5499E-06	1.5381E-05	2.1740E-05	2.5388E-05
2. Takım hesaplar için					
Katlar	A	B	C	D	
	Noktası	Noktası	Noktası	Noktası	
X	1. Kat	1.8374E-04	2.3205E-04	3.4367E-04	5.4152E-04
	2. Kat	3.0284E-04	3.2437E-04	5.1329E-04	8.1778E-04
	3. Kat	3.4555E-04	2.9685E-04	4.5526E-04	9.5434E-04
Y	1. Kat	8.8030E-05	3.9459E-04	3.9451E-04	8.7310E-05
	2. Kat	1.2668E-04	5.7399E-04	5.7742E-04	1.2357E-04
	3. Kat	1.2895E-04	5.8270E-04	5.8380E-04	1.2525E-04
Z	1. Kat	9.2835E-05	1.3886E-04	2.5607E-04	7.7042E-05
	2. Kat	2.7414E-05	4.3266E-05	7.7566E-05	3.0035E-05
	3. Kat	7.4467E-06	1.7684E-05	2.5334E-05	2.7548E-05

Tablo 7 Toplam yükseklik ile normalize edilmiş tepe noktası ötelenme oranları

1. Takım hesaplar için				
	$\Delta_{tepe} / H_{toplam}$			
	A Noktası	B Noktası	C Noktası	D Noktası
X Yönü	2.9602E-04	3.0895E-04	4.3955E-04	6.8901E-04
Y Yönü	1.1592E-04	6.0443E-04	6.0735E-04	1.1332E-04
Z Yönü	4.7718E-05	5.5829E-05	1.3299E-04	2.8522E-05
2. Takım hesaplar için				
	$\Delta_{tepe} / H_{toplam}$			
	A Noktası	B Noktası	C Noktası	D Noktası
X Yönü	2.6854E-04	2.7641E-04	4.2687E-04	6.6243E-04
Y Yönü	1.1419E-04	5.0876E-04	5.1208E-04	1.1170E-04
Z Yönü	3.7724E-05	5.9425E-05	9.7695E-05	3.2313E-05

Tablo 6 dikkatle incelendiği takdirde x doğrultusunda A ve B noktaları; y doğrultusunda ise A ve D noktaları katlar arası ötelenme oranlarına bağlı olarak benzer bir davranış sergilemektedir.

Tablo 7’de toplam kat yüksekliği ile normalize edilmiş üçüncü kat seviyesinde belirlenen noktalardan elde edilen ötelenme oranlarına bakacak olursak bekleneceği gibi A ile B x yönünde yaklaşık olarak aynı değerlere sahiptir. C ve D noktalarındaki değerler ise x doğrultusunda birbirine yakın ötelenme davranışı göstermekle birlikte D noktasının yaptığı ötelenme oranı daha fazladır. Y yönünde ise A ile D ve B ile C yaklaşık olarak aynı ötelenme değerlerine sahiptirler. X ve Y yönleri için kat ötelenme oranları perde duvarlı diğer yapılarda da olduğu gibi kat seviyesi arttıkça artmaktadır (Tablo 6). Yapının dayanırlılığı yüksek olduğu için yer değiştirme değerleri küçük kalmaktadır.

Tartışma

Yapılan hesaplardaki asıl amaç analitik çalışmalarla deneysel ölçümlerin birebir uyum göstermesini sağlamaktır. Birinci kısım hesaplarda çıkarılan sonuç mevcut model yapısal davranışı sağlayabildiği, ancak yer değiştirme ve tepki spektrumlarındaki farklılıkları göz önüne alarak model üzerinde çalışılması gerektiğini göstermektedir. Bu çalışmada da modeli iyileştirme yoluna gidilmiştir.

Model yeniden hazırlandıktan sonra, yapıyı teşkil eden malzemeden, yola çıkarak Ec değerini değiştirilmesi ile iki takım analiz yapıp elastisite modülünün yapı üzerindeki davranışsal etkisi araştırılmaya çalışılmıştır. Bu iki takım hesaptan elde edilen sonuçlar karşılaştırıldığı takdirde Ec değerinin hesap üzerinde etkisinin olduğu anlaşılmaktadır. Sistemin dayanırlığının yüksek ve uygulanan deprem kuvvetinin ise tasarım düzeyinde olduğunu göz önüne alırsak, yer değiştirmelerin küçük olması normaldir. Bu çalışma daha tasarım ve daha yüksek seviyede farklı depremler ve hesap takımları kullanılarak genişletilmek durumundadır. Böylece, perde duvarlı binaların davranışını etkileyen parametreler tespit edilecektir.

Teşekkür

Bu çalışma kısmen TÜBİTAK 109M707 nolu proje kapsamında yapılmıştır.

Kaynaklar

ANSYS® Akademik versiyon, v.12

Federal Emergency Management Agency (FEMA) (2000), Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, *FEMA-356*, Washington, DC.

IAEA-TECDOC, (2008). Safety Significance of A Type of Seismic Input Motions And Consequences on Nuclear Industry Practice, *International Atomic Energy Agency, Vienna, Austria*.

Ile, N. Xuan-Huy Nguyen; P. Kotronis; J. Mazars; J. M. Reynouard (2008). Shaking Table Tests of Lightly RC Walls: Numerical Simulations, *Journal of Earthquake Engineering*, 12:849–878.

Kabeyasawa, T., Otani, S., Aoyama, H. (1983) Nonlinear Earthquake Response Analyses of R/C Wall-Frame Structures, *Transactions, Japan Concrete Institute*, Vol. 5, pp. 277-284.

Kazaz, I., Yakut, A., Gülkan, P. (2006). Numerical simulation of dynamic shear wall tests: A benchmark study, *Computers and Structures*, 84(8-9), 549–562.

Kim, T.W. (2004). Performance assessment of reinforced concrete structural walls for seismic loads, *PhD. Dissertation submitted to University of Illinois at Urbana Champaign, Urbana, Illinois*.

Kwak, H.-G., Kim, D.-Y. (2004). FE analysis of RC shear walls subject to monotonic loading, *Magazine of Concrete Research*, 56(7), 387-403.

Lefas, I.D., Kotsovas, M.D., Ambraseys, N.N., (1990). Behavior of reinforced concrete structural walls: strength, deformation characteristics, and failure mechanism, *ACI Structural Journal*, 87(1), 23-31

Linde, P. (1993). Numerical modeling and capacity design of earthquake-resistant reinforced concrete walls, *Institute of Structural Engineering, Swiss Federal Institute of Technology (ETH), Zurich*, Report No. 200.

OECD/NEA/CSNI (1996). Seismic shear wall ISP NUPEC's seismic ultimate dynamic response test -*Comparison Report*. NEA/CSNI/R(96)10, OECD/GD(96)188.

Orakçıl, K., Wallace, J.W., (2006). Flexural Modeling of Reinforced Concrete Walls – Model Calibration, *ACI Structural Journal*, 103(2), 196 – 206.

Palermo, D., Vecchio, F.J. (2007). Simulation of cyclically loaded concrete structures based on the finite-element method, 133(5), 728-738.

Sozen, M. A., and Moehle, J. P. (1993). Stiffness of Reinforced Concrete Walls Resisting In-Plane Shear. *Electric Power Research Institute, EPRI Research Project 3094-1*.

Vallenas, J.M., Bertero, V.V., Popov, E.P. (1979) Hysteretic behavior of reinforced concrete structural walls, *Report No. UCB/EERC-79/20, Berkeley, University of California*.

Wallace, J.W., Moehle, J.P. (1992). Ductility and Detailing Requirements of Bearing Wall Buildings, *J. Struct. Engrg.*, 118(6), 1625-1644.