



**EĞİLME ETKİSİNDEKİ BETONARME  
PERDE DUVARDA DİNAMİK KESME  
KUVVETİ BÜYÜTMESİ**

**Ensar DİDİN**

**Yüksek Lisans Tezi  
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı  
Danışman: Prof. Dr. İlker KAZAZ**

**2019**

**Her hakkı saklıdır.**



**FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ  
YÜKSEK LİSANS TEZİ**

**EĞİLME ETKİSİNDEKİ BETONARME PERDE DUVARDA DİNAMİK  
KESME KUVVETİ BÜYÜTMESİ**

**Ensar DİDİN**

**Tez Danışmanı: Prof. Dr. İlker KAZAZ**

**Anabilim Dalı: İnşaat Mühendisliği**

**Erzurum**

**2019**

**Her hakkı saklıdır**

**T.C.**  
**ERZURUM TEKNİK ÜNİVERSİTESİ**  
**FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**  
**TEZ ONAY FORMU**

---

**EĞİLME ETKİSİNDEKİ BETONARME PERDE DUVARDA DİNAMİK  
KESME KUVVETİ BÜYÜTMESİ**

Prof. Dr. İlker KAZAZ danışmanlığında, Ensar DİDİN tarafından hazırlanan bu çalışma 22 / 01 / 2019 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından İnşaat Mühendisliği Yapı Anabilim Dalı'nda Yüksek Lisans tezi olarak oy birliği ile kabul edilmiştir.

Başkan	: Prof. Dr. İlker KAZAZ	İmza	:
Üye	: Doç.Dr.Ahmet BUDAK	İmza	:
Üye	: Dr.Öğr.Üyesi Abdullah DEMİR	İmza	:

Yukarıdaki sonucu onaylıyorum

.....

**Enstitü Müdürü**

## **ETİK KURALLARA UYGUNLUK BEYANI**

Erzurum Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü tez yazım kurallarına uygun olarak hazırladığım bu tez içindeki tüm bilgilerin doğru ve tam olduğunu, bilgilerin üretilmesi aşamasında bilimsel etiğe uygun davrandığımı, yararlandığım bütün kaynakları atıf yaparak belirttiğimi beyan ederim.

22 / 01 / 2019

Ensar DİDİN

## ÖZET

### YÜKSEK LİSANS TEZİ

## EĞİLME ETKİSİNDEKİ BETONARME PERDE DUVARDA DİNAMİK KESME KUVVETİ BÜYÜTMESİ

Ensar DİDİN

Erzurum Teknik Üniversitesi  
Fen Bilimleri Enstitüsü  
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Danışman: Prof. Dr. İlker KAZAZ

Bu tez çalışmasında betonarme perde duvarların tasarımı için yapı tasarım standartlarında ve diğer birçok çalışmayla önerilen dinamik kesme kuvveti büyütmesinin derecesini görebilmek için, deneysel davranış değerleri bilinen bir betonarme perde duvar numerik olarak modellenmiş ve sonuçlar gerçek davranış değerleriyle karşılaştırılmıştır.

Nümerik modelleme yapılırken kullanılan yöntem ve parametrelerin sonuçlar üzerindeki etkisi incelenmiş ve deneysel davranış değerleriyle karşılaştırılarak sonuçlar arasındaki farklar incelenmiştir. Yapılan tüm analizler sonucu deneysel davranışta gözükmeyen büyük taban kesme kuvvetleri elde edilmiştir.

Bu tez çalışması sonucunda, nümerik modelleme tekniklerinin ve belirli bir tekniği kullanırken kullanılan parametrelerin, sonuçlar üzerinde ciddi etkileri gözlemlenmiş ve nümerik olarak modellenen tek bir betonarme perde duvar için hem deneysel davranış verilerinden uzak hem de birbirinden farklı davranış sonuçlarına ulaşılmıştır. Kiriş elemanlarıyla yapılan nümerik modellemeler sonucu görülen, yüksek taban kesme kuvvetlerinin dikkate alınarak dinamik kesme kuvveti büyütmesi önermenin doğru olmayacağı sonucuna ulaşılmıştır.

**2019, 60 sayfa**

**Anahtar Kelimeler:** betonarme perde duvar, dinamik kesme kuvveti büyütmesi, modal analiz, itme analizi, dinamik analiz, kuvvet esaslı eleman, kiriş dönmesi.

## **ABSTRACT**

MS. Thesis

### **DYNAMIC SHEAR AMPLIFICATION FACTOR IN A FLEXURED REINFORCED CONCRETE SHEAR WALL**

Ensar DİDİN

Erzurum Technical University  
Graduate School of Natural and Applied Sciences  
Department of Civil Engineering

Supervisor: Prof. Dr. İlker KAZAZ

In this study, the dynamic shear force amplification phenomenon observed on reinforced concrete shear walls under seismic action was investigated by comparing the measured shear force behavior of an experimental shear wall specimen tested on shake by the results of calculations on the numerical model of the specimen.

The effects of modelling parameters, such as the beam element formulation (displacement based or force based), plasticity assumption (lumped or distributed), damping, time integration scheme, number of integration and fiber sections, on the analyses results were investigated. The differences between the results were identified by comparing the experimental behavior values. As a result of all analyses, high base shear forces, which were not foreseen in the experimental behavior, were obtained.

As a result of this thesis, it was revealed that numerical modeling techniques and parameters have a significant effect on the shear force results. It was decided that the results of numerical-parametric studies utilizing fiber-based beam element formulations in the modelling of shear walls are prone to overestimate the actual shear force. Hence, it was concluded that the dynamic shear force amplification factors or expressions based on these studies and recommended in the structural design standards could give excessive design shear forces in the design of the reinforced concrete shear walls.

**2019, 60 pages**

**Keywords:** reinforced concrete shear wall, dynamic shear amplification, modal analysis, pushover analysis, dynamic analysis, forced based element, chord rotation.

## TEŞEKKÜR

Bu alıőmanın gerekleőmesinde büyük emeği olan saygıdeğer hocam Prof. Dr. İlker KAZAZ'a değerli katkıları ve desteği için teőekkrlerimi sunuyorum.

**Ensar DİDİN**  
**02 / 2019**



## İÇİNDEKİLER

<b>ÖZET</b> .....	<b>i</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>ii</b>
<b>TEŞEKKÜR</b> .....	<b>iii</b>
<b>SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ</b> .....	<b>v</b>
<b>ŞEKİLLER DİZİNİ</b> .....	<b>vi</b>
<b>ÇİZELGELER DİZİNİ</b> .....	<b>ix</b>
<b>1. GİRİŞ</b> .....	<b>1</b>
<b>2. KAYNAK ÖZETLERİ</b> .....	<b>3</b>
<b>3. MATERYAL ve YÖNTEM</b> .....	<b>7</b>
3.1 Materyal .....	7
3.1.1 Deney numunesinin fiziksel ve mekanik özellikleri .....	7
3.1.2 Donatı detayı ve yüklemeler .....	9
3.1.3 Deneyin yapılışı ve sonuçlar .....	10
3.2 Yöntem.....	12
3.2.1 Bilgisayar destekli modelleme .....	12
3.2.2 Sınır şartları.....	18
<b>4. ARAŞTIRMA BULGULARI ve TARTIŞMA</b> .....	<b>19</b>
4.1 Modal Analiz.....	19
4.2 İtme Analizi.....	20
4.2.1 İtme analizi sonucu yapıda oluşan dönme, moment ve eğrilik .....	22
4.3 Dinamik Analiz .....	29
4.4 Numerik Modellemede Kullanılan Yöntem ve Parametrelerin Etkisi .....	34
4.4.1 İntegrasyon kesit sayısı .....	34
4.4.2 İntegrasyon yöntemi.....	39
4.4.3 Sönüm katsayısı .....	42
4.4.4 Zaman aralığı .....	46
4.5 Dinamik Kesme Kuvveti Büyütmesi .....	48
<b>5. SONUÇ ve ÖNERİLER</b> .....	<b>56</b>
<b>KAYNAKLAR</b> .....	<b>58</b>
<b>ÖZGEÇMİŞ</b> .....	<b>61</b>



## SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ

### Simgeler

### Açıklama

$a$	İvme
$C$	Sönüm katsayısı
$d$	Yer değiştirme
$F$	Kuvvet
$K$	Rijitlik matrisi
$L_p$	Plastik mafsallık boyu
$M$	Kütle
$\theta$	Düğüm noktası dönmesi
$\theta_k$	Kiriş dönmesi
$\Delta$	Düğüm noktası yer değiştirmesi

### Kısaltmalar

DB	Yer değiştirme esaslı eleman
FB	Kuvvet esaslı eleman
HHT	Hilber-Hughes-Taylor integrasyon yöntemi
infrmFB	Kuvvet esaslı inelastik çerçeve elemanı
infrmFBPH	Kuvvet esaslı inelastik plastik mafsallı çerçeve elemanı
TBDY	Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği

## ŞEKİLLER DİZİNİ

Şekil 2.1 Deney sonucu elde edilen tepe noktası yer değiştirmesinin numerik analiz sonuçlarıyla karşılaştırılması.....	5
Şekil 2.2 Deney sonucu elde edilen maksimum taban kesme kuvvetini numerik analiz sonuçlarıyla karşılaştırılması.....	6
Şekil 3.1 Yapının önden görünüşü .....	7
Şekil 3.2 Yapının sırasıyla yandan ve önden görünüşü. Boyutlar cm olarak verilmiştir..	8
Şekil 3.3 Donatı detayı ve miktarı.....	9
Şekil 3.4 Kütle dağılımı. Boyutlar cm olarak verilmiştir.....	10
Şekil 3.5 Yer hareketi ivmesi.....	10
Şekil 3.6 Sismik test sonrası sırasıyla sol ve sağ duvarda oluşan hasar.....	11
Şekil 3.7 Kesit kontrol noktaları ve elemanın liflere ayrılması .....	12
Şekil 3.8 FB ve DB elemanlarla yapılan analizlerin deneysel sonuçlarla karşılaştırılması .....	14
Şekil 3.9 Düğüm noktaları ve kesitler. Boyutlar cm olarak verilmiştir. ....	16
Şekil 3.10 SeismoStruct ile oluşturulan modelin önden görünüşü. ....	17
Şekil 4.1 Ankastre kiriş elemanı için mod şekilleri. ....	19
Şekil 4.2 Betonarme perde duvarın mod şekilleri.....	20
Şekil 4.3 Kapasite eğrisi.....	21
Şekil 4.4 Kolonda düğüm noktası ve kiriş dönmeleri.....	22
Şekil 4.5 İtme analizi sonucunda bir kesitte meydana gelen düğüm noktası ve kiriş dönmeleri arasındaki ilişki. ....	23
Şekil 4.6 İtme analizi sonucu yapıda oluşan düğüm noktası dönmeleri ve kiriş .....	24
Şekil 4.7 İtme analizi sonucu sarsma tablasız modelde düğüm noktası dönmeleri. ....	25
Şekil 4.8 İtme analizi sonucu sarsma tablalı modelde düğüm noktası dönmeleri. ....	25
Şekil 4.9 İtme analizi sonucu sarsma tablalı ve sarsma tablalı plastik mafsallı modelde düğüm noktası dönmeleri. ....	26
Şekil 4.10 İtme analizi sonucu sarsma tablasız modelde moment ve kiriş dönmesi.....	27
Şekil 4.11 İtme analizi sonucu sarsma tablalı modelde moment ve kiriş dönmesi.....	27
Şekil 4.12 Düğüm noktası dönmesi ve yer değiştirmeden kiriş dönmelerinin .....	28
Şekil 4.13 İtme analizi sonucu maksimum yer değiştirmede perde yüksekliğinde eğrilik dağılımı.....	29

Şekil 4.14 Dinamik analiz sonucu sarsma tablasız ve tablalı modelde yapının tepe noktası yer değiştirmesi.....	30
Şekil 4.15 Dinamik analiz sonucu sarsma tablasız ve tablalı modelde yapı tabanında oluşan kesme kuvveti. ....	31
Şekil 4.16 Deneysel ve numerik tepe noktası yer değiştirmelerinin karşılaştırılması. ...	32
Şekil 4.17 Deneysel ve numerik taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması.....	32
Şekil 4.18 Deneysel ve numerik tepe noktası yer değiştirmelerinin karşılaştırılması. ...	33
Şekil 4.19 Deneysel ve numerik taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması.....	33
Şekil 4.20 İntegrasyon kesit sayısının azaltılmasının yer değiştirmeye etkisi. ....	35
Şekil 4.21 İntegrasyon kesit sayısının artırılmasının yer değiştirmeye etkisi.....	35
Şekil 4.22 İntegrasyon kesit sayısının azaltılmasının kesme kuvvetine etkisi.....	36
Şekil 4.23 İntegrasyon kesit sayısının artırılmasının kesme kuvvetine etkisi.....	36
Şekil 4.24 Lif sayısının azaltılmasının yer değiştirmeye etkisi.....	37
Şekil 4.25 Lif sayısının artırılmasının yer değiştirmeye etkisi. ....	37
Şekil 4.26 Lif sayısının azaltılmasının kesme kuvvetine etkisi. ....	38
Şekil 4.27 Lif sayısının artırılmasının kesme kuvvetine etkisi. ....	38
Şekil 4.28 Newmark ve HHT integrasyon yöntemlerinin karşılaştırılması. ....	40
Şekil 4.29 Newmark ve HHT integrasyon yöntemlerinin karşılaştırılması. ....	40
Şekil 4.30 Alfa ( $\alpha$ ) parametresinin yer değiştirme üzerindeki etkisi. ....	41
Şekil 4.31 Alfa ( $\alpha$ ) parametresinin kesme kuvveti üzerindeki etkisi. ....	42
Şekil 4.32 Rayleigh sönümü, rijitlik orantılı ve kütle orantılı sönüm arasındaki ilişki. .	43
Şekil 4.33 İlk rijitliğe orantılı sönümlemenin tanjant rijitliğe orantılı sönümlemeyle karşılaştırılması. ....	44
Şekil 4.34 Sönüm katsayısının artırılmasının yer değiştirmeye etkisi. ....	45
Şekil 4.35 Sönüm katsayısının artırılmasının kesme kuvvetine etkisi. ....	45
Şekil 4.36 Farklı zaman aralıklarının yapıda oluşturduğu yer değiştirme. ....	47
Şekil 4.37 Farklı zaman aralıklarının yapıda oluşturduğu kesme kuvveti. ....	47
Şekil 4.38 Maksimum taban kesme kuvvetinin gözlemlendiği zaman aralığında katlarda meydana gelen yer değiştirme.....	49
Şekil 4.39 Maksimum taban kesme kuvvetinin gözlemlendiği zaman aralığında katlarda meydana gelen yer değiştirme.....	50
Şekil 4.40 Perdenin anlık hareket yönü ve o yönde ki yer değiştirme miktarı. ....	50
Şekil 4.41 Perdenin anlık hareket yönü ve o yönde ki yer değiştirme miktarı. ....	51
Şekil 4.42 Numerik modelleme sonucu katlarda oluşan kesme kuvvetleri. ....	51

Şekil 4.43	Numerik modelleme sonucu katlarda oluşan kesme kuvvetleri. ....	52
Şekil 4.44	Numerik modellemeler sonucu yapıda oluşan hasar durumu. ....	53
Şekil 4.45	Katlara etkiyen kuvvetlerin toplamıyla elde edilen kesme kuvvetlerinin yazılım vasıtasıyla direk elde edilen kesme kuvvetleriyle karşılaştırılması. .	54
Şekil 4.46	Katlara etkiyen kuvvetlerin toplamıyla elde edilen kesme kuvvetlerinin, yazılım vasıtasıyla direk elde edilen kesme kuvvetleriyle karşılaştırılması. .	54



## ÇİZELGELER DİZİNİ

Çizelge 3.1 Kullanılan betonun mekanik özellikleri.....	8
Çizelge 3.2 Kullanılan çeliğin mekanik özellikleri.....	9
Çizelge 3.3 Deney sonucu yapıda oluşsan yer değiştirme ve taban kesme kuvveti. ....	11
Çizelge 3.4 Sarsma tablası kesitlerinin mekanik özellikleri. ....	17
Çizelge 4.1 Modal analiz sonuçları.....	20
Çizelge 4.2 Deneysel ve numerik analiz sonuçları. ....	34
Çizelge 4.3 Sönüm katsayısının kesme kuvvetleri üzerindeki etkisi. ....	46
Çizelge 4.4 Deneysel ve numerik analiz sonuçlarının karşılaştırılması.....	48
Çizelge 4.5 Deneysel ve numerik analiz sonuçlarının karşılaştırılması.....	55

## 1. GİRİŞ

Betonarme perde duvarlar deprem yüklerinin karşılanmasında ve yapıların yanal rijitliğinin arttırılmasında sıklıkla kullanılan yük taşıyıcı düşey elemanlardır. Betonarme perde duvarlar yüksek katlı binalarda ve risk kategorisi yüksek binalarda (nükleer yapılar gibi) yapıya etkiyen yatay yükleri (deprem ve rüzgâr yükü) karşılamak için kullanılmaktadır (Kumbhare ve Saoji 2011). Özellikle deprem yükü altındaki performansı can ve mal kaybını önlemek için büyük önem taşımaktadır. Bu nedenle deprem yükü altındaki davranışı bilim insanları tarafından üzerinde çalışılan önemli konulardan biridir.

Doğrusal olmayan dinamik deprem hesaplamaları sırasında sismik yükler nedeniyle betonarme perde duvarlarında oluşan gerçek kesme kuvvetleri, tasarım aşamasında eşdeğer doğrusal-elastik yanal statik deprem yükü yöntemi veya yönetmeliklerde belirtilen modal tepki spektrumu (mod birleştirme) analizi ile öngörülen kuvvetlerden oldukça yüksek olabilmektedir. Basitçe söylemek gerekirse, bu büyütme eğilme davranışındaki dayanım fazlalığı ve akma sonrası doğrusal olmayan bölgede davranan yapıda, elastik kalan yüksek modların ortaya çıkan etkisinden kaynaklanmaktadır. İlk olarak Blakeley vd. (1975) tarafından otaya konan bu sismik kesme kuvveti büyütme olgusu, duvarlarda gevrek kayma kırılmasına neden olabilir.

1970'lerden itibaren betonarme perde duvarların doğrusal olmayan davranışı sırasında oluşan kesme kuvveti üzerinde çalışmalar yapılmaktadır. Bu çalışmalardan ilki Blakeley vd. (1975) tarafından yapılmış ve kuvvet esaslı çözüm yöntemlerinden elde edilen tasarım kesme kuvvetinin yapının doğrusal olmayan davranış sırasında gösterdiği en büyük kesme kuvvetine göre küçük kaldığı ortaya konmuştur. Böylece tasarım kesme kuvvetini belirli bir katsayıyla çarparak büyütülmesi sonucu, güvenli kesme tasarımı yapılabileceği tezi öne sürülmüştür. Bu katsayı dinamik kesme kuvveti büyütme katsayısıdır ve doğrusal olmayan davranış sırasında elde edilen kesme kuvvetinin, kuvvet esaslı tasarım yöntemleriyle elde edilen tasarım kesme kuvvetine oranıyla elde edilir. Bu yöntem ilk defa 1982 yılında Yeni Zelanda yapı tasarım standartlarında yerini almıştır (Rad ve Adebar 2008). Eibl ve Keintzel (1988) tarafından yapılan çalışma kat adedi ve deprem yükü azaltma katsayısı ile dinamik kesme kuvveti büyütme katsayısı arasındaki bağlantıları ortaya koymuş, önerilen sonuçlar yapı tasarım standartlarında yerini almıştır

(Aydınoğlu ve Celep 2007). Benzer alışmalar daha birçok bilim insanı tarafından yapılmış ve betonarme perde duvarlar için kesme göçmesini önleyebilmek için dinamik kesme kuvveti büyütme katsayısı kullanılması tavsiye edilmiştir.

Bu tez çalışmasında, sarsma tablası üzerinde test edilmiş bir betonarme perde duvarın deneysel olarak elde edilen gerçek davranış verilerini yapının numerik modeli oluşturularak gerçekleştirilen dinamik analiz sonuçlarıyla karşılaştırarak, betonarme perde duvarlar için yapı tasarım standartlarında ve daha birçok çalışmada önerilen fakat derecesi konusunda ortak bir görüş bulunmayan dinamik kesme kuvveti büyütmesinin gerçek yapı davranışı esas alınarak incelenmesi amaçlanmaktadır. Dinamik kesme kuvveti büyütmesinin derecesinin gereğinden büyük alınmasının yapı maliyeti ve güvenliği üzerinde etkisi vardır. Çünkü dinamik kesme kuvveti büyütmesinin donatı miktarını arttırmasından dolayı yapım maliyetini yükseltmesi, diğer yandan donatı miktarının artması sonucu kalıp içerisinde betonun döküleceği alanın kalmaması gibi durumlar inşa aşamasında karşılaşılabilen önemli problemlerdendir.

2002 yılında Fransa Atom Enerjisi Komisyonu (CEA) Saclay Laboratuvarında 1/3 lekli 5 katlı betonarme perde duvar modeli sarsma tablası üzerinde sismik testlere tabi tutulmuştur. Yapının tüm özellikleri ve bu testler esnasında gösterdiği tüm davranışlar 2002 yılında bir rapor olarak yayınlanmıştır (Combescure ve Sollogoup 2002). Bu rapor betonarme perde duvarların numerik analiz sonuçlarını gerçek davranış değerleriyle karşılaştırmak için bu tez çalışmasında ana kaynak olarak kullanılmıştır. Bu karşılaştırmayı yapabilmek için öncelikle yapının bilgisayar destekli modellenmesinin çok iyi bir şekilde yapılması büyük önem taşımaktadır. Hesap modeli SeismoStruct (SeismoSoft 2014) bilgisayar yazılımı ile mühendislik uygulamalarında yaygın olarak kullanılan çubuk (kiriş) elemanlarla oluşturulmuş, numerik modele laboratuvar testlerinde kaydedilen aynı sismik tabla yatay hareketi etki ettirilerek elde edilen sonuçlar deneysel verilerle karşılaştırılmıştır. Ayrıca modelleme aşamasında kullanılan parametrelerin (integrasyon kesit sayısı, eleman sayısı, integrasyon zaman aralığı, sönüm katsayısı gibi) farklı değerlerinin yapının davranışı üzerindeki etkileri incelenecektir.

### 2. KAYNAK ÖZETLERİ

Betonarme perde duvar tasarımında birçok farklı araştırmada önerilen dinamik kesme kuvveti katsayısının hangi değerler arasında alınacağı üzerinde bir fikir birliği oluşmamıştır. Farklı çalışmalarda statik tasarım kesme kuvvetlerini büyütme üzere 1,5-5 arasında değişen faktörler önerilmiştir. Ayrıca farklı yapı tasarım standartları incelendiğinde de bu durum gözlemlenebilir (Rutenberg 2011).

Eurocode 8 (2003) yönetmeliği dinamik kesme kuvveti büyütmesi için Eible ve Keintzel (1988) tarafından yapılan çalışmayı kaynak olarak alarak dinamik kesme kuvveti büyütme katsayısının hesaplanması için Eşitlik 2.1'deki denklemi önermektedir.

$$\varepsilon = \frac{V_{Ed(z)}}{V'_{Ed(z)}} = \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd}}{M_{Ed}} \cdot M_{Rd}\right)^2 + 0,1 \left(\frac{S_e(T_c)}{S_e(T_1)}\right)^2} \leq q \quad (2.1)$$

Burada  $\varepsilon$  dinamik kesme kuvveti büyütme katsayısı,  $V_{Ed(z)}$  enine donatı için hesaplanan tasarım kesme kuvveti,  $V'_{Ed(z)}$  düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan kesme kuvveti,  $q$  taşıyıcı sistem davranış katsayısı,  $\gamma_{Rd}$  pekleşme sonucu oluşan dayanım fazlalığı katsayısı,  $M_{Rd}$  perde tabanında tasarım eğilme dayanımı,  $M_{Ed}$  perde tabanında tasarım eğilme momenti,  $T_c$  spektrum köşe periyodu,  $T_1$  yapının birinci periyodu ve  $S_e(T)$  elastik tepki spektrumunun ordinatıdır.

Yeni Zelanda Yapı Tasarım Standartları'nda (2006) perde duvarlar için enine donatı hesaplanırken kullanılması gereken tasarım kesme kuvveti ve dinamik kesme kuvveti katsayısının derecesi Eşitlik 2.2 ve 2.3'te verilmiştir.

$$V_a = w_v \cdot V_d \quad (2.2)$$

$$w_v = \begin{cases} 0,9 + \frac{n}{10} & n \leq 6 \\ 1,3 + \frac{n}{30} \leq 1,8 & n > 6 \end{cases} \quad (2.3)$$

Eşitlik 2.1 ve 2.2'de  $w_v$  dinamik kesme kuvveti katsayısını,  $n$  kat sayısını,  $V_d$  ise yük katsayıları ile çarpılmış düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan



## 2. KAYNAK ÖZETLERİ

---

kesme kuvvetini,  $V_d$  ise enine donatı için kullanılması gereken tasarım kesme kuvvetini göstermektedir.

Ülkemizde, TBDY (Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği 2018) gereği betonarme perde duvarlar için hesaplanan tasarım kesme kuvveti, yönetmelikte belirtilen dinamik kesme kuvveti büyütme katsayısıyla çarpılmalıdır. Eşitlik 2.4'te TBDY'de kesme kuvvetinin nasıl hesaplandığı verilmiştir.

$$V_e = \beta_v \cdot \frac{(M_p)_t}{(M_d)_t} \cdot V_d \quad (2.4)$$

Bu eşitlik perde yüksekliği perde uzunluğunun 2 katından büyük olan yapılar için geçerli olup dinamik kesme kuvveti büyütme katsayısı  $\beta_v=1.5$  alınmalıdır. Ancak deprem yükünün sadece betonarme perdelerle taşınan binalarda  $\beta_v=1$  alınabilir. Eşitlik 1.1'de,  $V_e$  enine donatı için kullanılması gereken tasarım kesme kuvvetini,  $(M_p)_t$  perdenin taban kesitinde betonun basınç dayanımı ( $f_{ck}$ ), donatının akma dayanımı ( $f_{yk}$ ) ve çeliğin dayanım artışı göz önüne alınarak hesaplanan moment kapasitesini,  $(M_d)_t$  perdenin taban kesitinde yük katsayıları ile çarpılmış düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan momenti ve  $V_d$  ise yük katsayıları ile çarpılmış düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan kesme kuvvetini göstermektedir (Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği 2018).

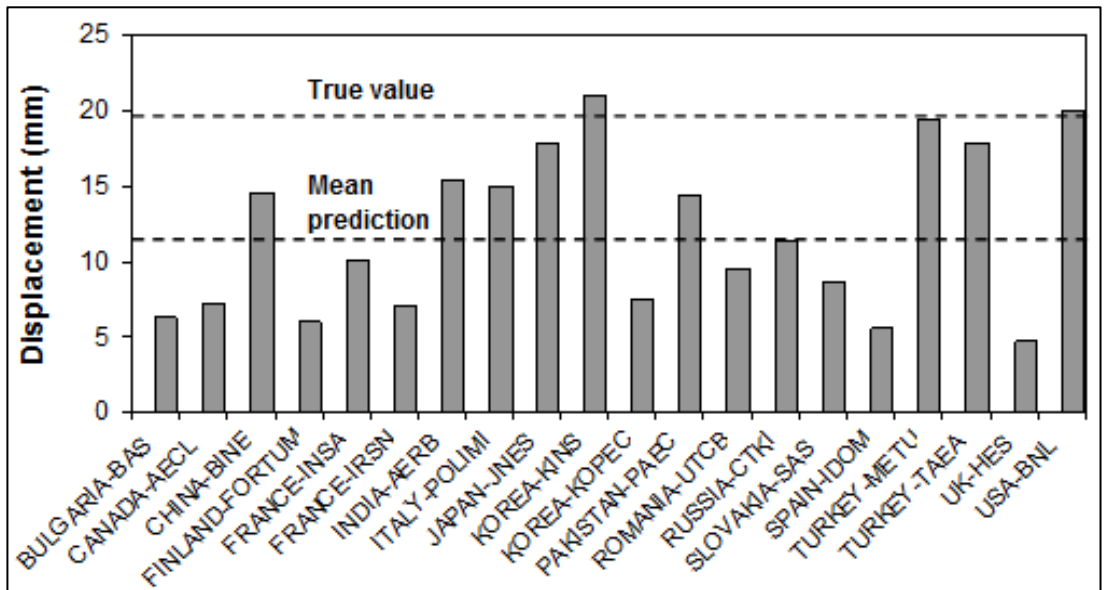
Yapı tasarım standartlarının dışında da dinamik kesme kuvveti büyütme katsayısının derecesi için yapılan çalışmalar mevcuttur. Kazaz ve Gülkan (2016) tarafından perde-çerçeve sistemlerin etkileşimini planda bir yönde çalışan perdelerin toplam alanını plan alanına bölerek ifade edilen perde oranına bağlı olarak dikkate alarak yapılan çalışmada dinamik kesme kuvveti büyütme katsayısı için önerilen bağıntı Eşitlik 2.5'de verilmiştir.

$$\beta_v = \begin{cases} 0,95 + \frac{n}{10} + 0,1R & R > 2 \\ 1 + (R - 1)(0,15 + 0,01n) & R \leq 2 \end{cases} \quad (2.5)$$

## 2. KAYNAK ÖZETLERİ

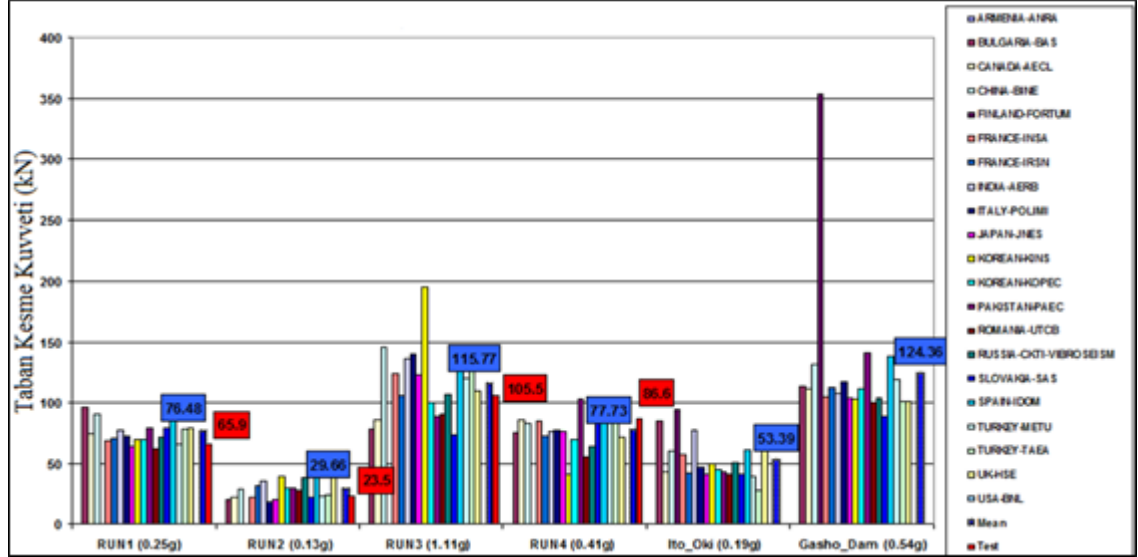
Eşitlik 2.5, bina kat sayısı 12-15 ve periyodu 1,5 saniye kadar olan binaları kapsamaktadır.  $\beta_v$  dinamik kesme kuvveti büyüme katsayısı,  $n$  bina katsayısı ve  $R$  deprem yükü azaltma katsayısıdır (Kazaz ve Gülkan 2016).

Yapı tasarım standartlarında ve birçok bilim insanının çalışmalarında da betonarme perde duvarlar için önerilen dinamik kesme kuvveti büyütmesinin farklı değerlendirilmesinin nedeni numerik modellemeler sonucu elde edilen sonuçların birbirleriyle ve gerçek davranışla uyum sağlamamasından kaynaklanmaktadır. Örneğin, bu tez çalışmasında gerçek davranış verileri baz alınan Fransa Atom Enerjisi Komisyonu (CEA) Saclay Laboratuvarında teste tabi tutulan betonarme perde duvarın test sonuçları, ülkemizde ve dünyada araştırmacılar tarafından numerik yöntemlerin yapıların doğrusal olmayan gerçek davranışını hesaplamadaki yeterliliğini sınamak üzere kaynak olarak kullanılmış ve birbirinden çok farklı sonuçlar ortaya çıkmıştır. Şekil 2.1 ve 2.2’de daha önce yapılan çalışmalarda uluslararası bir davranış tahmin yarışması sırasında farklı numerik yöntemlerle modellenen betonarme perde duvarın analiz sonuçlarının gerçek deney sonuçlarıyla karşılaştırılmaları özetlenmiştir (Kazaz 2010). Şekil 2.1’de dikey eksen sismik yükleme sonucunda perde duvarın tepe noktası yer değiştirmesini, yatay eksen ise farklı araştırmacılar ve modelleme yöntemleriyle elde edilen değerleri göstermektedir. Şekil 2.2’de ise dikey eksen sismik etki sonucunda perde duvara etkiyen maksimum taban kesme kuvvetini göstermektedir.



Şekil 2.1 Deney sonucu elde edilen tepe noktası yer değiştirmesinin numerik analiz sonuçlarıyla karşılaştırılması (Kazaz 2010).

## 2. KAYNAK ÖZETLERİ



Şekil 2.2 Deney sonucu elde edilen maksimum taban kesme kuvvetini numerik analiz sonuçlarıyla karşılaştırılması (Kazaz 2010).

Şekil 2.1’de görüldüğü üzere gerçek deplasman değeri 20 mm olan modelin numerik modelleme tekniklerinden kaynaklanan farklılıklardan dolayı deplasman değerleri genel itibariyle gerçek davranış değerleriyle uyuşmamaktadır. Şekil 2.2’de de maksimum taban kesme kuvvetleri içinde aynı durum söz konusudur. Bu araştırmacılar elde ettikleri sonuçlara göre bir dinamik kesme kuvveti büyütme katsayısı önerilecek olsa, aynı model için aynı sismik etki altında birçok farklı dinamik kesme kuvveti büyütme katsayısı değeri elde edilmiş olacaktır. Bu örnek dinamik kesme kuvveti büyütme katsayısı değerinin üstünde neden bir fikir birliği oluşmadığını çok açık bir şekilde göstermektedir. Numerik modelleme teknikleri sonuçlar üzerinde büyük farklılıklar ortaya çıkarmaktadır.

Sonuç olarak, üzerinde uzun yıllardan beri çalışılan bir konu olmasına rağmen betonarme perde duvarların güvenli sismik kesme tasarımı için önerilen dinamik kesme kuvveti büyütmesi olayı araştırmaya halen açıktır. Betonarme perde duvarların gerçek dinamik davranış değerlerinin gözlemlenip bu değerlerin numerik yöntemlerle desteklenmesine ihtiyaç vardır.

### 3. MATERYAL ve YÖNTEM

#### 3.1 Materyal

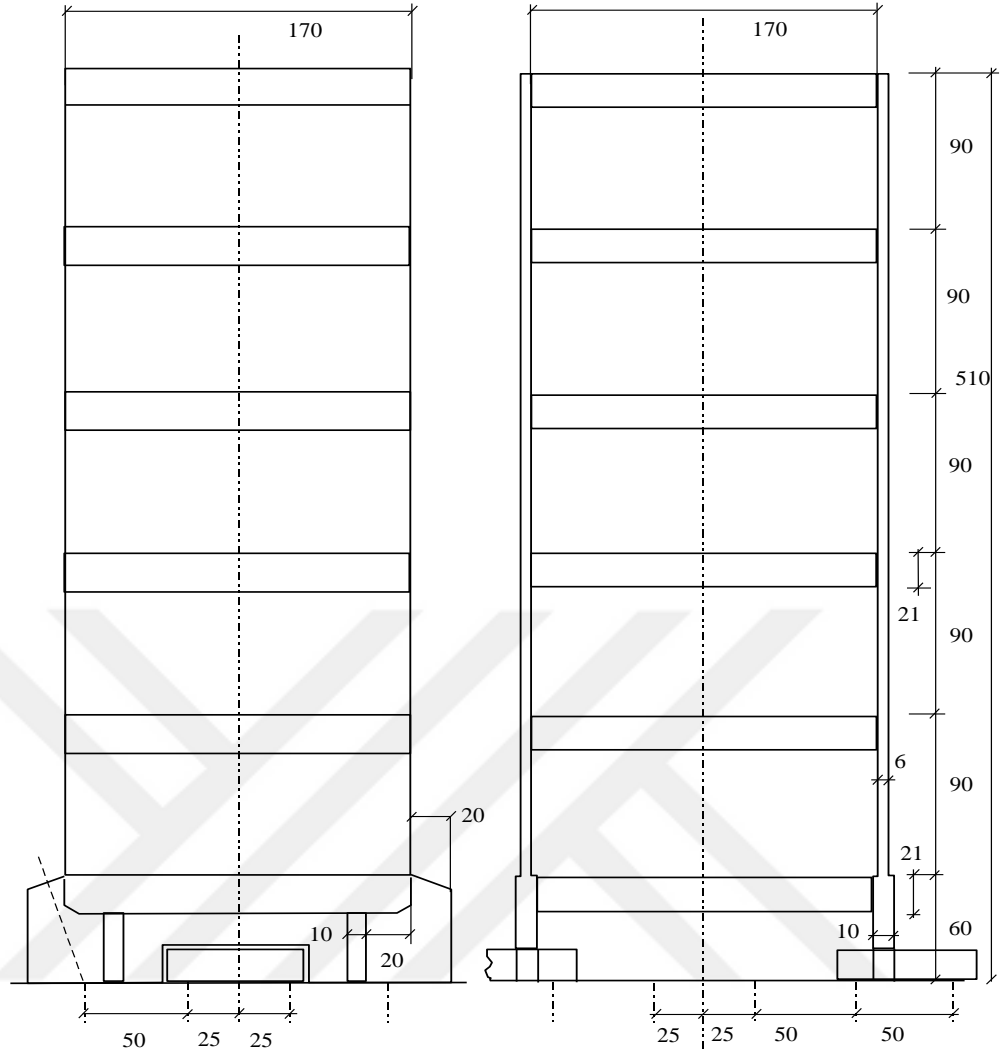
##### 3.1.1 Deney numunesinin fiziksel ve mekanik özellikleri

Fransa Atom Enerjisi Komisyonu (CEA) Saclay Laboratuvarında teste tabi tutulan deney numunesi 1/3 ölçeğinde ve 5 katlı betonarme perde duvardır. Deney numunesine CAMUS adı verilmiştir. Modelin görünümü ve boyutları sırasıyla Şekil 3.1 ve 3.2’de verilmiştir.



Şekil 3.1 Yapının önden görünüşü (Combescure ve Sollogoub 2002).

### 3. MATERYAL ve YÖNTEM



**Şekil 3.2** Yapının sırasıyla yandan ve önden görünüşü. Boyutlar cm olarak verilmiştir (Combescure ve Sollogoub 2002).

Şekil 3.1’de görüldüğü üzere yapı tek bir temel üzerinde simetrik iki perde duvarın birbirine rijit döşeme bloklarıyla bağlanması ile inşa edilmiş ve her bir kat seviyesinde yapıya ilave yüklemeler yapılmıştır. Modelde kullanılan betonun ve donatının mekanik özellikleri Çizelge 3.1 ve 3.2’de verilmiştir (Combescure ve Sollogoub 2002).

**Çizelge 3.1** Kullanılan betonun mekanik özellikleri.

Basınç Dayanımı	35 MPa
Çekme Dayanımı	3.8 MPa
Elastik Modül (E)	30000 MPa

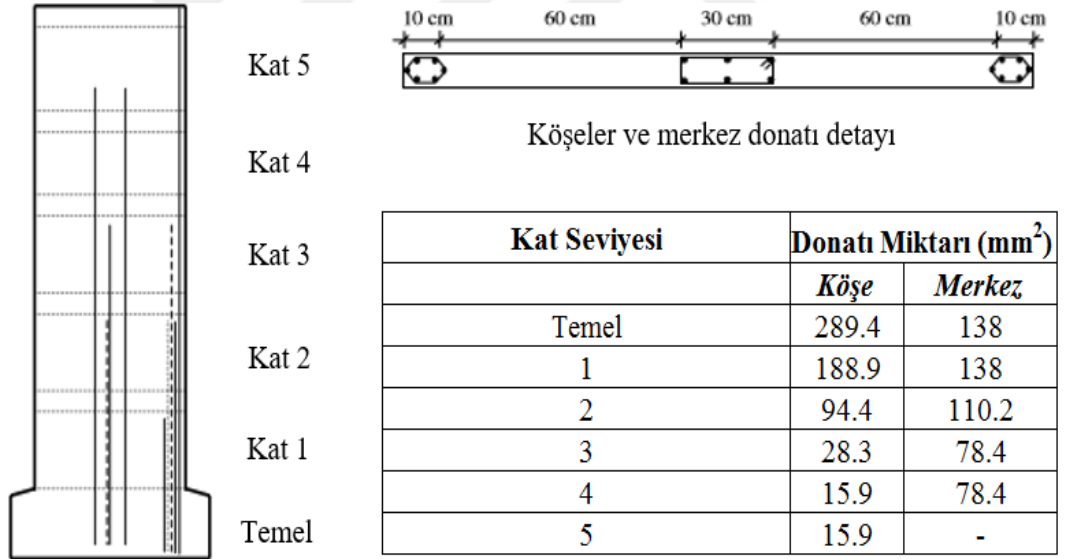
### 3. MATERYAL ve YÖNTEM

**Çizelge 3.2** Kullanılan çeliğin mekanik özellikleri.

Akma Dayanımı	500 MPa ( $\epsilon=0.002$ )
Çekme Dayanımı	525 MPa ( $\epsilon=0.0034$ )
Elastik Modül (E)	200000 MPa

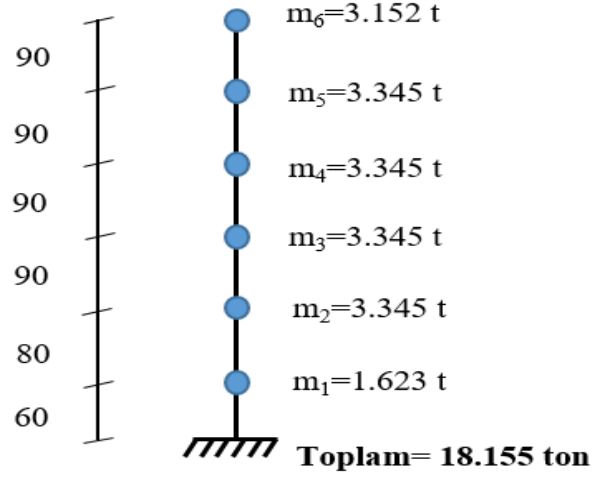
#### 3.1.2 Donatı detayı ve yüklemeler

Donatı detayı ve miktarı Şekil 3.3'te verilmiştir. Duvar boyunca 6cm aralıkla çapı 3mm olan etriye kullanılmıştır. Üst katlara çıkıldıkça donatı miktarı azalmaktadır. Donatı miktarı her katın 10 cm altında değişmektedir. Bir duvarın kendi ağırlığıyla birlikte taşıdığı toplam yük miktarı ve katlara göre dağılımı Şekil 3.4'te gösterilmiştir Katlara göre yük dağılımı yapı ve yüklemeler simetrik olduğundan yalnızca tek bir perde duvar için gösterilmiştir. Modelin toplam ağırlığı 36,31 tondur tek bir duvarın taşıdığı ağırlık ise 18,155 tondur.



**Şekil 3.3** Donatı detayı ve miktarı (Kazaz vd. 2005).

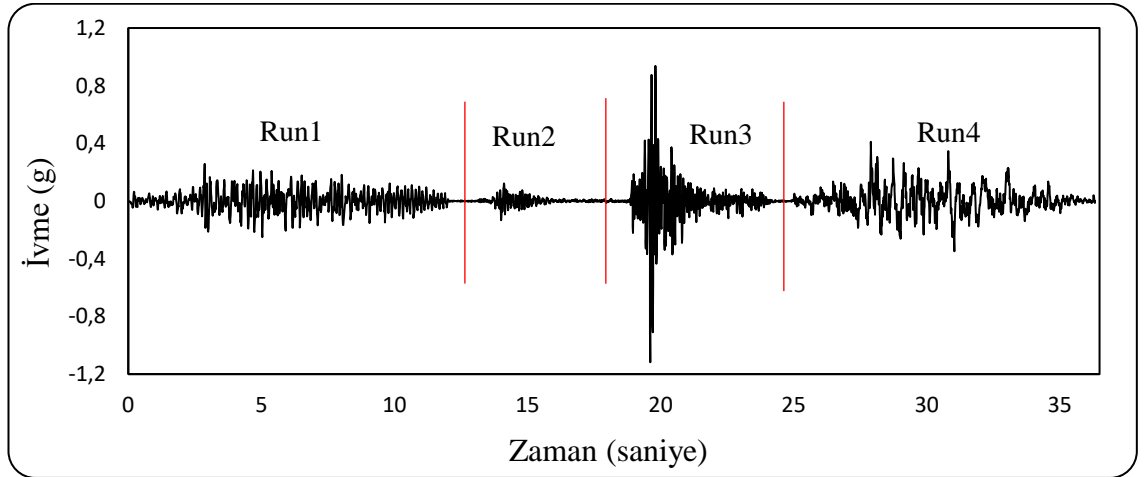
### 3. MATERYAL ve YÖNTEM



Şekil 3.4 Kütleye dağılımı. Boyutlar cm olarak verilmiştir.

#### 3.1.3 Deneyin yapılışı ve sonuçlar

Fransa Atom Enerjisi Komisyonu (CEA) Saclay Laboratuvarında inşa edilen betonarme perde duvar modeli sarsma tablası üzerinde sismik teste tabi tutulmuştur. CAMUS deney numunesine farklı şiddetteki tabla hareketi ardı sıra uygulanmıştır. Modele etkiyen yer hareketlerinin ivmeleri Şekil 3.5'te verilmiştir (Combescure ve Sollogoub 2002). Yer hareketi 4 ayrı deprem yer ivmesinin (Run1, Run2, Run3, Run4) ardı sıra yapıya etki etmesiyle oluşturulmuştur.



Şekil 3.5 Yer hareketi ivmesi.

Model üzerine yerleştirilen ivmeölçerler sayesinde yapının yer hareketi sırasında gösterdiği davranışlar kaydedilmiştir. Sismik test sonucunda yapıda oluşan maksimum yer

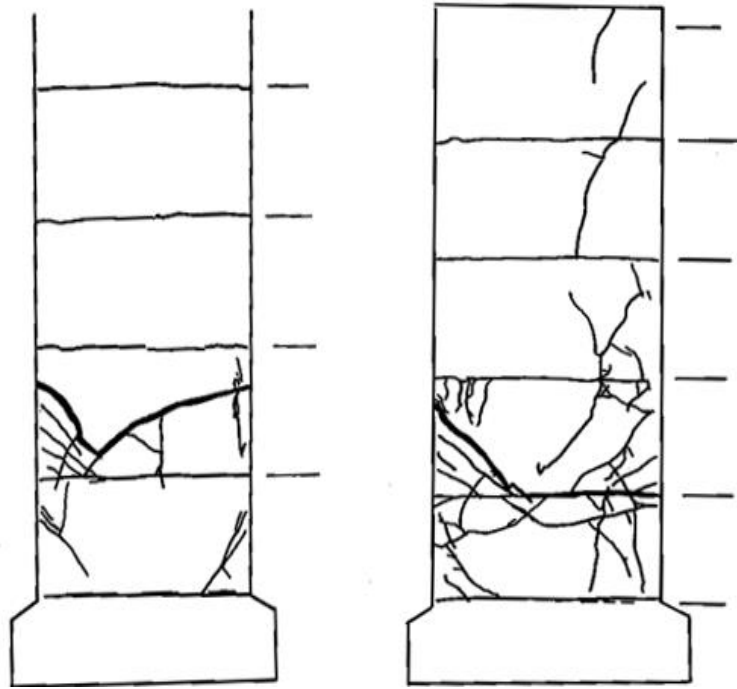
### 3. MATERYAL ve YÖNTEM

değiştirme ve taban kesme kuvveti Çizelge 3.3'te gösterilmiştir (Combesure ve Sollogoub 2002).

**Çizelge 3.3** Deney sonucu yapıda oluşan yer değiştirme ve taban kesme kuvveti.

Test	Run1	Run2	Run3	Run4
Maks. Yer Değiştirme (mm)	7	1.54	13.2	13.4
Taban Kesme Kuvveti (kN)	65.9	23.5	106	86.6

Model, Run 1-4 olarak sıralanan yer hareketlerine ardışık olarak maruz bırakılmıştır. Bu durumda doğal olarak, yapı üzerinde her yer hareketinin uygulanmasıyla oluşan birikimli bir hasar durumu söz konusudur. Bu safhada özellikle Run 3'te perde üzerinde ilk iki katta eğilme ve kesme çatlakları oluşmuştur ve donatının aktığı gözlemlenmiştir. Bu çalışmada yer verilmeyen ve öncekilerden daha şiddetli olan Run 5 tabla hareketinin uygulanması sonucu yapıda oluşan hasar Şekil 3.6'da gösterilmiştir.



**Şekil 3.6** Sismik test sonrası sırasıyla sol ve sağ duvarda oluşan hasar (Combesure ve Sollogoub 2002).

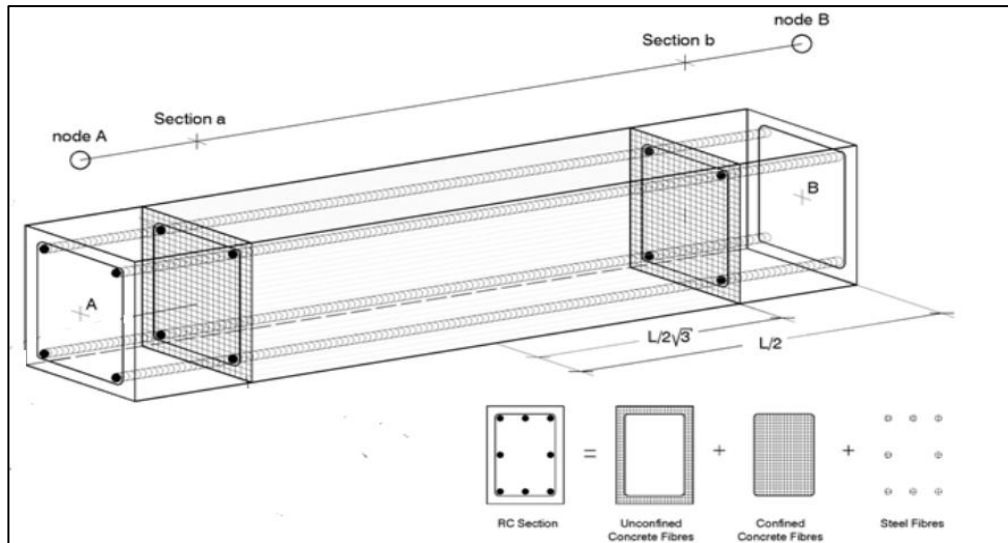


#### 3.2 Yöntem

##### 3.2.1 Bilgisayar destekli modelleme

Bu çalışmada, bilgisayar destekli modelleme için SeismoStruct (SeismoSoft 2014) programı kullanılmıştır. SeismoStruct, yapıların statik ve dinamik yüklemeye altında geometrik ve malzemeye bağlı doğrusal olmayan davranışı hesaba katarak büyük yer değiştirme davranışını modelleyebilen bir yapısal analiz sonlu elemanlar programıdır. Aşağıda analiz programında mevcut modelleme yöntem ve tekniklerine mahsus bir takım izahatlar verilecektir.

Doğrusal olmayan numerik analiz gerçekleştirmek için iki farklı yaklaşım kullanılır; yığılı (lumped) plastisite modeli ve dağılımlı (distributed) inelastik model. Bu tez çalışmasında hem dağılımlı inelastik model hem de yığılı plastisite modeli kullanılarak analizler gerçekleştirilmiştir. Yığılı plastisite modeli her bir kiriş elemanın iki ucunda davranışı inceler. Dağılımlı inelastik model ise yapının her bir elemanını kontrol kesitlerine ayırır. Bu kesitlerin sayısına integrasyon kesit sayısı denir. Bu yöntemin avantajı her bir eleman içinde inelastik davranışın gerçekleşeceği boyu belirlemeye gerek olmamasıdır (Calabrese 2008). Her bir kesitte kendi içinde liflere (fibres) ayrılır. Şekil 3.7’de bir kiriş elemanı üzerindeki kesit kontrol noktaları ve elemanın liflere ayrılışı gösterilmiştir.



Şekil 3.7 Kesit kontrol noktaları ve elemanın liflere ayrılması (Seismosoft 2014).

### 3. MATERYAL ve YÖNTEM

---

İntegrasyon kesitleri arasında kalan eleman uzunluklarının yaklaşık değerleri aşağıda verilmiştir (Seismosoft 2014).

2 integrasyon kesiti için:  $[-0.577 \ 0.577] \times L/2$

3 integrasyon kesiti için:  $[-1 \ 0.0 \ 1] \times L/2$

4 integrasyon kesiti için:  $[-1 \ -0.447 \ 0.447 \ 1] \times L/2$

5 integrasyon kesiti için:  $[-1 \ -0.655 \ 0.0 \ 0.655 \ 1] \times L/2$

6 integrasyon kesiti için:  $[-1 \ -0.765 \ -0.285 \ 0.285 \ 0.765 \ 1] \times L/2$

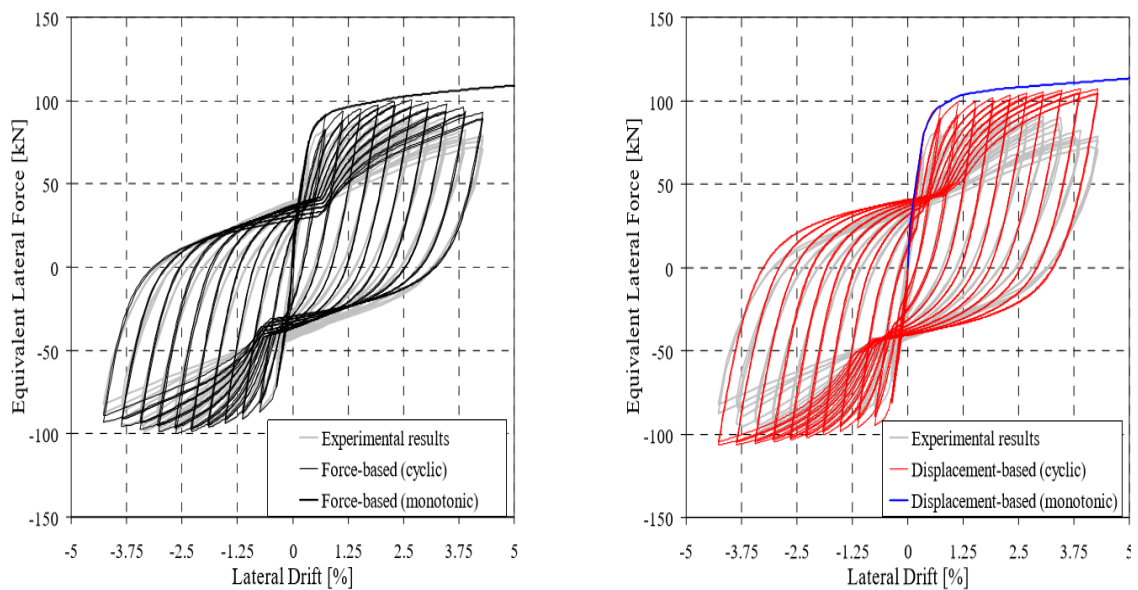
Lif elemanlar modellenirken iki ayrı sonlu eleman formülasyonu kullanılır. Bunlardan ilki rijitlik esaslı olan yer değiştirme (DB) diğeri ise esneklik esaslı olan kuvvet (FB) formülleridir. Seismostruct'da bu formüllerle oluşturulan inelastik çerçeve elemanları sırasıyla kuvvet esaslı (infrmFB) ve yer değiştirme esaslı çerçeve elemanı (infrmDB) olmak üzere ikiye ayrılır. Kuvvet esaslı ve yer değiştirme esaslı çerçeve elemanları üç boyutlu kiriş ve kolon elemanıdır. Yapıları geometrik ve malzeme non-lineeritelerini hesaba katarak modelleyebilirler.

DB yaklaşımında elemanın düğüm noktaları arasında şekil değiştirmenin dağılımı için belirli bir fonksiyon kabulü yapılırken, FB elemanda kuvvet dengesinin sağlanması aranır ve eleman boyunca doğrusal olmayan deformasyonların gelişmesine hiçbir kısıtlama getirilmez (Alemdar ve White 2005) DB elemanında, eleman boyunca doğrusal bir eğrilik varyasyonuna karşılık gelen yer değiştirme şekli kabulü yapılır. Buna karşılık FB yaklaşımında, doğrusal bir moment değişimi uygulanır. Doğrusal elastik analiz için, iki yaklaşımda, yalnızca düğüm noktalarından kuvvet etkileyen bir eleman için aynı sonuçları verir. Malzemenin doğrusal olarak davranmadığı durumlarda, DB elemanlarda önceden belirlenmiş bir yer değiştirme alanının uygulanması, gerçek doğrusal olmayan eleman davranışının gözlemlenmesini mümkün kılmayabilir, çünkü eğrilik alanı doğrusal olmayabilir. Bu durumda doğrusal olmayan davranışı yakalamak için her bir DB elemanının 4-5 elemana ayrılması (meshing) gereklidir. Fakat bu durumda bile elde edilen kesit eğrilikleri ve gerilmeler güvenilir olmayabilir. FB formülasyonu ise her zaman kesindir, çünkü varsayılan kesit malzeme davranışına bağlı değildir ve elemanın içinde yer değiştirme alanını hiçbir şekilde sınırlamaz. Tek yapılması gereken FB elemanının numerik integrasyonu için eleman boyunca kontrol bölümlerine (integrasyon

### 3. MATERYAL ve YÖNTEM

kesitleri) ayrılmasıdır. Eksik integrasyondan kaçınmak için en az 3 Gauss-Lobatto integrasyon kesiti gerekir, ancak bu seçenek doğrusal olmayan davranışı yakalamak için 5-7 integrasyon kesit sayısı olarak tanımlanmalıdır. Bu özellik, her yapısal elemanın tek bir sonlu eleman ile modellenmesini sağlar, böylece yapısal elemanlar (kirişler ve kolonlar) ve model elemanlar arasında birebir uyuma sağlanır. Kesitler sabit olmasa bile elemanların kendi içinde elemanlara ayrılmasına (meshing) gerek yoktur. Bunun nedeni, doğrusal olmayan davranışın durumuna bakılmaksızın kuvvet alanının daima kesin olmasıdır (SeismoSoft 2014). Yani daha anlaşılır olabilmesi için bir örnek vermek gerekirse, üzerine belirli bir yük etkileyen iki ucu ankastre bir kiriş elemanının kesme kuvveti ve moment diyagramı kirişte akma çatlama vb. durumlar oluşsa bile her zaman aynıdır.

2008 yılında Correira vd. tarafından yapılan çalışma betonarme perde duvarların modellenmesi için kuvvet esaslı elemanların kullanılması gerektiğini göstermiştir. Bu sonuç deneysel ve numerik sonuçların karşılaştırılması sonucu elde edilmiştir. Tokyo Teknoloji Enstitüsü Kawashima Laboratuvarında yatay ve düşey yükler altında test edilen bir köprü ayağının deneysel sonuçları, kuvvet esaslı ve yer değiştirme esaslı elemanlarla yapılan iki farklı numerik modellemenin aynı yükler altındaki sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Sonuçlar sırasıyla FB ve DB elemanlar için Şekil 3.8’de gösterilmiştir. Yatay eksen ötelenme oranını, dikey eksen yatay yükü göstermektedir.



**Şekil 3.8** FB ve DB elemanlarla yapılan analizlerin deneysel sonuçlarla karşılaştırılması (Correira vd. 2008).

### 3. MATERYAL ve YÖNTEM

---

Şekil 3.8 incelendiğinde deneysel sonuçlarla en iyi örtüşen numerik modellemenin, kuvvet esaslı (FB) elemanlar ile yapılan modelleme olduğu görülmektedir. Yer değiştirme esaslı (DB) elemanla yapılan modellemenin daha rijit ve dayanımının daha yüksek olduğu görülmektedir.

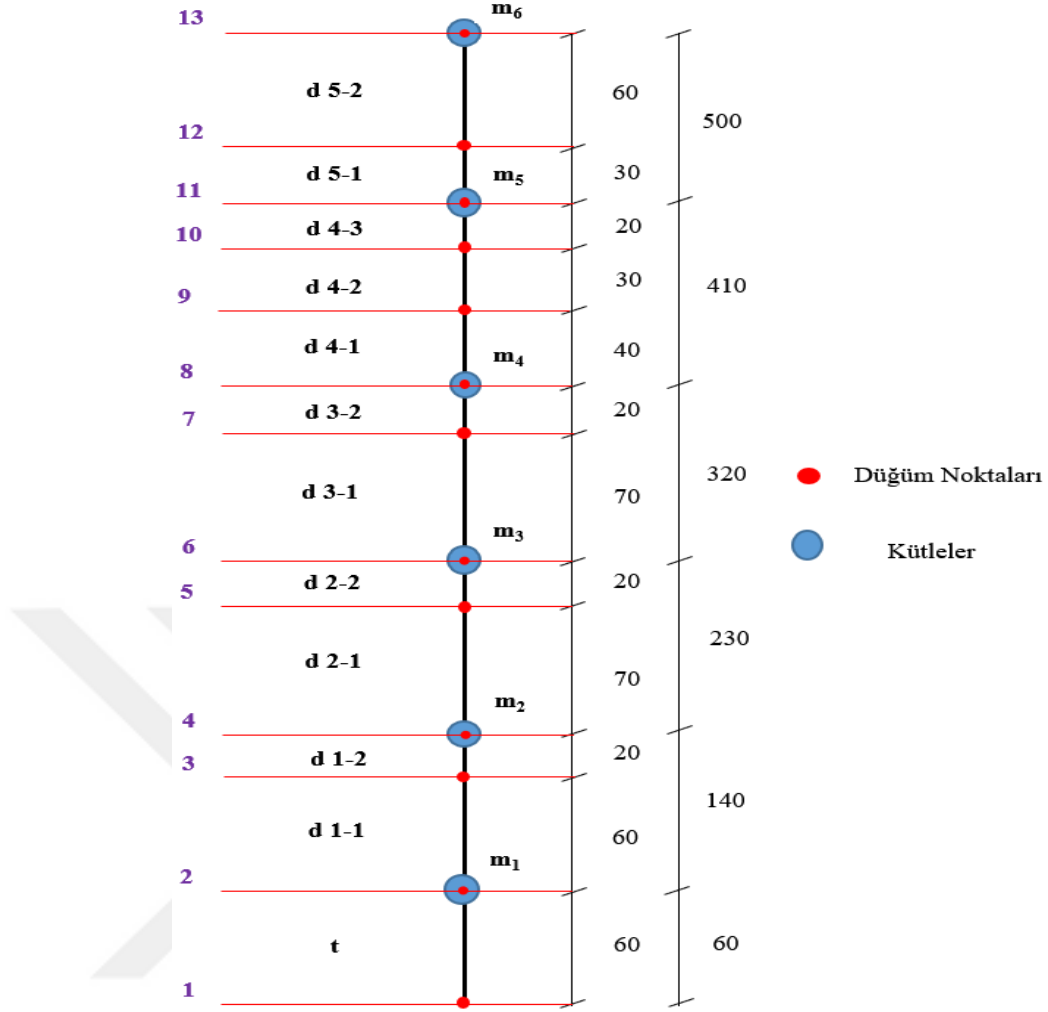
Broderick vd. (1993), Calabrese (2008), Correira vd. (2008) ve Almeida vd. (2014) tarafından yapılan çalışmalar modelleme teknikleri açısından önemli bulgulara ulaşmış ve bulgular aşağıdaki maddelerde özetlenmiştir;

- DB elemanlarla yapılan çözüm FB elemanlara göre daha basittir. FB elemanlarla yapılan çözüm yinelemeler gerektirir.
- Sadece düğüm noktalarından kuvvet etkileyen bir sistem için hem DB hem de FB elemanlar doğrusal elastik analiz için kesin sonuç verir.
- DB elemanlarla doğrusal olmayan davranışı tam olarak yakalayabilmek için yapı elemanlarının sonlu elemanlarla modellenmesi gerekir.
- FB elemanlar ile modelleme yaparken sonlu elemanlar modellemeye gerek yoktur. Her bir yapı elemanı için bir sonlu eleman modeli yeterlidir.
- DB elemanlarla yapılan doğrusal olmayan analiz sonuçları gerçek duruma aykırı daha rijit ve dayanımı daha yüksek bir model elde edildiğini gösterir.
- Betonarme perde duvarların inelastik davranışlarını doğru bir şekilde gözlemleyebilmek için numerik modellemede FB elemanlar kullanılmalıdır.
- FB elemanlar ile modelleme yaparken minimum integrasyon kesit sayısı 4 olmalıdır.

DB elemanların kullanımı FB elemanların kullanımına göre daha eskiye dayanır. Kuvvet esaslı çözüm daha karmaşık bir çözüm sistemine sahiptir fakat gelişen yazılım teknolojisiyle birlikte günümüzde daha yaygın olarak kullanılan FB elemanlardır. Bu çalışmada da yukarıda verilen bilgiler ışığında FB elemanların kullanımı modelleme için uygun görülmüştür.

Yapı, 13 düğüm noktasıyla 12 elemana ayrılmış ve modellenmiştir. Eleman sayısının 12 olmasının nedeni her katın 10 cm altında donatı miktarının değişmesidir. Bundan dolayı kesitlerde bütünlüğü sağlamak amacıyla model, aynı donatı miktarına sahip kesitlere ayrılmıştır. Detaylar Şekil 3.9'da gösterilmiştir.

### 3. MATERYAL ve YÖNTEM



Şekil 3.9 Düğüm noktaları ve kesitler. Boyutlar cm olarak verilmiştir.

Betonarme perde duvar inelastik kuvvet esaslı çerçeve elemanlar (infrmFB) ve inelastik kuvvet esaslı plastik mafsallı çerçeve elemanlar kullanılarak (infrmFBPH) iki ayrı model olarak, sarsma tablası ise her iki modelde elastik çerçeve elemanlar (elfrm) kullanılarak modellenmiştir.

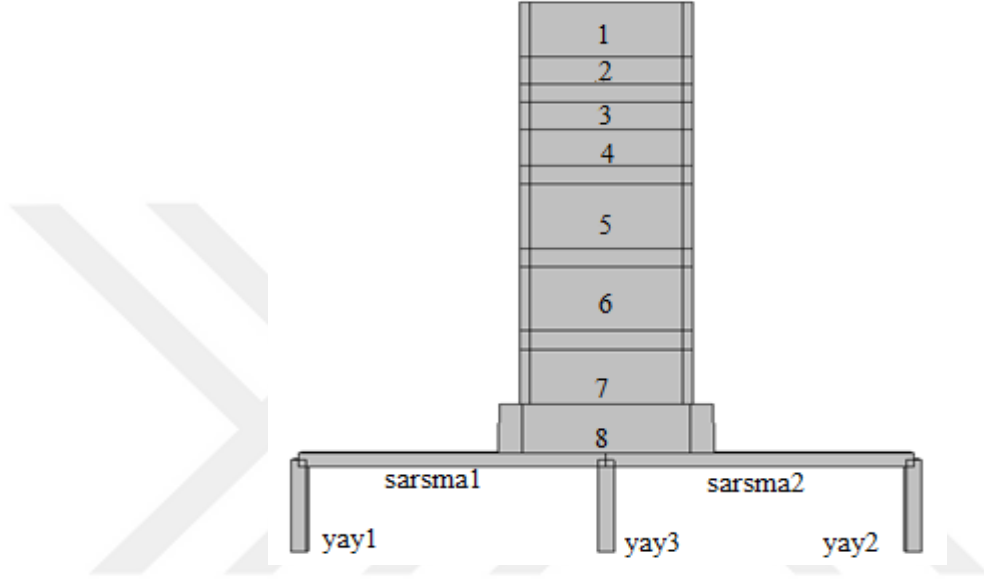
Plastik mafsallı çerçeve elemanlar (ile numerik analiz gerçekleştirilirken her bir kesit için plastik mafsal boyunun belirlenmesi gerekir. Plastik mafsal boyu betonarme perde duvarlar için Eşitlik 3.1 kullanılarak hesaplanır (Park ve Paulay 1975).

$$L_p = 0.5 \times L_w \quad (3.1)$$

$L_p$  ve  $L_w$  sırasıyla plastik mafsal boyu ve duvarın eğilme ve kesme hareketine karşı çalışan kısmının boyudur. Plastik mafsal boyu eleman kesit boyunun %50'sine eşit veya

### 3. MATERYAL ve YÖNTEM

küçük olmalıdır (ASCE, 2007). Modelimizin boyu 1,7 m olduğundan Eşitlik 3.1 kullanılarak plastik mafsal boyu 0,85 m olarak hesaplanır. Yalnız burada plastik mafsal boyu modelde ki her bir katın yüksekliğinden büyük olduğu için plastik mafsalın her bir katın tam orta noktasında olduğu kabul edilmiştir. Ayrıca analizler %8 ve %16'lık plastik mafsal boylarıyla tekrarlanmış %50 plastik mafsal boyuyla yapılan analiz sonuçlarının, deney sonuçlarıyla daha iyi örtüştüğü görülmüştür.



Şekil 3.10 SeismoStruct ile oluşturulan modelin önden görünüşü.

Şekil 3.10'da SeismoStruct ile oluşturulan modelin program içindeki görüntüsü verilmiştir. Daha öncede belirtildiği gibi yapı ve yüklemeler simetrik olduğundan numerik modellemede tek bir perde duvar için yapılmıştır. Görüldüğü gibi sarsma tablası 8 kesitten oluşmaktadır. Sarsma tablası ayakları yay olarak tasarlanmış ve kesitlerin mekanik özellikleri Çizelge 3.4'te verilmiştir (Kazaz vd. 2005).

Çizelge 3.4 Sarsma tablası kesitlerinin mekanik özellikleri.

Kesit	EA (kN)	EI (kNm <sup>2</sup> )
sarsma 1, 2	1.00E+07	1.00E+07
yay 1, 2	4.00E+05	1.00E+04
yay 3	8.00E+05	1.00E+04

#### 3.2.2 Sınır şartları

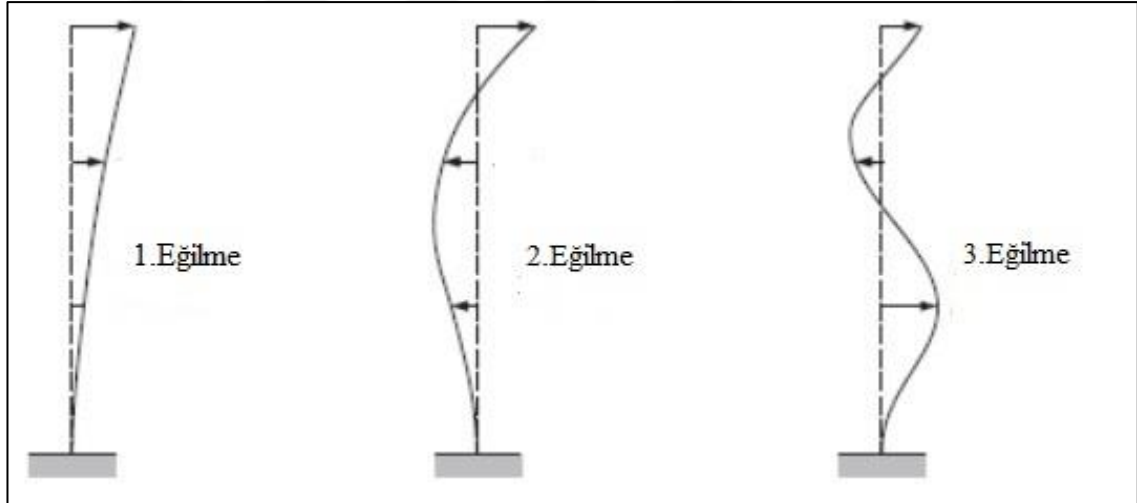
Sarsma tablasının mesnetlerini oluşturan yay 1, 2 ve 3 elemanlarının alt noktaları x, y ve z düzleminde yer değiştirmeye karşı tutuludur. Üst noktaların ise 1 numaralı düğüm noktası hariç sadece z düzleminde hareketine izin verilmiştir. Modelin 1, 2, 4 ,6, 8, 11 ve 13 numaralı düğüm noktaları y ekseninde tutuludur.



## 4. ARAŞTIRMA BULGULARI ve TARTIŞMA

### 4.1 Modal Analiz

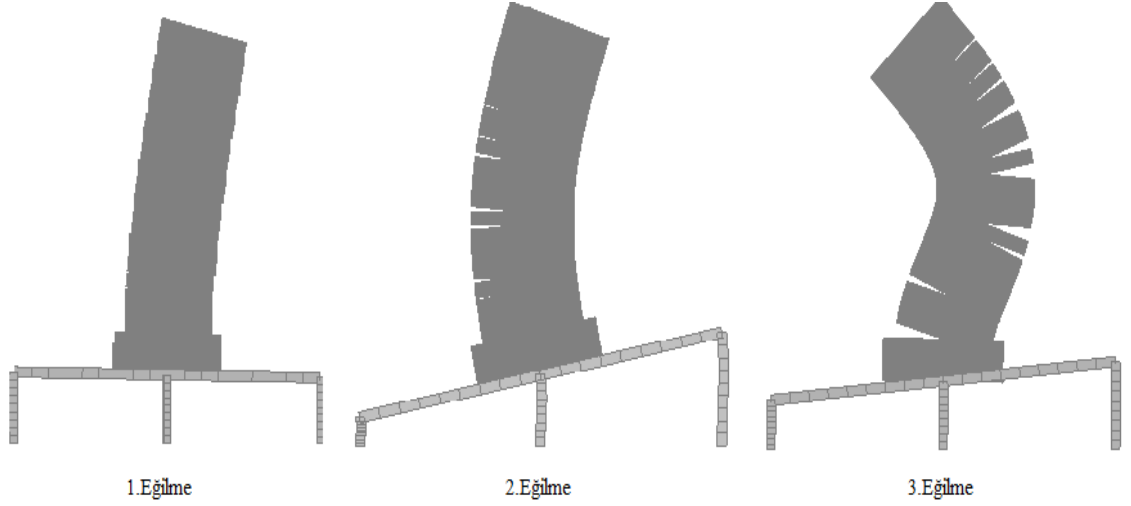
Doğadaki her madde fiziksel özelliklerinden kaynaklı bir titreşime sahiptir. Yapılar üzerlerine bir yük etki etmese dahi gözle görülemeyecek kadar küçük deplasmanlar yapar. Yapının bu hareketini tamamlaması için geçen süreye yapının periyodu nedir. Yapının farklı düzlemlerde farklı deplasmanlar ve farklı periyotları vardır. Buna yapının modları denir. Modlar yapının kütesine, rijitliğine, sönümleme kapasitesine ve sınır şartlarına göre ortaya çıkar. Bu özellikler değişirse modlarda değişir. Modal analiz yapının doğal frekans ve modlarını gözlemlemek için yapılır (Schwarz ve Richardson 1999). Ankastre kiriş elemanları için mod şekilleri Şekil 4.1’de gösterilmiştir.



Şekil 4.1 Ankastre kiriş elemanı için mod şekilleri.

Şekil 4.2’de ise SeismoStruct ile modellenen betonarme perdenin mod şekilleri verilmiştir.





**Şekil 4.2** Betonarme perde duvarın mod şekilleri.

Şekil 4.2 incelendiğinde modelin mod şekillerinin Şekil 4.1’de verilen ankastre kiriş elemanının mod şekillerine benzediği görülmektedir. Şekillerin tamamen aynı olmamasının sebebi ankastre mesnetli kirişe göre perde tabanında mesnet görevi gören tablanın mesnet rijitliğini azaltması küçükte olsa dönmeye imkân vermesinden kaynaklanmaktadır. Modal analiz sonucu hesaplanan yapı periyotları deneysel olarak ölçülen değerlerle birlikte Çizelge 4.1’de verilmiştir. Laboratuvar deney sonucunda yapının frekansı 7.24 Hz olarak ölçülmüştür, numerik modellemede ise 9.52 Hz olarak hesaplanmıştır. Bu sonuç numerik modellemede daha rijit bir yapı elde edildiğini açıkça göstermektedir.

**Çizelge 4.1** Modal analiz sonuçları.

Mod	Peryot(sn)	Frekans(Hertz)	Deney Frekans(Hertz)
1.Eğilme	0.105	9.52	7.24
1.Dikey	0.036	27.78	20
2.Eğilme	0.025	40	33

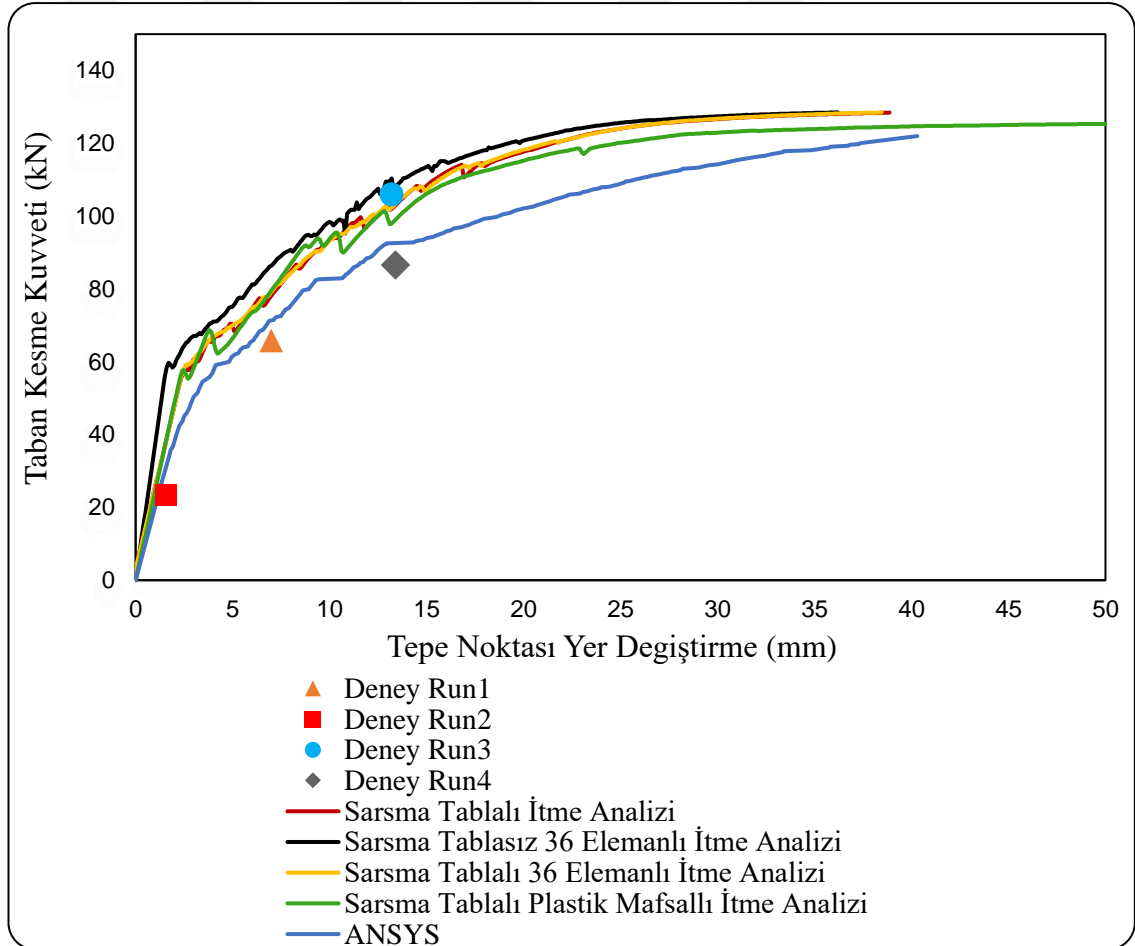
#### 4.2 İtme Analizi

Bir yapının doğrusal olmayan davranış özellikleri göz önüne alınarak, yapının yanal yükler altında davranışını gözlemleyen analiz türüne itme analizi denir. İtme

#### 4. ARAŞTIRMA BULGULARI ve TARTIŞMA

analizinde yükler yapıya adım adım artırılarak uygulanır. Yapının en üst noktası belirli bir deplasman değerine ulaşıncaya kadar yükleme yapılır (Fajfar ve Eeri 2000).

İtme analizi 5 farklı model (sarsma tablalı, tablasız, sarsma tablalı 36 elemanlı, tablasız 36, sarsma tablalı plastik mafsallı) üzerinde yapılmıştır. Model, sarsma tablasız ve sarsma tablalı olarak modellenmiş ve bu iki modelin eleman sayılarının artırılmasıyla itme analizi tekrarlanmıştır. Eleman sayısı her bir elemanın 3 elemana ayrılmasıyla artırılmıştır yani 12 olan eleman sayısı 36 elemana çıkarılmıştır. Yapının en üst noktasının 5cm deplasman değerine ulaşması hedeflenmiştir. Analiz sonucunda yapıya etkiyen yatay kuvvetlerin toplamı (taban kesme kuvveti) ve tepe noktası yer değiştirme ilişkisi başka bir ifadeyle kapasite eğrisi Şekil 4.3’de gösterilmiştir.



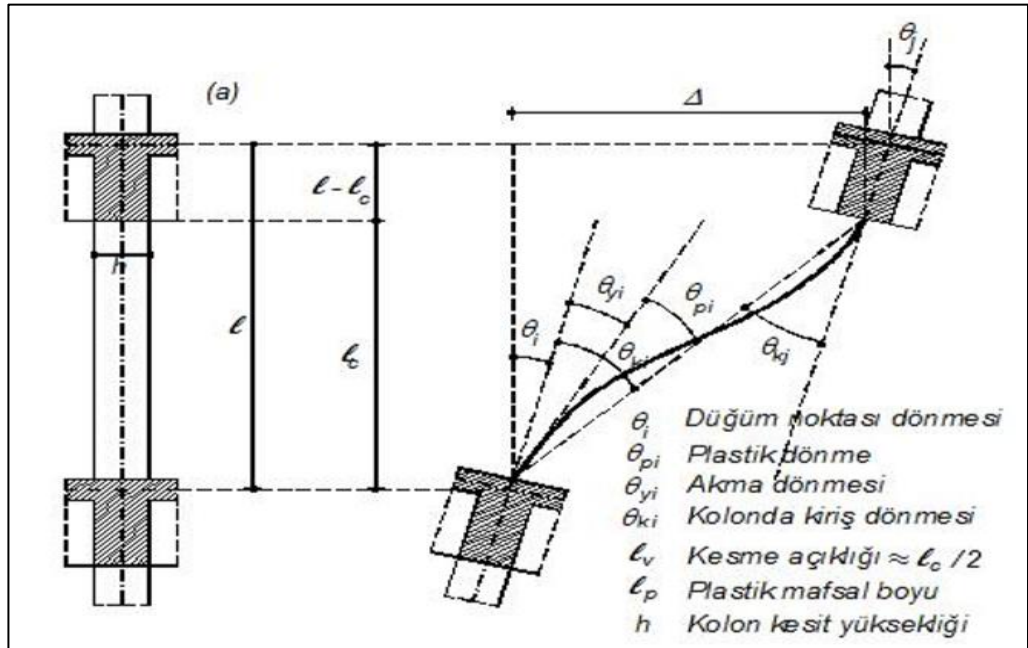
Şekil 4.3 Kapasite eğrisi.

Laboratuvar deney sonucunda yapıda oluşan maksimum deplasman ve kesme kuvveti değerleri de kapasite eğrisi grafiğine noktasal olarak eklenmiştir. Çünkü dinamik

hareket sırasında meydana çıkan yapının histeresiz eğrisi itme analizi sonucu yapıda oluşan kapasite eğrisini takip eder. İtme analizinin farklı modeller üzerinde tekrar edilmesi, eleman sayısı ve sarsma tablasının model üzerindeki etkisini (sadece itme analizi için) görmek için yapılmıştır. Şekil 4.3'te görüldüğü gibi yapılan değişiklikler yapının kapasitesi üzerinde bir etki yapmamıştır ancak kapasite eğrisinin eğimi yapının rijitliğini verdiğiinden sarsma tablasız modelin daha rijit olduğu görülmektedir. Şekil 4.3'te betonarme perde duvarın ANSYS programı ile yapılmış itme analiz sonuçları da gösterilmiştir. Bu çalışma Kazaz vd. (2005) tarafından yapılmış ve modelin güvenilirliğini karşılaştırmak amacıyla grafiğe eklenmiştir. SeismoStruct ve ANSYS ile yapılan itme analiz sonuçlarının yapı için benzer kapasite eğrilerini verdiği görülmektedir.

#### 4.2.1 İtme analizi sonucu yapıda oluşan dönme, moment ve eğrilik

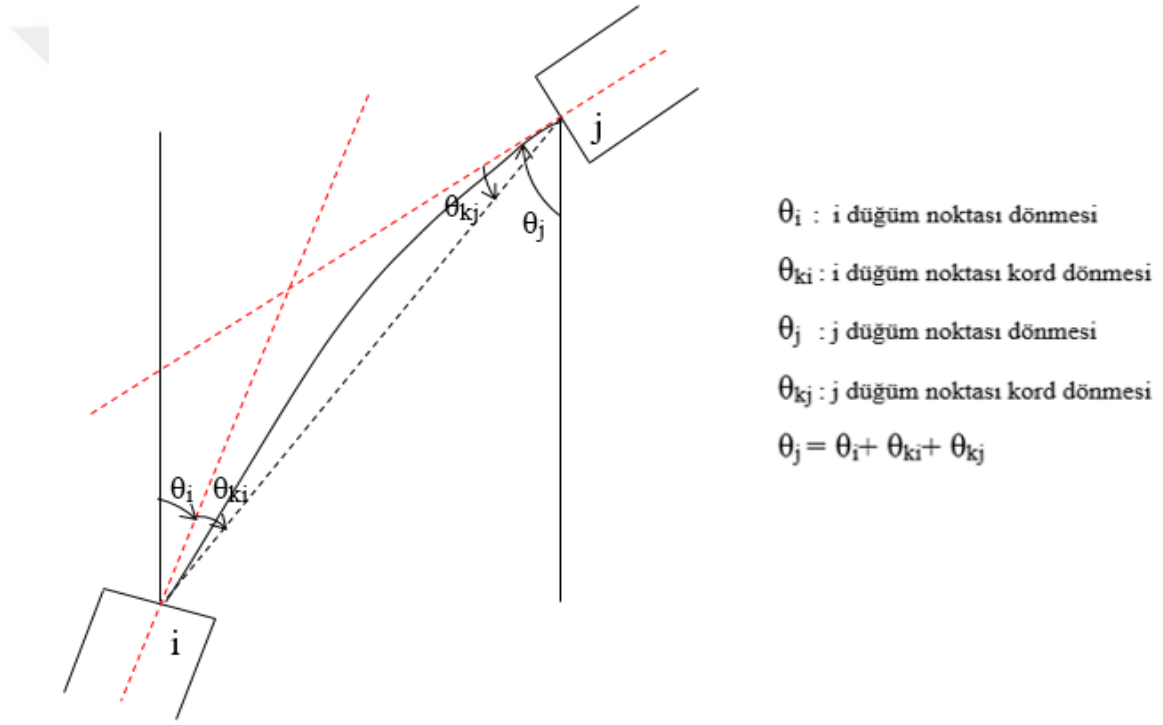
Analiz sonuçlarını incelemeden önce sıklıkla karşılaşılan kiriş (kord) dönmesi ve düğüm noktası dönmesi kavramlarını iyi anlamak gerekir. Özellikle belirli bir kesit üzerinde bu kavramların iyi anlaşılması yapının analiz sonucu davranışını doğru bir şekilde okuyabilmek için oldukça önemlidir. Şekil 4.3'te bir kolon üzerinde şekil değiştirmeler detaylı bir biçimde gösterilmiştir.



Şekil 4.4 Kolonda düğüm noktası ve kiriş dönmeleri (Orak ve Celep 2015).

#### 4. ARAŞTIRMA BULGULARI ve TARTIŞMA

Şekil 4.4'te görüldüğü gibi bir düğüm noktasında 3 farklı dönmeden bahsedilebilir; düğüm noktası dönmesi, plastik dönme ve akma dönmesi (Orak ve Celep 2015). Plastik ve akma dönmesinin toplamı o düğüm noktasında ki kiriş dönmesini vermektedir. Kiriş dönmesi düğüm noktalarının farklı derece veya farklı yönlerde dönmesiyle meydana gelir. İki ayrı düğüm noktasındaki düğüm noktası dönmeleri ve kiriş dönmelerinin eşit olma gibi bir zorunluluğu yoktur. Yapının bir yük altında yapmış olduğu harekete bağlı olarak bu şekil değiştirmeler arasındaki ilişkiler farklılık gösterebilir. Modelin yer hareketi esnasında yaptığı şekil değiştirmeyi baz alarak perde duvar üzerindeki düğüm noktası ve kiriş (kord) dönmeleri ilişkisi Şekil 4.4'te verilmiştir.

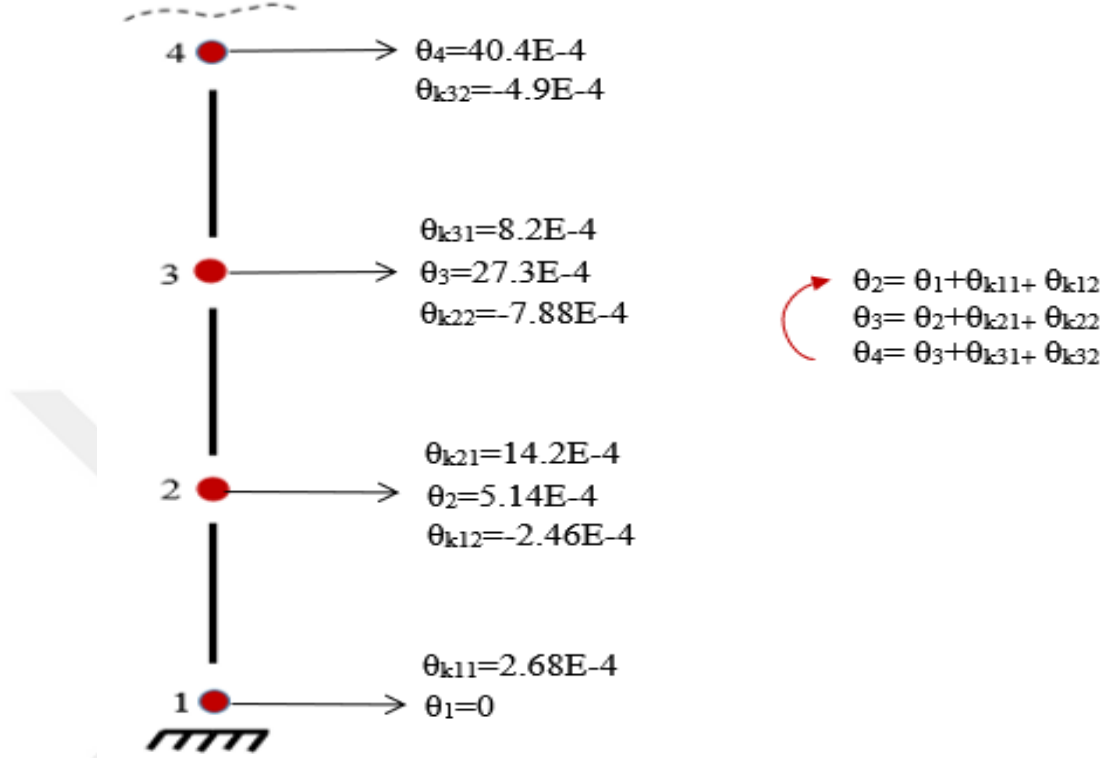


Şekil 4.5 İtme analizi sonucunda bir kesitte meydana gelen düğüm noktası ve kiriş dönmeleri arasındaki ilişki.

Şekil 4.5'te görüldüğü gibi bir üst düğüm noktasındaki nodal dönme bir alt düğüm noktasındaki nodal dönme ve kesitte oluşan kiriş dönmelerinin toplamına eşittir. Bu eşitlik genel bir kaide değildir, yapının yer değiştirme şekline bağlı olarak farklı ilişkiler ortaya çıkabilir. Şekil 4.6'da modelde ilk 4 düğüm noktasında oluşan dönmelerin sayısal değerleri, şekil değiştirmeler arasındaki ilişkiyi tam olarak gözlemleyebilmek için verilmiştir. Düğüm noktası dönmeleri Seismostruct'da genel karşılık parametreleri sekmesi altındaki yapısal yer değiştirmeler bölümünden elde edilir. Kiriş dönmeleri ise

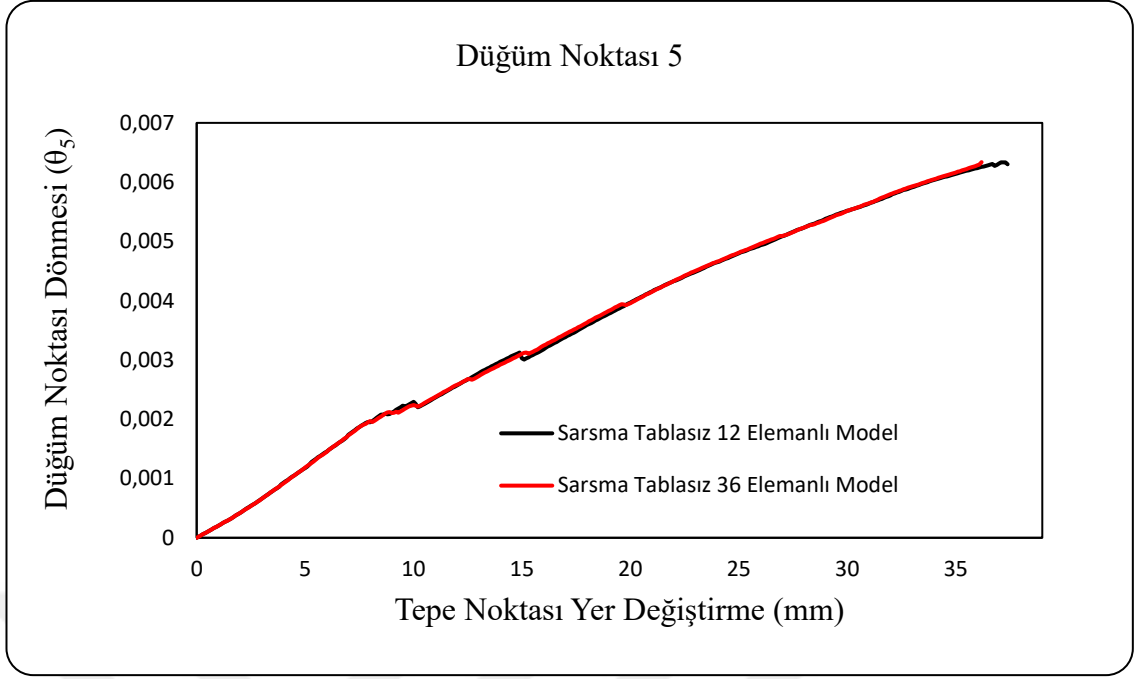
#### 4. ARAŞTIRMA BULGULARI ve TARTIŞMA

eleman hareket etkileri sekmesi altındaki çerçeve deformasyonları bölümünden elde edilir.

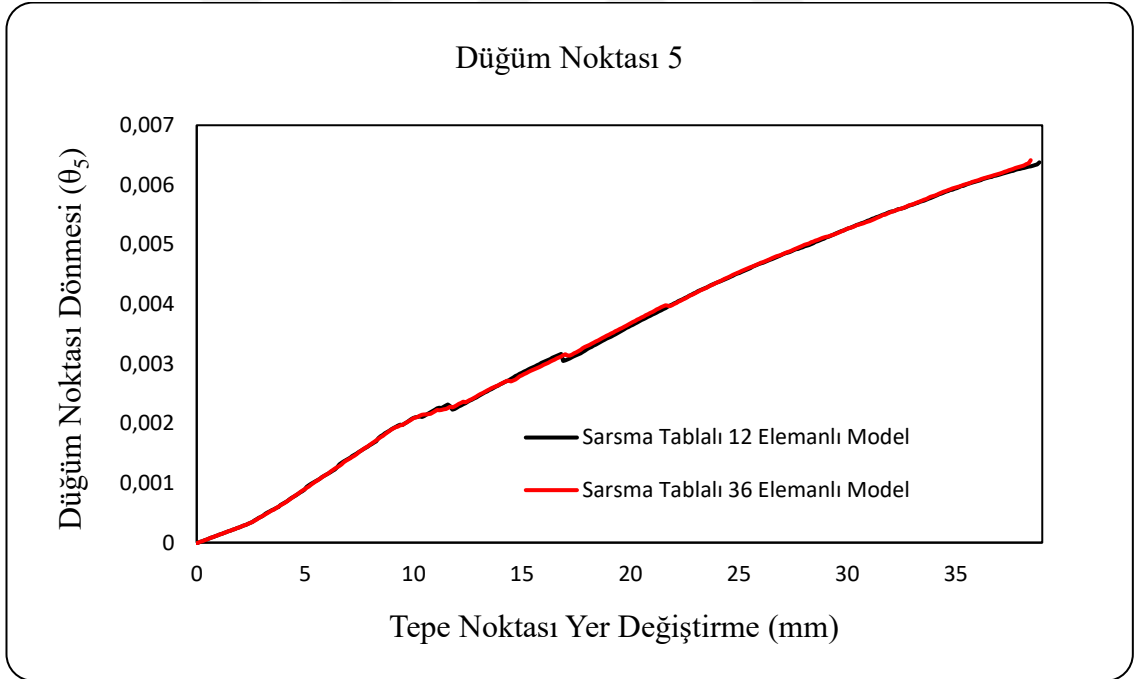


Şekil 4.6 İtme analizi sonucu yapıda oluşan düğüm noktası dönmeleri ve kiriş dönmeleri.

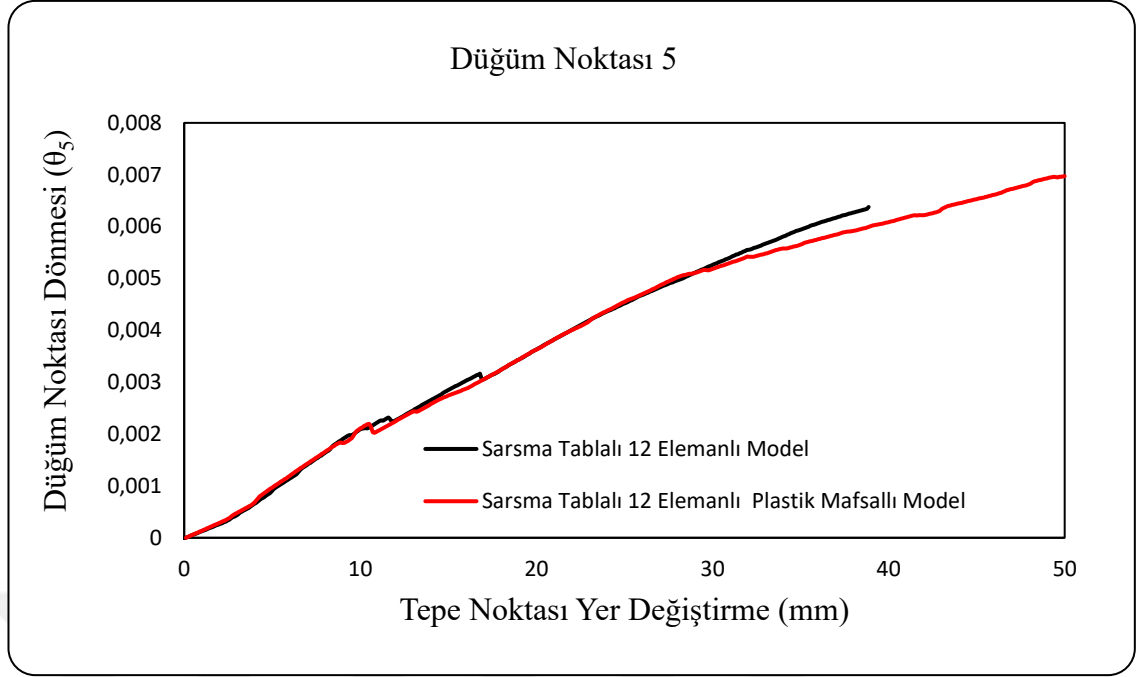
Bu bilgiler ışığında itme analizi, 5 farklı model üzerinde (sarsma tablalı 12 ve 36 elemanlı, sarsma tablasız 12 ve 36 elemanlı ve sarsma tablalı plastik mafsallı model 12 elemanlı) ortaya çıkan düğüm noktası dönmeleri karşılaştırılmış ve plastik mafsallı model dışında diğer modellerde düğüm noktası dönmelerinin eşit olduğu görülmüştür. İtme analizi sonuçları incelendiğinde plastik mafsallı modelin, mafsalsız modellere göre daha büyük yer değiştirme yaptığı görülmüştür. Bu nedenle iki modeldeki düğüm noktası dönmeleri birbirinden farklıdır. Her bir modelde ki itme analiz sonuçları Şekil 4.7, 4.8 ve 4.9'da gösterilmiştir.



Şekil 4.7 İtme analizi sonucu sarsma tablasız modelde düğüm noktası dönmeleri.

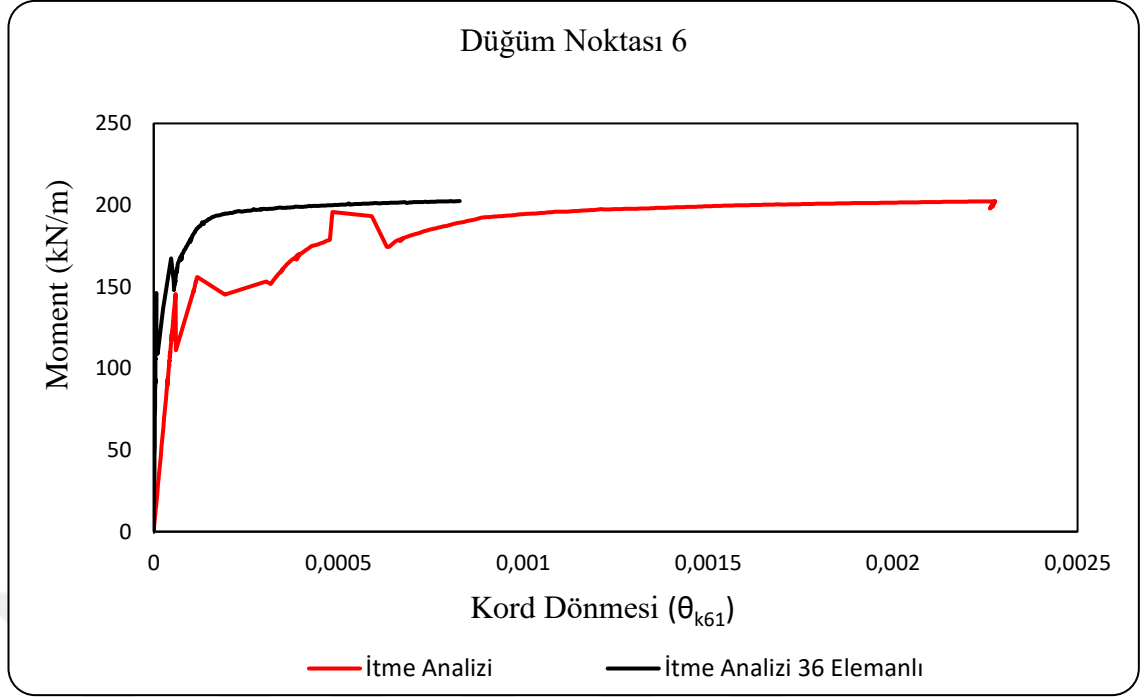


Şekil 4.8 İtme analizi sonucu sarsma tablalı modelde düğüm noktası dönmeleri.

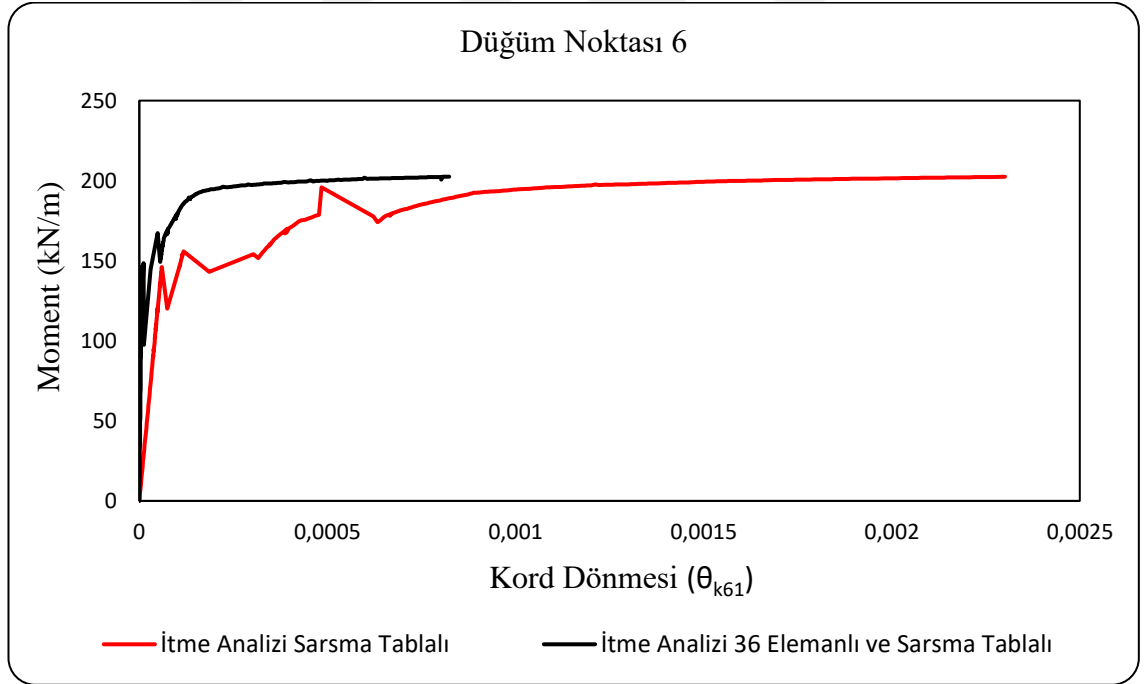


**Şekil 4.9** İtme analizi sonucu sarsma tablalı ve sarsma tablalı plastik mafsallı modelde düğüm noktası dönmeleri.

İtme analizi sonucu 5 farklı model üzerinde (sarsma tablalı, tablasız, sarsma tablalı 36 elemanlı, tablasız 36, sarsma tablalı plastik mafsallı) düğüm noktalarındaki moment kapasitelerinin eşit olduğu görülmüştür. Kiriş dönmeleri sarsma tablalı ve sarsma tablasız modelde farklılık göstermemiştir. Eleman sayısının artması yanı bir kesitin küçük parçalara ayrılması aynı düğüm noktasında kiriş dönmesini küçülmüştür çünkü kiriş dönmesi iki düğüm noktası arasındaki uzaklıkla doğru orantılıdır. Örnek olarak 4 farklı model üzerinde düğüm noktası 6 da ki moment ve kiriş dönmeleri Şekil 4.10 ve 4.11’de verilmiştir.



Şekil 4.10 İtme analizi sonucu sarsma tablasız modelde moment ve kiriş dönmesi.



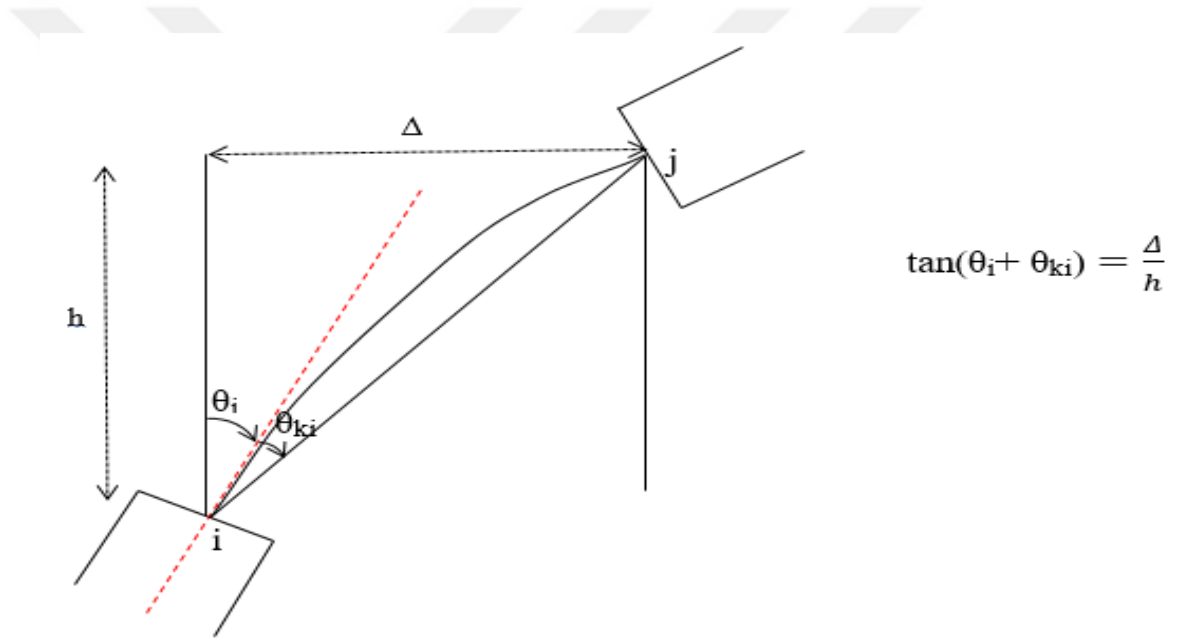
Şekil 4.11 İtme analizi sonucu sarsma tablalı modelde moment ve kiriş dönmesi.

Kiriş dönmeleri bazı yapı tasarım standartlarında (ASCE, FEMA, ATC-40, Eurocode 8 gibi...) hasar sınırlarını kontrol etmek için kullanır. Fakat Şekil 4.10 ve 4.11 incelendiğinde perde duvar üzerinde eleman sayısına bağlı olarak iki farklı modelleme sonucu aynı düğüm noktasında farklı kiriş dönmelerinin elde edildiği görülmektedir.



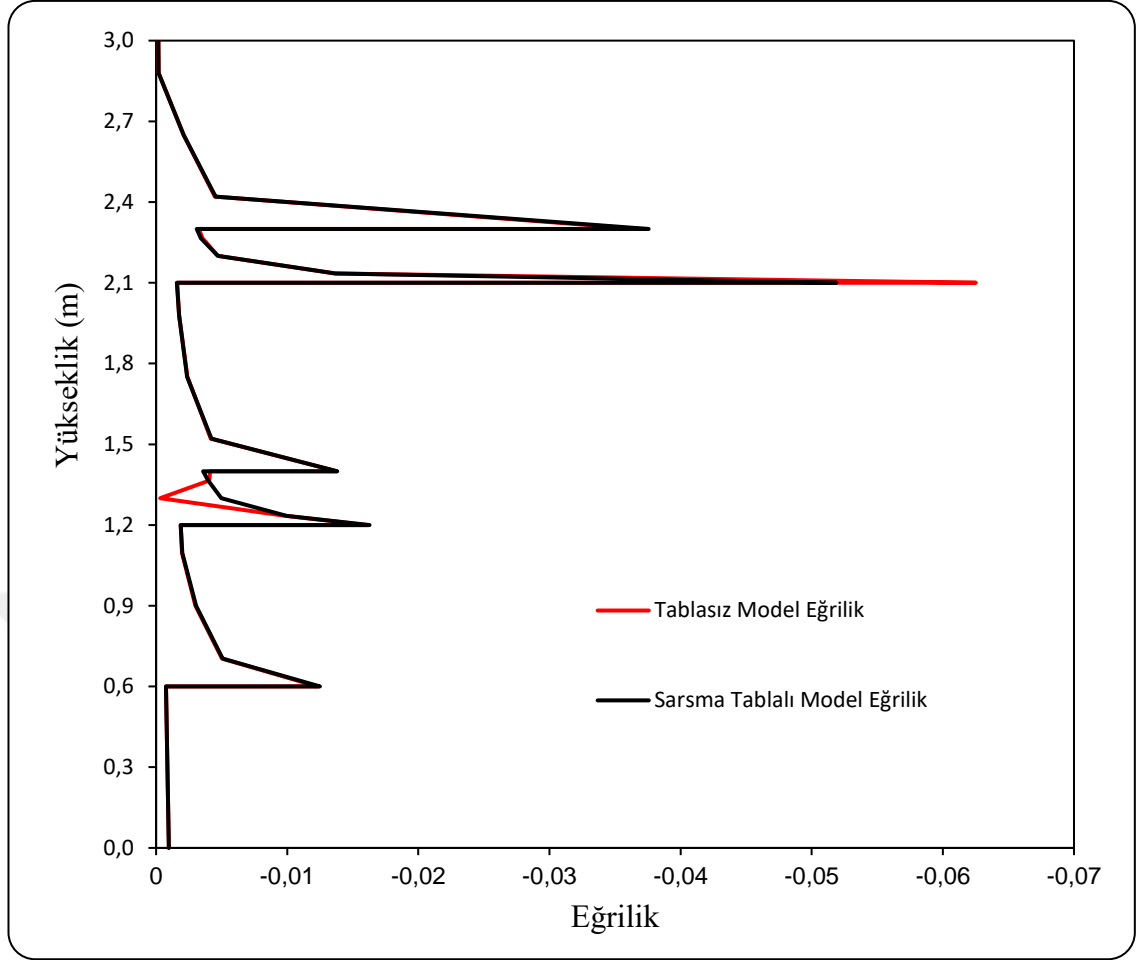
#### 4. ARAŞTIRMA BULGULARI ve TARTIŞMA

Burada yapı tasarım standartlarına göre hasar sınırları kontrol edilmek istendiğinde, hangi kiriş dönmelerinin kullanılacağı iyi bilinmelidir. Eğer bir kiriş veya bir kolon için tek bir çerçeve elamanı tanımlanmışsa (bu sadece infrmFB elamanlar kullanılarak yapılabilir) yani model ve yapı elamanı birebir örtüşüyorsa yapı tasarım standartlarında verilen hasar sınırlarını kontrol etmek için elde edilen kiriş dönmeleri kullanılabilir. Yapı elemanları için tek bir infrmFB tanımlanmayan modellerden elde edilen kiriş dönmeleri hasar sınırlarını kontrol etmek için kullanılamaz. Bu modellemelerle elde edilen düğüm noktası yer değiştirmeleri ve dönmelerinden gerçek kiriş dönmeleri hesaplanmalıdır (Mpampatsikos vd. 2008). Şekil 4.12’de düğüm noktası yer değiştirme ve dönmelerinden, kiriş dönmelerinin nasıl hesaplanacağı gösterilmiştir.



**Şekil 4.12** Düğüm noktası dönmesi ve yer değiştirmeden kiriş dönmelerinin belirlenmesi.

Şekil 4.12’de görüldüğü gibi bir düğüm noktasında yer değiştirme (Δ) ve nodal dönmenin (θi) bilinmesi halinde o düğüm noktasında ki kiriş dönmeleri (θki) bulunabilir. Eğer bir yapı elemanı tek bir çerçeve elemanı (infrmFB) ile modellenmemişse yapı tasarım yönetmeliklerine göre hasar sınırlarını kontrol etmek için gerekli olan kiriş dönmeleri bu şekilde elde edilmelidir.



**Şekil 4.13** İtme analizi sonucu maksimum yer değiştirmede perde yüksekliğinde eğrilik dağılımı.

Sarsma tablalı ve tablasız modellerde eğrilik Şekil 4.13'te verilmiştir. Eğrilik grafiği incelendiğinde modelin deprem etkisi sonucunda 2. kat seviyesinde zorlandığı görülmektedir. Bu sonuç Şekil 3.5'te verilen deney sonucu yapıda oluşan hasar durumuyla paralellik göstermektedir.

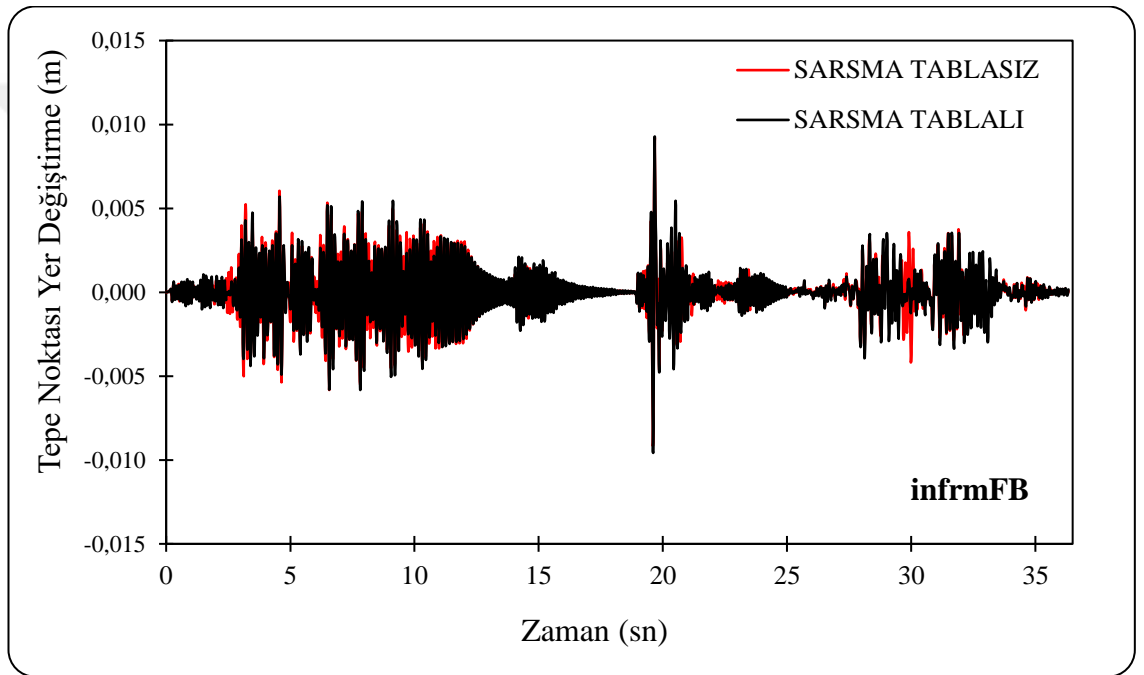
### 4.3 Dinamik Analiz

Dinamik yükler zamana bağlı olarak değişen, yapıya etkiyen kuvvetler olarak tanımlanır. Deprem hareketi de yapılara etkiyen dinamik bir yüküdür. Belirli bir dinamik yük altında bir yapının gösterdiği davranışları (hız, ivme, yer değiştirme) inceleyen analiz türü dinamik analizdir (Jabboor 2011). Dinamik analizde Şekil 3.5'te verilen yer hareketi ivme kayıtları kullanılmıştır. İtme analiz sonuçları incelendiğinde modelin eleman sayısının artırılmasının modelin kapasite eğrisini etkilemediği görülmüş bu yüzden

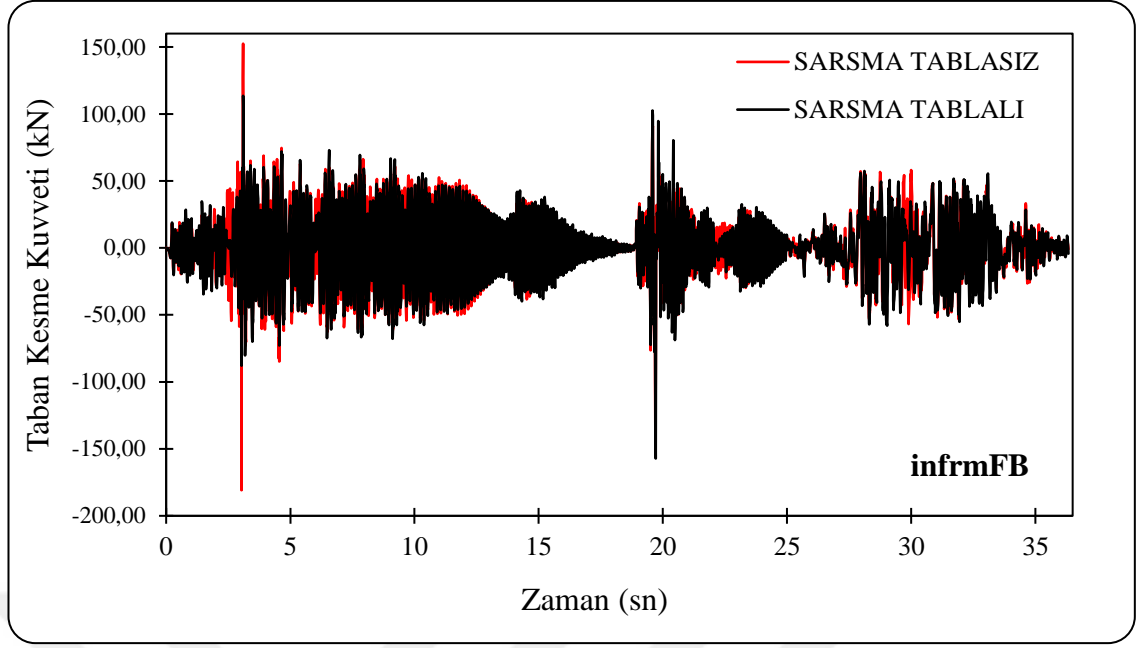
#### 4. ARAŞTIRMA BULGULARI ve TARTIŞMA

dinamik analiz sadece sarsma tablalı ve sarsma tablasız model üzerinde yapılmıştır. Analiz için model SeismoStruct'ta infrmFB ve ayrıca infrmFBPH elemanlarla modellenmiş, çözüm için Hilber-Hughes-Taylor integrasyon yöntemi ve %2 Rayleigh sönümü kullanılmıştır. Yapılan bu seçimlerin detayları Bölüm 4.4'te detaylı bir şekilde incelenmiştir.

Yer hareketi süresince tepe noktası yer değiştirme ve taban kesme kuvveti grafikleri Şekil 4.14 ve 4.15'te gösterilmiştir.

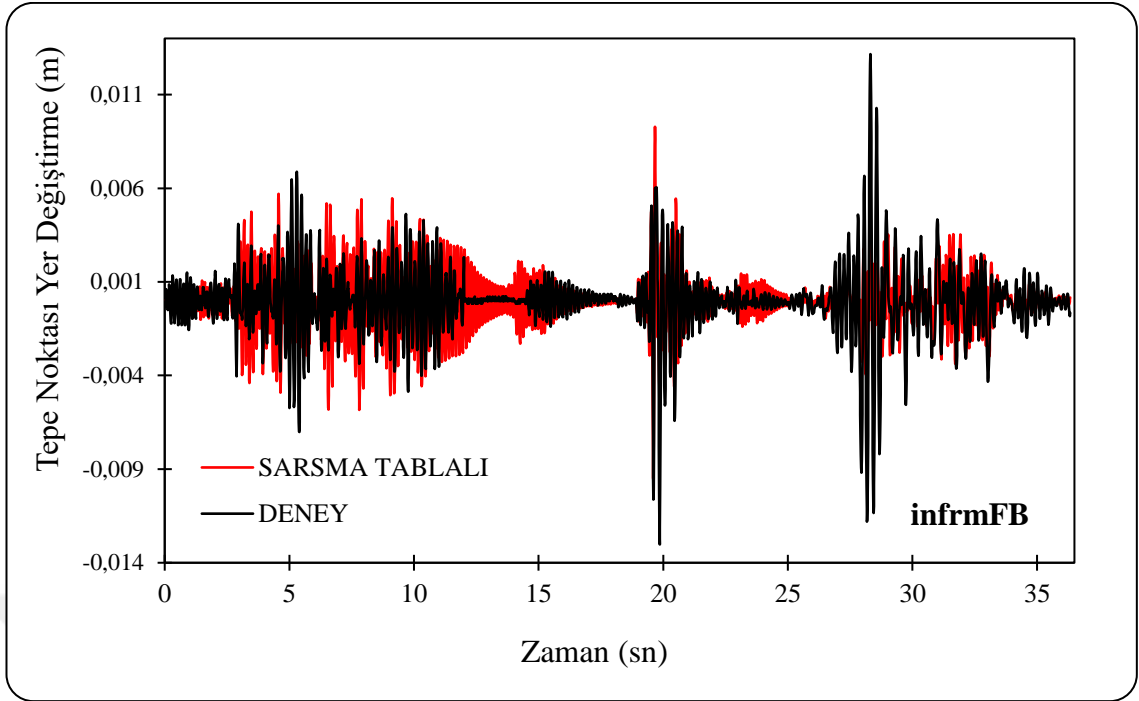


**Şekil 4.14** Dinamik analiz sonucu sarsma tablasız ve tablalı modelde yapının tepe noktası yer değiştirmesi.

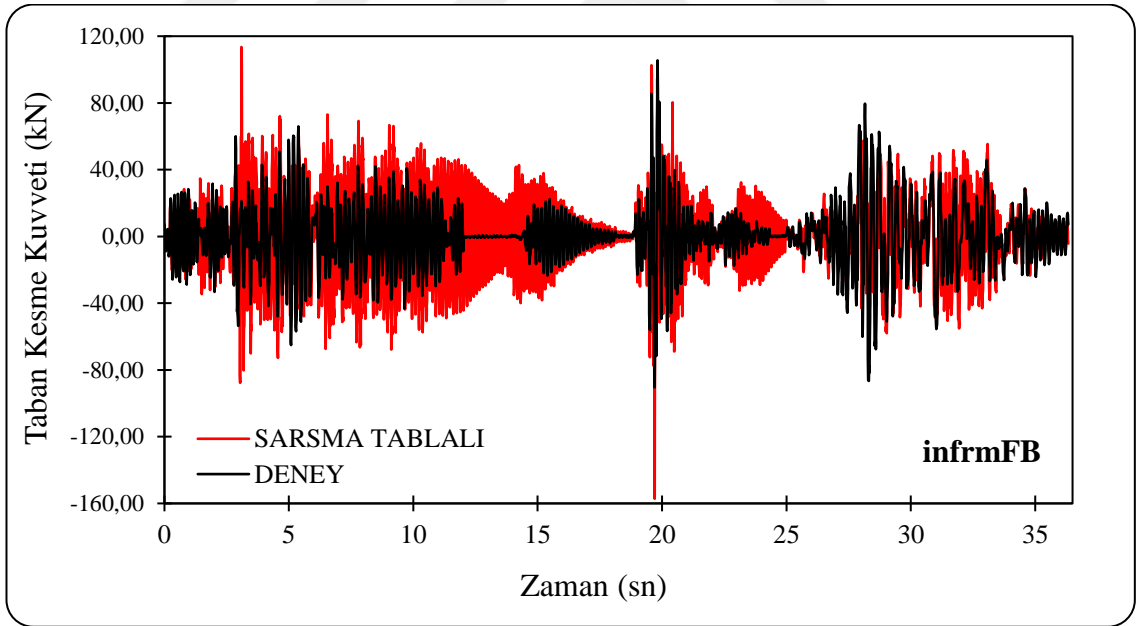


**Şekil 4.15** Dinamik analiz sonucu sarsma tablasız ve tablalı modelde yapı tabanında oluşan kesme kuvveti.

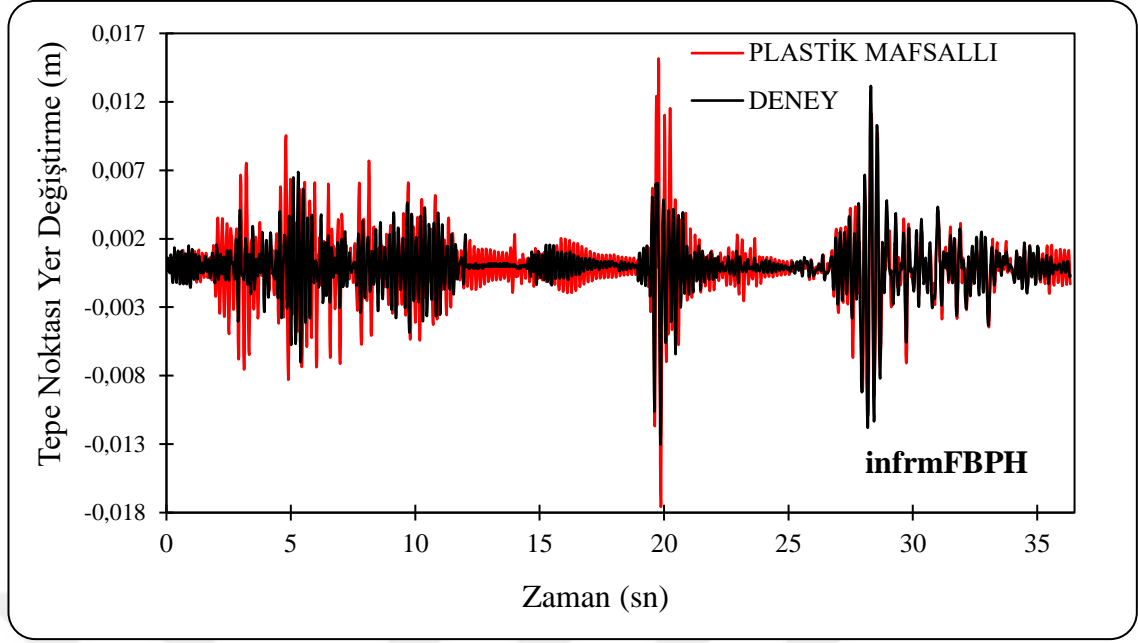
Şekil 4.14 ve 4.15'te ki grafikler incelendiğinde sarsma tablasının modelin dinamik özellikleri üzerinde büyük bir etki oluşturduğu görülmektedir. Aynı model üzerinde Kazaz vd. (2005) tarafından yapıdan çalışmada da aynı etki görülmüştür. Laboratuvar ortamında sarsma tablalı olarak test edilen modelin test sonuçları gerçek duruma bağlı kalmak amacıyla sadece sarsma tablalı modelin sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Ayrıca Şekil 4.15'te tablasız modelde özellikle Run 1 deprem hareketi esnasında daha yüksek kesme kuvvetleri elde edildiği açıkça görülmektedir. Deneysel ve numerik sonuçların karşılaştırılması Şekil 4.16, 4.17, 4.18 ve 4.19'da verilmiştir.



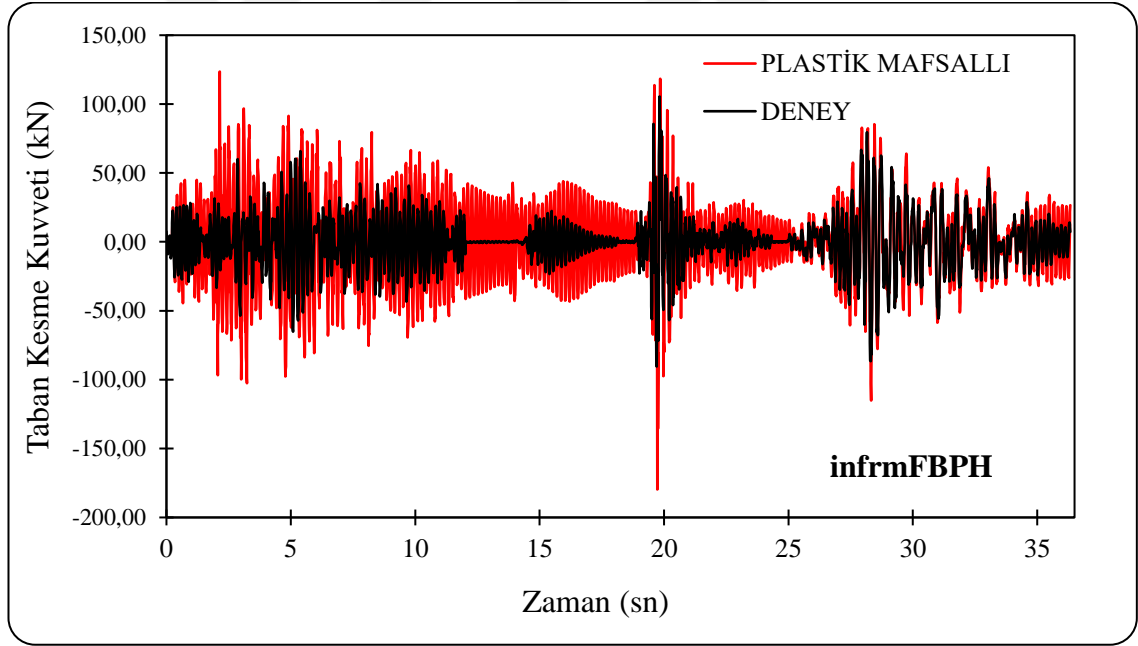
Şekil 4.16 Deneyel ve numerik tepe noktası yer değiştirmelerinin karşılaştırılması.



Şekil 4.17 Deneyel ve numerik taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması.



Şekil 4.18 Deneysel ve numerik tepe noktası yer değiştirmelerinin karşılaştırılması.



Şekil 4.19 Deneysel ve numerik taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması.

Deney ve numerik analizler sonucu yapıda oluşan maksimum tepe noktası yer değiştirmeleri ve taban kesme kuvvetleri Çizelge 4.2'de verilmiştir.

**Çizelge 4.2** Deneysel ve numerik analiz sonuçları.

<b>Deney</b>	<b>Run 1</b>	<b>Run 2</b>	<b>Run 3</b>	<b>Run 4</b>
Maks. Yer Değiştirme (mm)	7	1.54	13.2	13.4
Taban Kesme Kuvveti (kN)	65.9	23.5	106	86.6
<b>Numerik Analiz (infrmFB)</b>				
Maks. Yer Değiştirme (mm)	5.84	2.53	9.28	3.95
Taban Kesme Kuvveti (kN)	114	44.4	157.2	57.4
<b>Numerik Analiz (infrmFBPH)</b>				
Maks. Yer Değiştirme (mm)	9.55	2.31	17.58	11.14
Taban Kesme Kuvveti (kN)	123.6	44	179.7	115.2

Sonuçlar incelendiğinde hem infrmFB hem de infrmFBPH ile yapılan analiz sonuçlarının deneysel sonuçlara göre ciddi farklılıklar gösterdiği görülmektedir. Dağılımlı plastisite kullanılan infrmFB elamanların, yapının ciddi hasara uğradığı yer hareketi etkisindeki (Run 3 ve 4) yaptığı deneysel deplasmanları yakalayamadığı gözlemlenmiştir. Özellikle Run 4 yer hareketi etkisindeyken deplasmanın ve kesme kuvvetinin deney sonuçlarına göre çok küçük olması dikkat çekicidir. Numerik modellemeler sonucu elde edilen maksimum taban kesme kuvvetlerinin genel itibariyle deney sonuçlarına göre 1.5-2 kat büyük olduğu Çizelge 4.2’de görülmektedir.

#### 4.4 Numerik Modellemede Kullanılan Yöntem ve Parametrelerin Etkisi

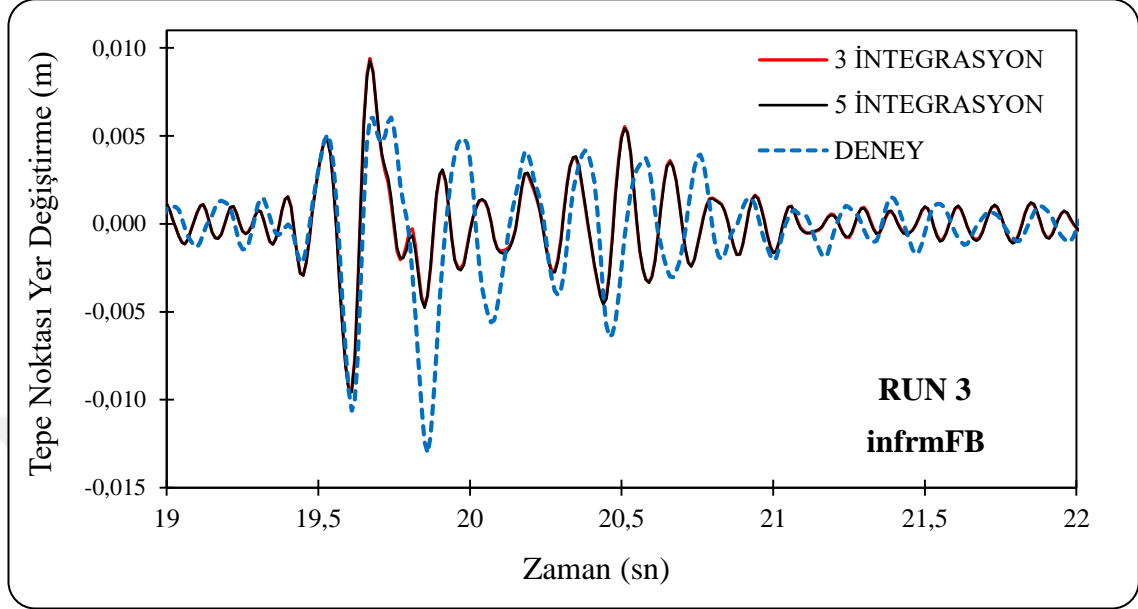
Bu bölümde bilgisayar destekli modelleme yaparken modeli tanımlamak için kullanılan parametrelerin ve çözüm aşamasında kullanılan çözüm yöntemlerinin sonuçlar üzerindeki etkileri incelenmiştir. Burada amaç numerik modellemede kullanılan integrasyon kesit sayısının, lif sayısının, çözüm yönteminin, sönüm katsayısının ve zaman adım aralığının sonuçlar üzerindeki etkilerini gözlemlemektir.

##### 4.4.1 İntegrasyon kesit sayısı

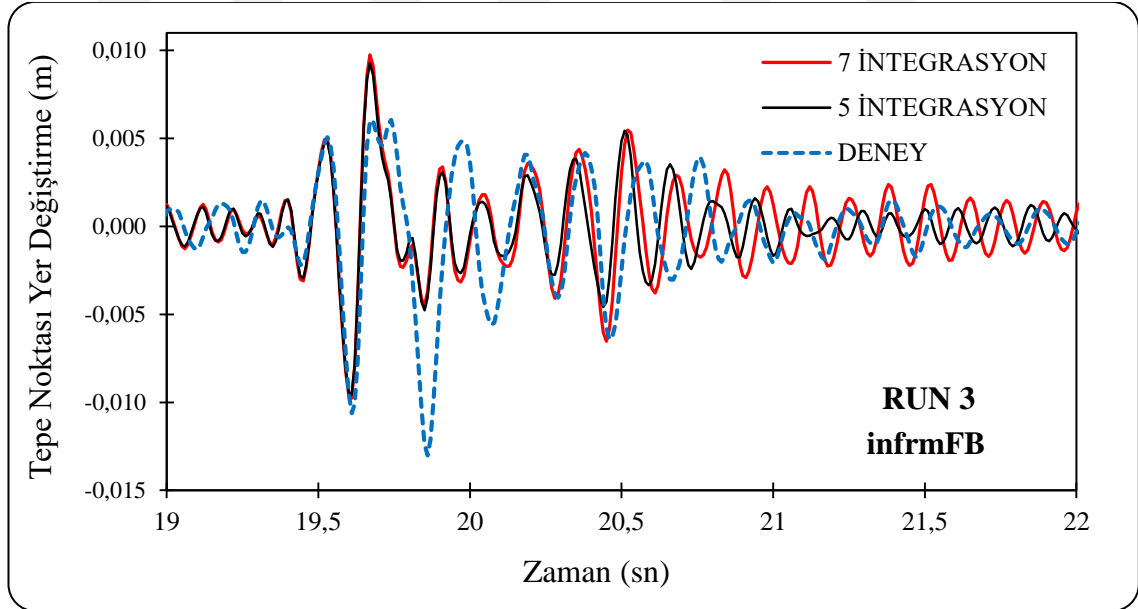
Dağılımlı inelastik modellerle analiz yapılırken minimum integrasyon kesit sayısı 4 olarak önerilir ve genellikle hesaplamalarda 5-7 arası bir değer seçilir. Lif sayısı ise genellikle 100-200 arası seçilir (Calabrese 2008; Seisimosoft 2014). Bu çalışmada kesit sayısı 5 ve alan sayısı 200 olarak analiz gerçekleştirilmiş daha sonra kesit ve lif sayılarının

#### 4. ARAŞTIRMA BULGULARI ve TARTIŞMA

farklı değerlerinin sonuçlar üzerindeki etkileri incelenmiştir. Karşılaştırmalar Şekil 4.20, 4.21, 4.22, 4.23, 4.24, 4.25, 4.26 ve 4.27’de gösterilmiştir.



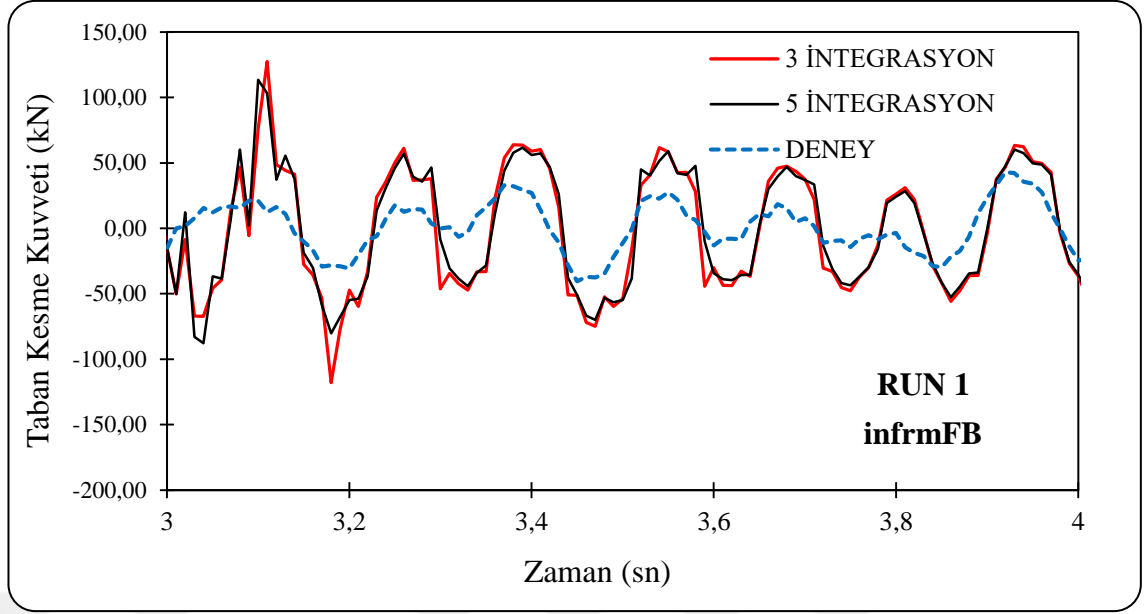
Şekil 4.20 İntegrasyon kesit sayısının azaltılmasının yer değiştirmeye etkisi.



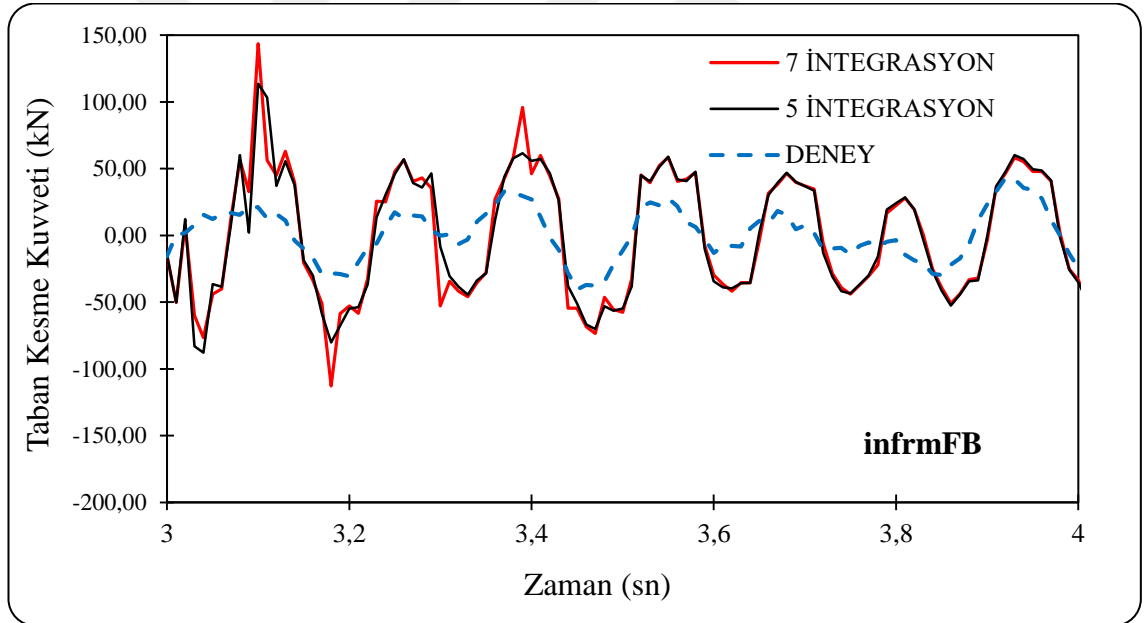
Şekil 4.21 İntegrasyon kesit sayısının artırılmasının yer değiştirmeye etkisi.



#### 4. ARAŞTIRMA BULGULARI ve TARTIŞMA

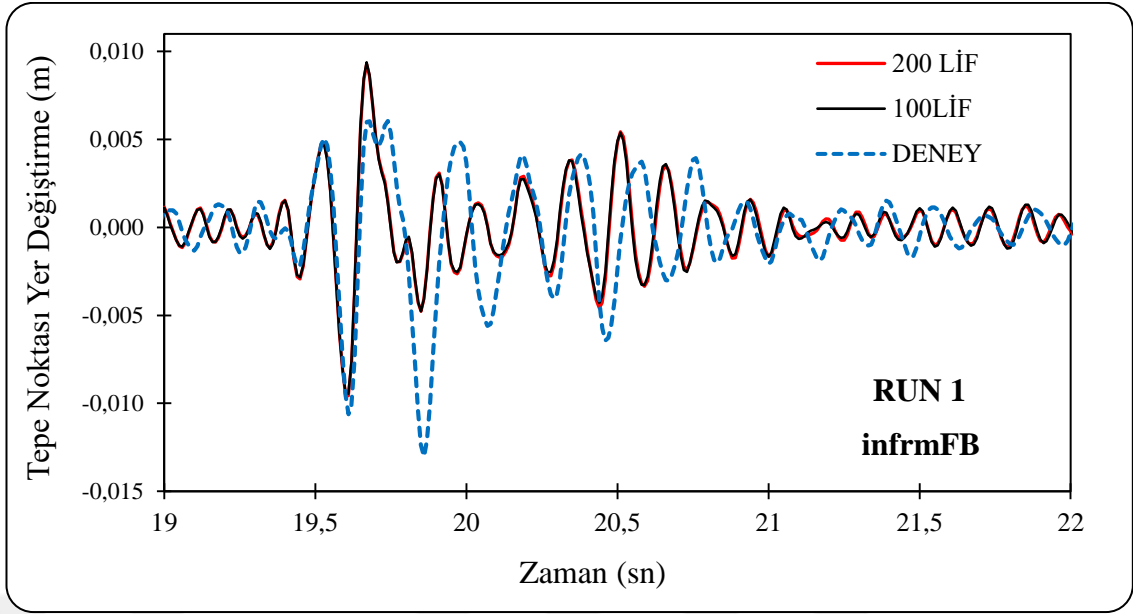


Şekil 4.22 İntegrasyon kesit sayısının azaltılmasının kesme kuvvetine etkisi.

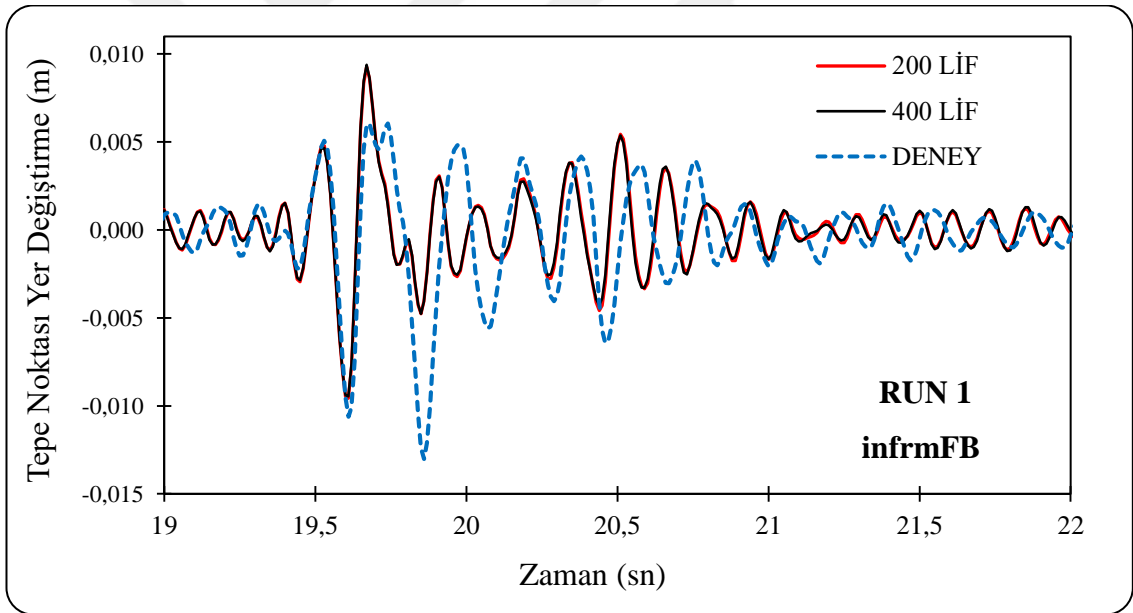


Şekil 4.23 İntegrasyon kesit sayısının artırılmasının kesme kuvvetine etkisi.

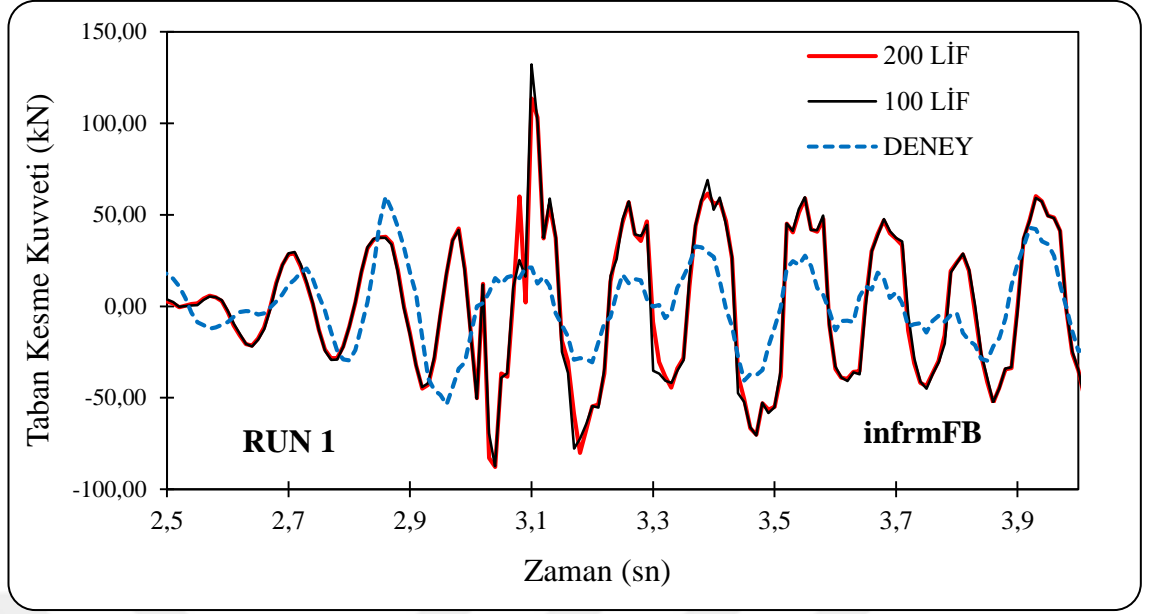
#### 4. ARAŞTIRMA BULGULARI ve TARTIŞMA



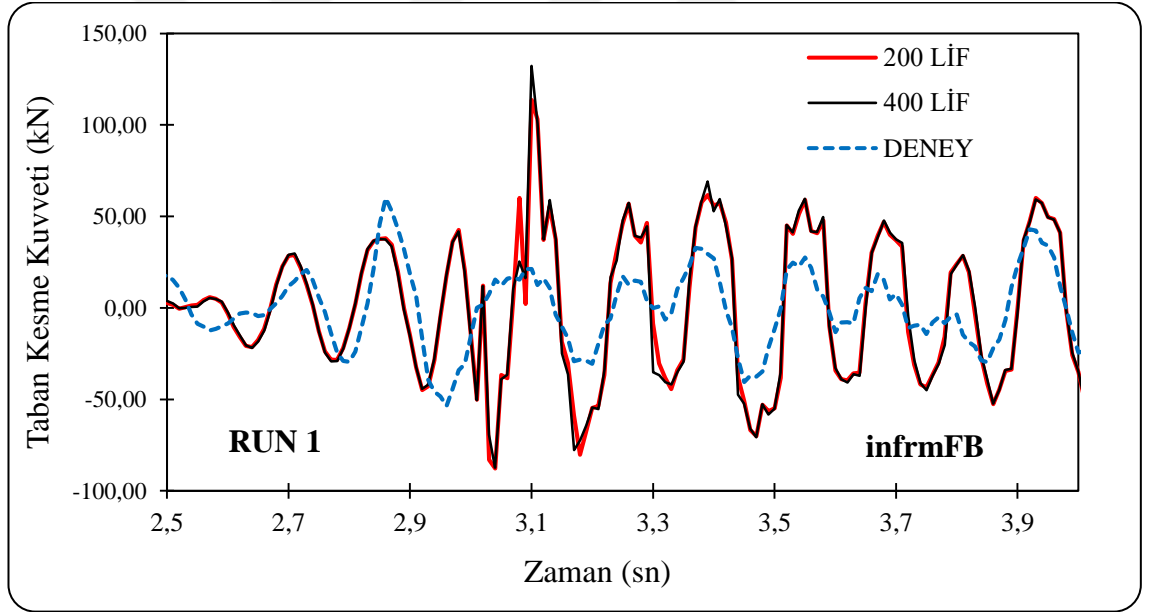
Şekil 4.24 Lif sayısının azaltılmasının yer değiştirmeye etkisi.



Şekil 4.25 Lif sayısının artırılmasının yer değiştirmeye etkisi.



Şekil 4.26 Lif sayısının azaltılmasının kesme kuvvetine etkisi.



Şekil 4.27 Lif sayısının artırılmasının kesme kuvvetine etkisi.

Sonuçlar incelendiğinde integrasyon kesit ve lif sayılarının farklı değerlerinin, maksimum yer değiştirme sonuçları üzerinde bir etki göstermediği görülmüştür. Numerik analiz için önerilen integrasyon kesit sayısının ve lif sayısının farklı değerlerinin maksimum taban kesme kuvvetini artırdığı görülmüştür. Deney sonuçlarına göre en doğru çözüm yönteminin integrasyon kesit sayısının 5 ve lif sayısının 200 kullanıldığı durumlar olduğu gözlemlenmiştir.

#### 4.4.2 İntegrasyon yöntemi

Doğrusal olmayan dinamik analizde, hareket denklemlerini çözebilmek için sayısal bir integrasyon yöntemi kullanılmalıdır (Chopra 2011). SeismoStruct'da çözümleme iki farklı integrasyon yöntemi vasıtasıyla gerçekleştirilebilir; Newmark integrasyon yöntemi veya Hilber-Hughes-Taylor (HHT ) integrasyon yöntemi (SeismoSoft 2014).

Newmark integrasyon yöntemi çözümleme için aşağıdaki denklemi kullanır;

$$M. a_{n+1} + C. v_{n+1} + K. d_{n+1} = F_{n+1} \quad (4.1)$$

Burada  $M$ ,  $C$  ve  $K$  sırasıyla yapısal sistemin kütle, sönüm ve rijitlik matrisleridir.  $a_{n+1}$ ,  $v_{n+1}$  ve  $d_{n+1}$  sırasıyla sistemin ivmesi, hızı ve yer değiştirmesidir.  $F_{n+1}$  ise çözülecek zaman aralığında yapıya etkiyen yüküdür.  $n$  bir önceki zaman aralığından bilinen çözüm sayısıdır. Bu denklemde ivme ve hız, gama ( $\gamma$ ) ve beta ( $\beta$ ) olarak adlandırılan iki parametreye bağlı olarak hesaplanır. Gama ( $\gamma$ ) ve beta ( $\beta$ ), ivme ve hızın dinamik hareket sırasında yapının gösterdiği davranışlara etkisini nicelendirir. Beta, gama değerine bağlı olarak hesaplanır. Yapılan çalışmalar gama değerinin 0.5 olarak kabul edilmesini böylece numerik bir sönümlenme oluşturulmamasını tavsiye eder. Gama ( $\gamma$ ) 0.5 değeri için beta ( $\beta$ ) 0.25 olarak hesaplanır (Newmark 1959; Broderick vd. 1993; Anonymous 2014).

Hilber-Hughes-Taylor integrasyon yöntemi, Newmark integrasyon yönteminin geliştirilmesiyle oluşturulmuştur. HHT çözümleme için aşağıdaki denklemi kullanır;

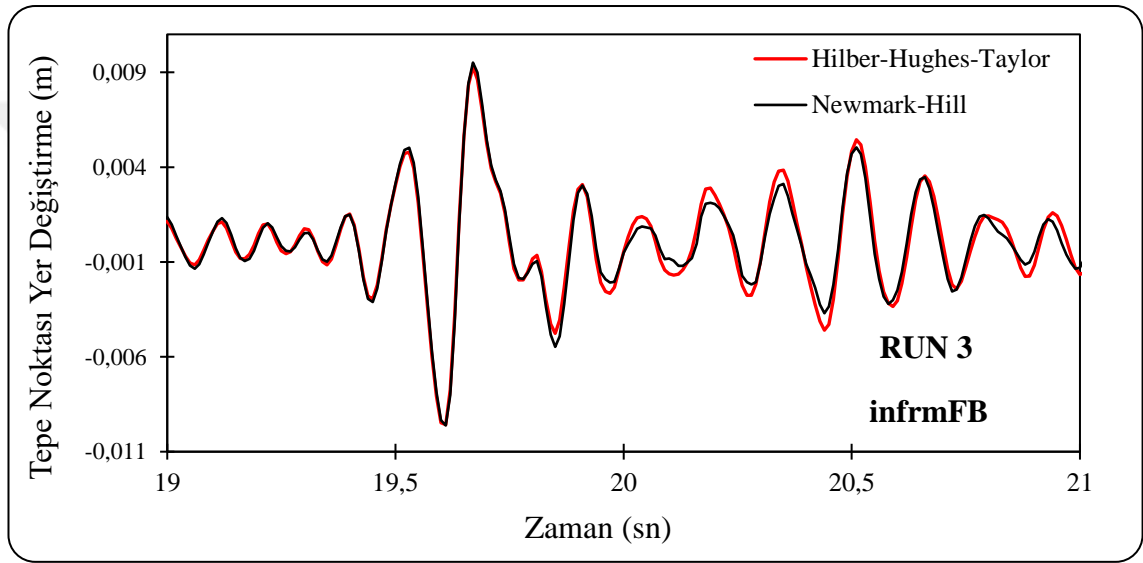
$$M. a_{n+1} + (1 + \alpha). C. v_{n+1} - \alpha. C. v_n + (1 + \alpha). K. d_{n+1} - \alpha. K. d_n = (1 + \alpha). F_{n+1} - \alpha. F_n \quad (4.2)$$

Alfa ( $\alpha$ ) parametresi numerik dağılımı kontrol etmek için kullanılır. Alfa ( $\alpha$ ) -0.33 ve 0 arasında bir değer olarak seçilir. Dikkat edilirse alfa 0 değeri için denklem Newmark yöntemindeki denkleme dönüşür. Gama ( $\gamma$ ) ve beta ( $\beta$ ) değerleri alfaya ( $\alpha$ ) bağlı olarak

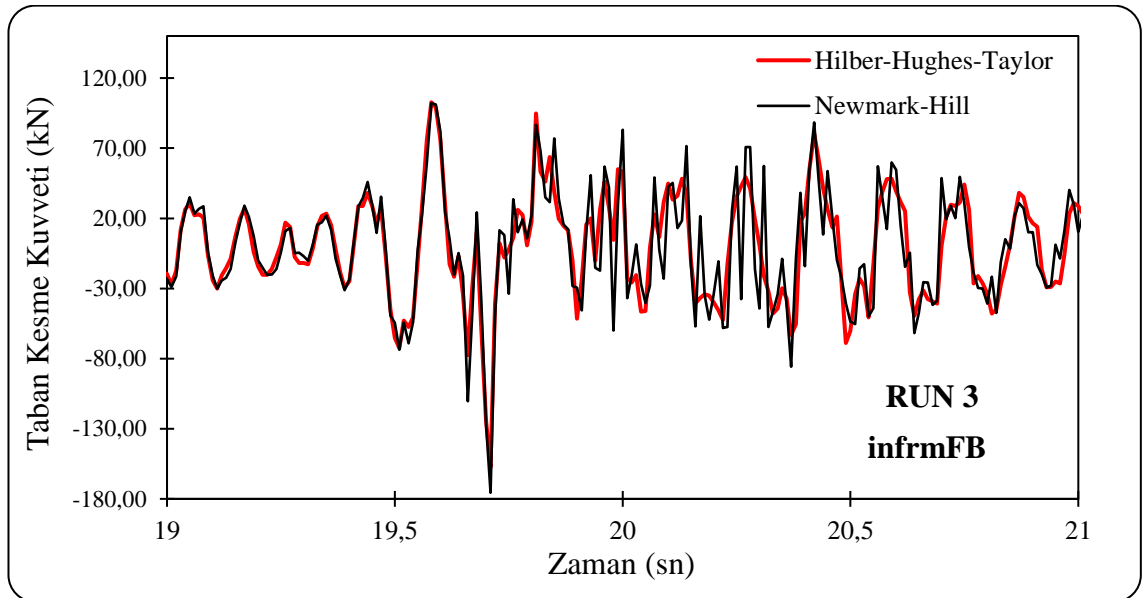
#### 4. ARAŞTIRMA BULGULARI ve TARTIŞMA

hesaplanır. SeismoStruct ile modelleme yapılırken sadece alfa ( $\alpha$ ) değeri tanımlanır. Gama ( $\gamma$ ) ve beta ( $\beta$ ) değerleri yazılım tarafından girilen alfa değerine bağlı olarak otomatik olarak hesaplanır.

Yapılan analizlerde model Newmark integrasyon yöntemiyle ( $\gamma=0.5$ ,  $\beta=0.25$ ) ve HHT yöntemiyle ( $\alpha=-0.10$ ,  $\gamma=0.6$ ,  $\beta=0.3025$ ) çözülmüş sonuçların karşılaştırılması Şekil 4.28 ve 4.29'da gösterilmiştir.



Şekil 4.28 Newmark ve HHT integrasyon yöntemlerinin karşılaştırılması.

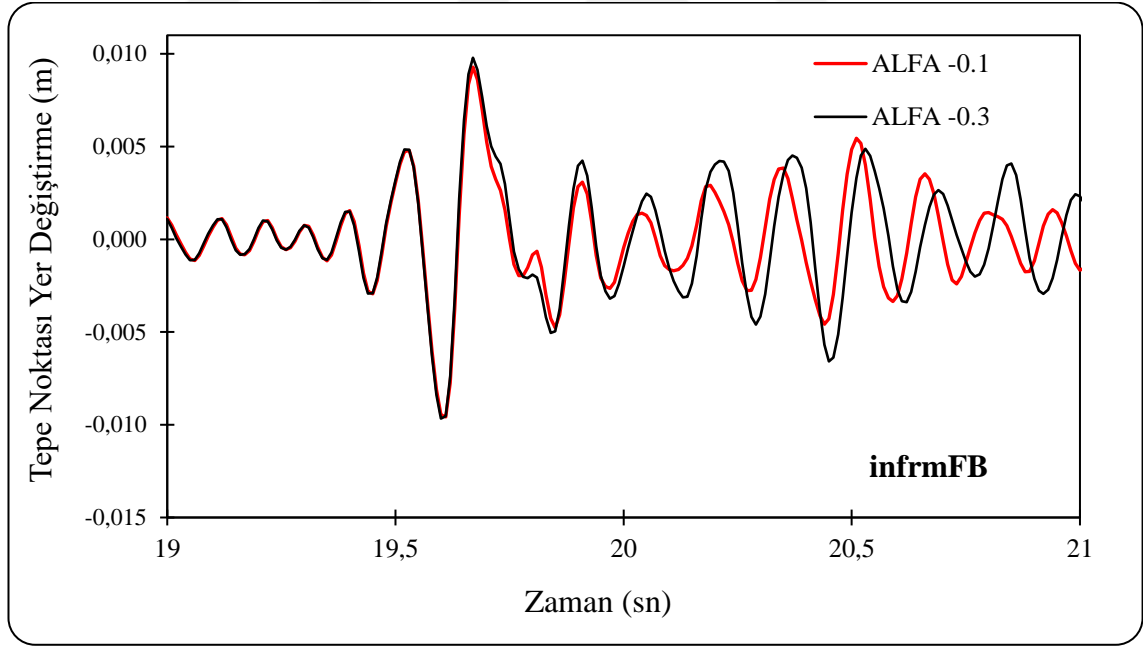


Şekil 4.29 Newmark ve HHT integrasyon yöntemlerinin karşılaştırılması.

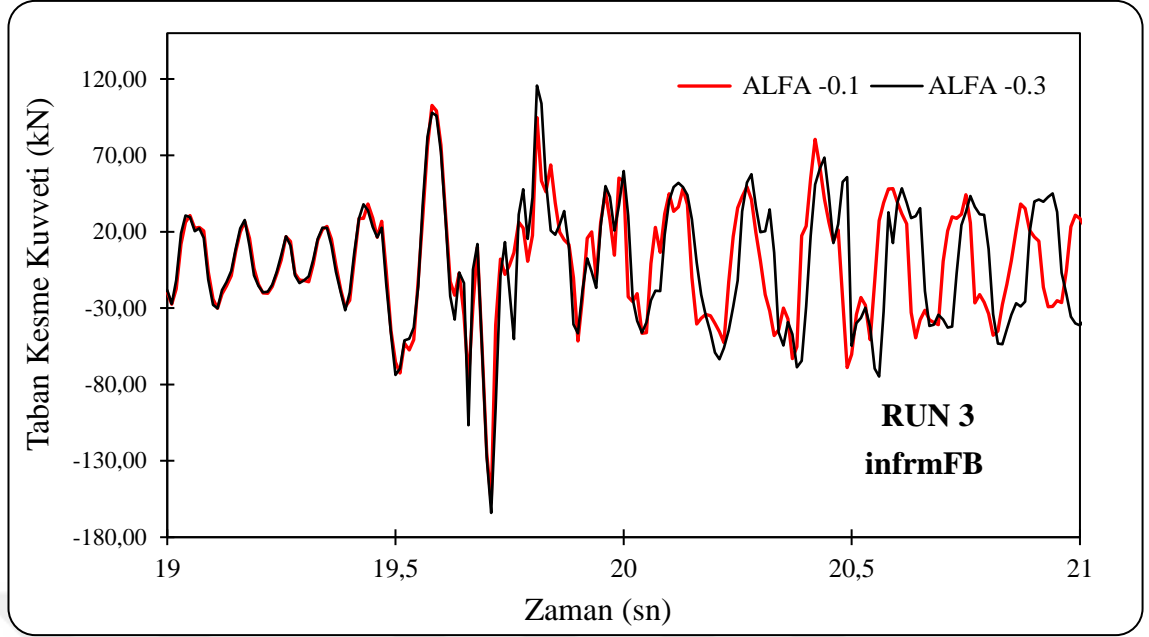
#### 4. ARAŞTIRMA BULGULARI ve TARTIŞMA

Sonuçlar incelendiğinde Newmark ve HHT integrasyon yöntemleriyle yapılan analizlerin sonuçları arasında yer değiştirmelerde dikkate değer bir fark olmadığı fakat Newmark-Hill yöntemiyle yapılan analizin maksimum kesme kuvvetlerini artırdığı gözlemlenmiştir.

Hilber-Hughes-Taylor integrasyon çözüm yönteminde kullanılan alfa ( $\alpha$ ) parametresinin farklı değerlerinin sonuçlar üzerindeki etkilerini görebilmek için dinamik analiz farklı alfa ( $\alpha$ ) değerleriyle modele uygulanmıştır. Daha önce bu konuda yapılan çalışmalar alfa ( $\alpha$ ) için -0.1 değeri kullanılmasının yapının yer hareketi sırasında gösterdiği ivme ve yer değiştirme üzerindeki yüksek modların etkisini azalttığını göstermiştir. Alfa ( $\alpha$ ) -0.10 değeri için gama ( $\gamma$ ) ve beta ( $\beta$ ) değerleri sırasıyla 0.6 ve 0.3025'dir (Hilber vd. 1983; Broderick vd.1993; SeismoSoft 2014). -0.1 ve -0.3 alfa ( $\alpha$ ) değerleri için sonuçlar ve karşılaştırmaları Şekil 4.30 ve 4.31'de gösterilmiştir.



**Şekil 4.30** Alfa ( $\alpha$ ) parametresinin yer değiştirme üzerindeki etkisi.



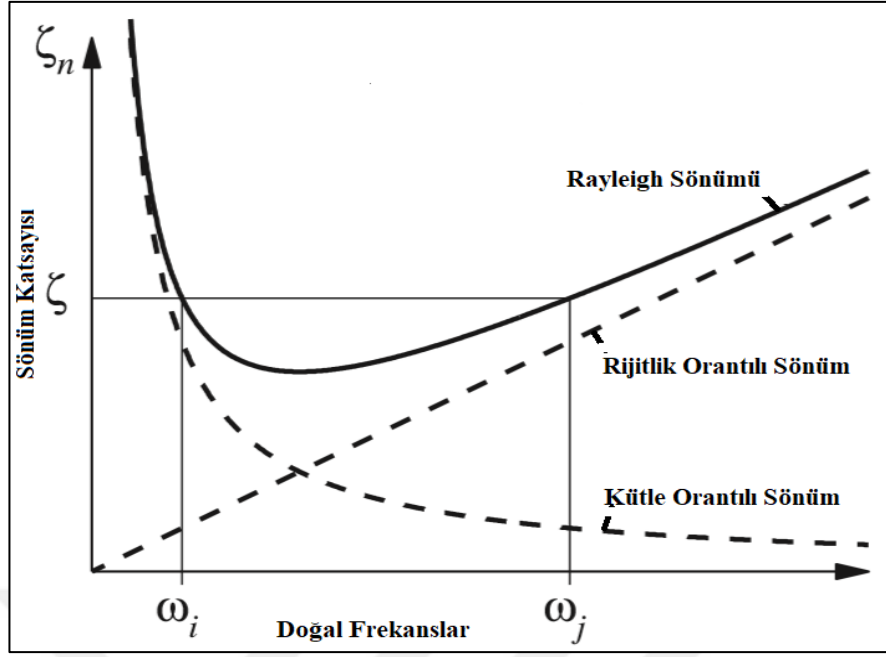
**Şekil 4.31** Alfa ( $\alpha$ ) parametresinin kesme kuvveti üzerindeki etkisi.

Sonuçlar, alfa ( $\alpha$ ) değerinin azaltılmasının yapının yer hareketi sırasında gösterdiği yer değiştirme ve kesme kuvvetini büyüttiğini göstermiştir. Alfa ( $\alpha$ ) değerinin -0.1 olarak kullanılması deneysel sonuçlarla en uygun sonuçları vermiştir. Daha önce bu konuda yapılmış önemli bir çalışmayla (Broderick et al. 1993) paralel sonuçlar elde edilmiştir.

#### 4.4.3 Sönüm katsayısı

Sönümlenme titreşen bir yapıda onu durgun hale getirmeye çalışan enerji kaybının ölçüsüdür. Sönüm kapasitesi yapının bir salınımda kaybettiği enerjinin o salınımda yapıda biriken maksimum enerjiye oranıyla ifade edilir. Yapısal sistemlerde sönümlenmenin tahmin edilmesi zordur. Kütle ve rijitlik karakteristikleri gibi özel bir fiziksel olguya bağlı değildir (Kareem ve Gurley 1996). Bu yüzden analiz sonuçlarını farklı sönüm modelleri ve sönüm katsayıları kabul ederek karşılaştırmakta fayda vardır.

SeismoStruct ile yapılan numerik modellemede 3 farklı sönüm modeli kullanılabilir. Bunlar rijitlik orantılı sönüm, kütle orantılı sönüm ve Rayleigh sönümüdür. Rayleigh sönümü, rijitlik orantılı ve kütle orantılı sönümün kombinasyonundan oluşur. Şekil 4.32’de bu 3 sönüm modeli arasındaki ilişki gösterilmektedir (Chopra 2011).



Şekil 4.32 Rayleigh sönümü, rijitlik orantılı ve kütle orantılı sönüm arasındaki ilişki.

Dinamik analizlerde en yaygın olarak kullanılan Rayleigh sönümüdür. Eşitlik 4.3'te Rayleigh sönümü ile yapılan modellemelerde kullanılan sönüm matrisinin denklemi verilmiştir.

$$C = \alpha M + \beta K \quad (4.3)$$

Burada  $C$ ,  $M$  ve  $K$  sırasıyla yapısal sistemin, sönüm, kütle ve rijitlik matrisidir.  $\alpha$  ve  $\beta$  ise kütle ve rijitlik orantılı katsayılarıdır. Eşitlik 4.4'te kütle ( $\alpha$ ) ve rijitlik ( $\beta$ ) orantılı katsayıları hesaplamak için kullanılan denklemler verilmiştir.

$$\alpha = \zeta \frac{2w_i w_j}{w_i w_j} \quad \beta = \zeta \frac{2}{w_i + w_j} \quad (4.4)$$

Burada  $\zeta$  sönüm oranı,  $w_i$  ve  $w_j$  ise yapının farklı modlarda ki dairesel frekansıdır (Chopra 2011).

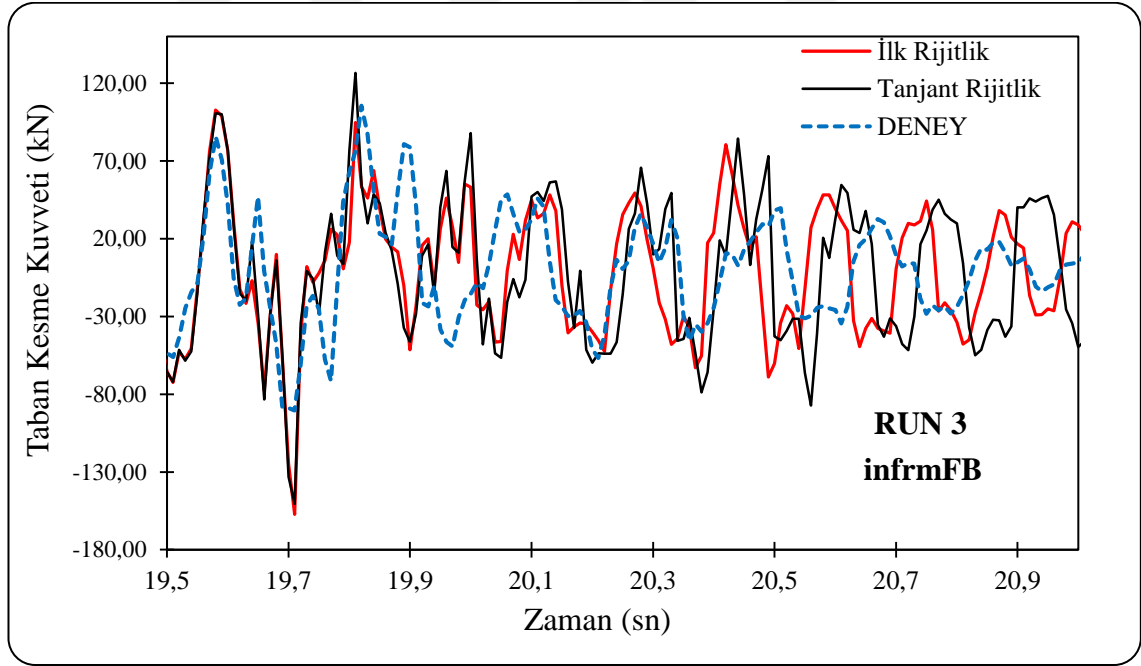
Rijitlik orantılı sönümlenme modeli kendi içerisinde ilk rijitliğe orantılı sönümlenme ve tanjant rijitliğe orantılı sönümlenme olmak üzere ikiye ayrılır (Seismosoft 2014). Seismostruct ile yapılan modellemelerde de Rayleigh sönümü kullanılırken modelin



#### 4. ARAŞTIRMA BULGULARI ve TARTIŞMA

çözümlemesi için bu iki sönümlenme yönteminden biri seçilmelidir. Priestley ve Grant (2005) tarafından yapılan çalışmada, tanjant rijitliğe orantılı sönümlenme kullanılmasının yapılar için en iyi seçenek olduğu öne sürülmüştür. Tanjant rijitliğe orantılı sönüm kullanımını analiz boyunca her bir yükleme adımından sonra yapının rijitlik matrisinin yeniden oluşturulmasını sağlar, analiz boyunca yapının ilk rijitliği kullanılmaz.

Bu tez çalışmasında yapılan tüm analizlerde yapı için Rayleigh %2 sönüm katsayısı kullanılmıştır. İlk başta analizler hem ilk rijitliğe orantılı hem de tanjant rijitliğe orantılı sönüm yöntemiyle karşılaştırılarak bundan sonra yapılacak analizler için kullanılması gereken yöntemin belirlenmesi sağlanmıştır. Farklı sönüm modellerinin kesme kuvvetleri üzerindeki etkileri Şekil 4.33'te gösterilmiştir. Rayleigh sönüm katsayısının farklı değerlerinin sonuçlar üzerindeki etkisini gözlemlemek için dinamik analiz %5 sönüm katsayısıyla tekrarlanmıştır. Sonuçlar Şekil 4.34 ve 4.35'te gösterilmiştir.

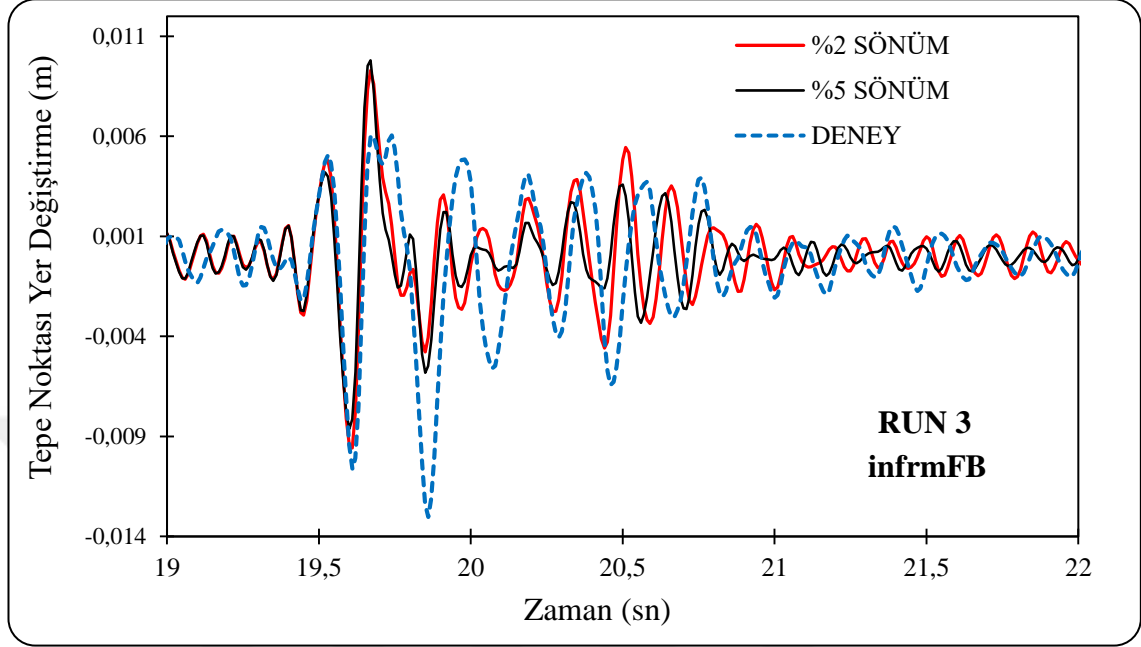


Şekil 4.33 İlk rijitliğe orantılı sönümlenmenin tanjant rijitliğe orantılı sönümlenmeyle karşılaştırılması.

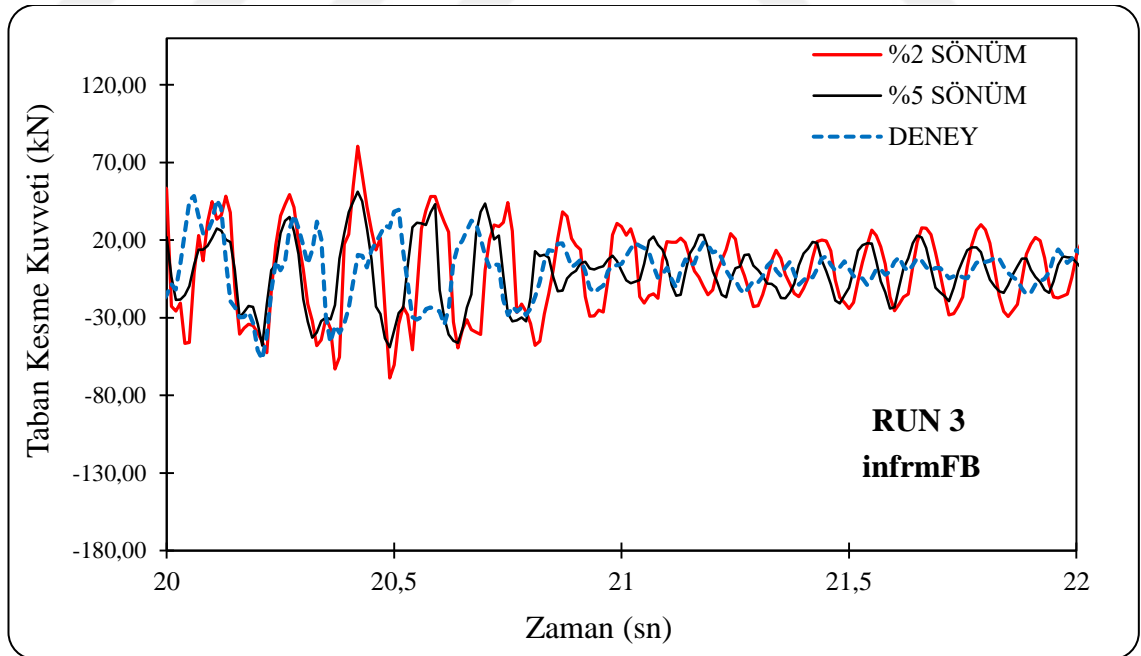
Şekil 4.33'te verilen analiz sonuçlarına göre ilk rijitliğe orantılı sönümlenme ve tanjant rijitliğe orantılı sönümlenme kullanılmasının, maksimum kesme kuvvetleri incelendiğinde yaklaşık aynı sonuçları verdiği görülmüştür. Fakat infrmFBPH ile yapılan

#### 4. ARAŞTIRMA BULGULARI ve TARTIŞMA

modelde tanjant rijitliğe orantılı sönümlenme kullanılmasının maksimum taban kesme kuvvetlerini ciddi manada değiştirdiği gözlemlenmiştir.



Şekil 4.34 Sönüm katsayısının artırılmasının yer değiştirmeye etkisi.



Şekil 4.35 Sönüm katsayısının artırılmasının kesme kuvvetine etkisi.

#### 4. ARAŞTIRMA BULGULARI ve TARTIŞMA

Sönüm katsayısının artırılması doğal olarak yapının yer hareketi esnasında yaptığı yer değiştirmeyi ve yapı tabanında ortaya çıkan kesme kuvvetini düşürmüştür. Sonuçlar Çizelge 4.3'te özetlenmiştir.

**Çizelge 4.3** Sönüm katsayısının kesme kuvvetleri üzerindeki etkisi.

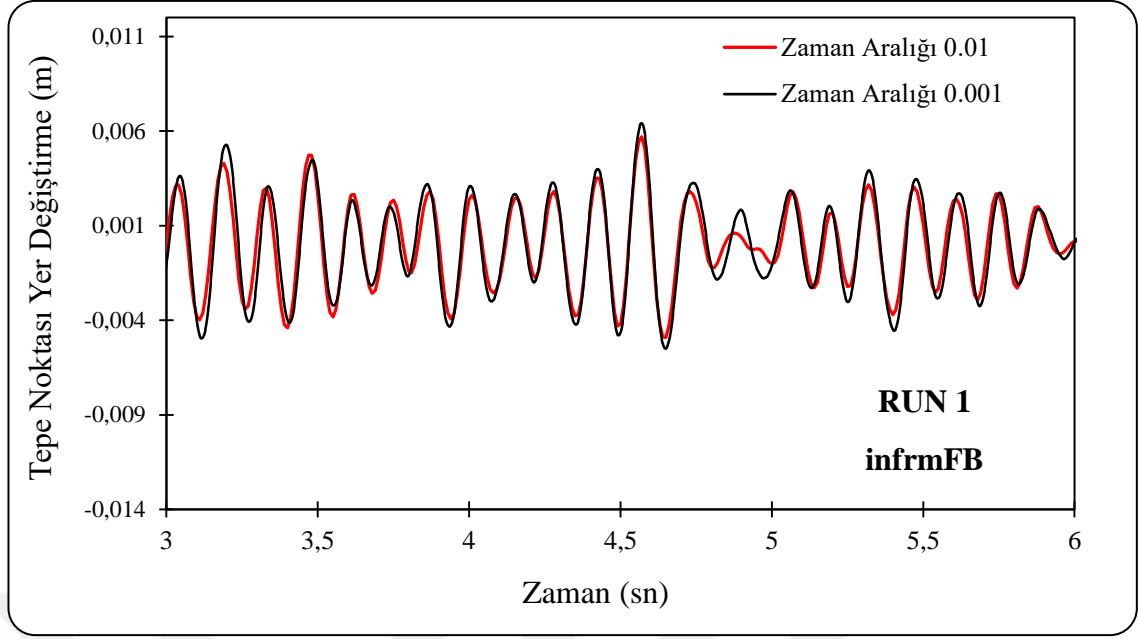
	<b>infrmFB %2 Sönüm</b>	<b>infrmFB %5 Sönüm</b>	<b>infrmFBPH %2 Sönüm</b>	<b>infrmFBPH %5 Sönüm</b>	<b>Deney</b>
	<b>Maks. Taban Kesme Kuvveti (kN)</b>				
<b>Run 1</b>	113.5	116.25	123.6	97.38	65.9
<b>Run 2</b>	44.4	44.5	44	47	23.5
<b>Run 3</b>	157.2	120.1	179.7	129.9	106
<b>Run 4</b>	57.4	55.5	115.2	97.2	86.6

Yapılan analizler sonucunda sönüm katsayısının artırılmasının deney sonuçlarına göre yüksek görünen taban kesme kuvvetlerine olumlu etki gösterdiği söylenebilir.

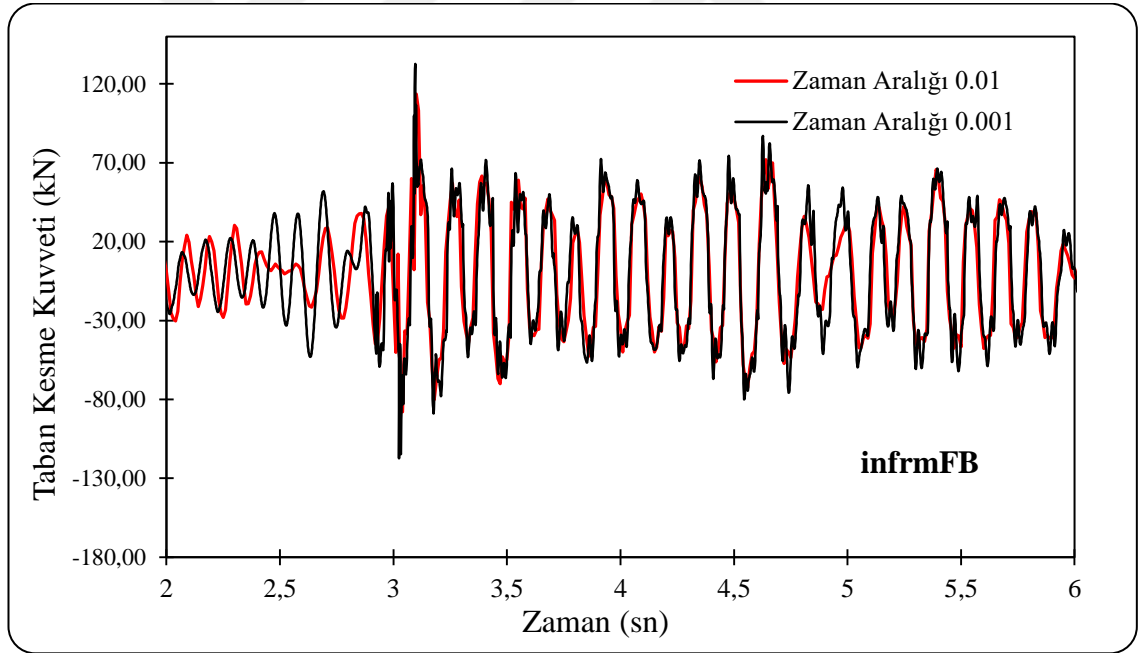
#### 4.4.4 Zaman aralığı

Dinamik analiz yapılırken deprem hareketi yapıya adım adım uygulanır. Deprem hareketinin süresinin adım sayısına oranı zaman aralığını verir. Farklı zaman aralıklarının sonuçlar üzerinde etki yapıp yapmadığını gözlemlemek amacıyla 0.01 sn ve 0.001 sn zaman aralıkları kullanılarak dinamik analiz modele uygulanmış ve yer değiştirme ve kesme kuvveti üzerinde ki etkileri Şekil 4.36 ve 4.37'de gösterilmiştir.

#### 4. ARAŞTIRMA BULGULARI ve TARTIŞMA



Şekil 4.36 Farklı zaman aralıklarının yapıda oluşturduğu yer değiştirme.



Şekil 4.37 Farklı zaman aralıklarının yapıda oluşturduğu kesme kuvveti.

Sonuçlar incelendiğinde zaman aralığının azaltılmasının özellikle yer hareketinin şiddetli kısımlarında yer değiştirme ve kesme kuvvetlerinin az da olsa artmasına neden olduğu görülmektedir. Deneysel sonuçlarla örtüşmeyen yüksek kesme kuvvetleri sorunu bu analiz sonucunda da gözlemlenmiştir. Diğer yandan zaman aralığının fazla

artırılmasının yapının gösterdiği maksimum davranışların (yer değiştirme, kesme kuvveti...vb.) gözlemlenememesine neden olduğu bilinmelidir.

##### 4.5 Dinamik Kesme Kuvveti Büyütmesi

Dinamik kesme kuvveti katsayısının tanımı ve nasıl hesaplandığı daha önceki bölümlerde anlatılmış ayrıca günümüze kadar bu konu üzerinde yapılan çalışmaların dinamik kesme kuvveti katsayısının derecesi konusunda farklı sonuçlar ortaya koyduğu belirtilmişti. Bir önceki bölümde (4.4 Parametrelerin Etkisi) dinamik analizde kullanılan parametrelerin (integrasyon kesit sayısı, lif sayısı, çözüm yöntemi, sönüm katsayısı ve zaman aralığı) sonuçlar üzerindeki etkileri incelenmiş fakat farklı parametrelerle elde edilen davranışlarında, deneysel davranış değerleriyle uyuşmadığı görülmüştü. Çizelge 4.4'te deneysel ve numerik analiz sonuçları sıralanmıştır.

**Çizelge 4.4** Deneysel ve numerik analiz sonuçlarının karşılaştırılması.

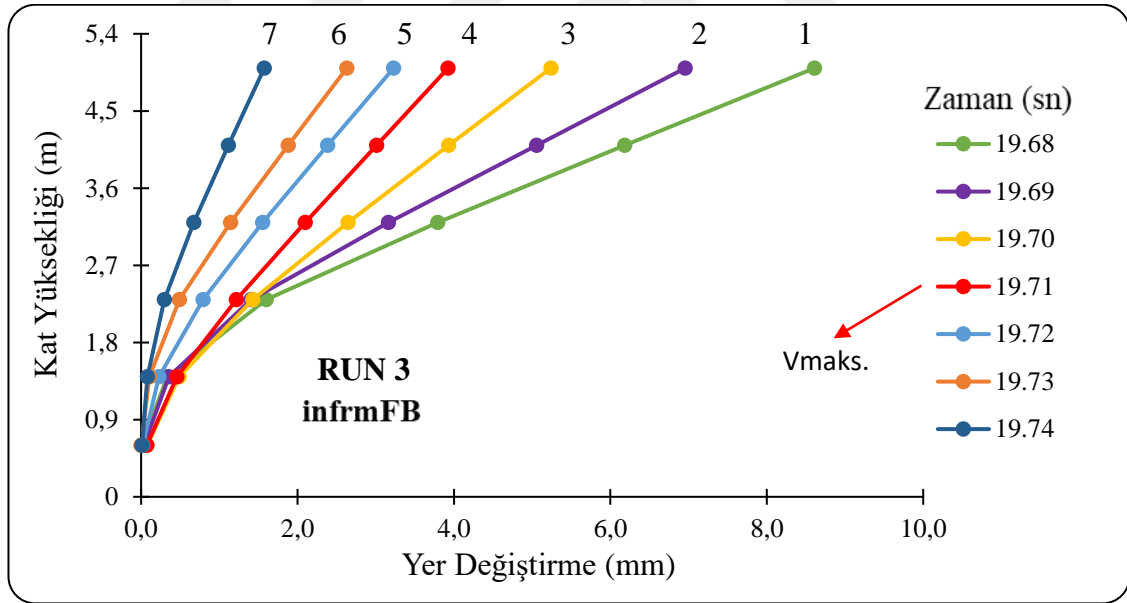
<b>Deney</b>	<b>Run 1</b>	<b>Run 2</b>	<b>Run 3</b>	<b>Run 4</b>
Yer Değiştirme (mm)	7	1.54	13.2	13.4
Taban Kesme Kuvveti (kN)	65.9	23.5	106	86.6
<b>infrmFB %2 sönüm</b>	<b>Run 1</b>	<b>Run 2</b>	<b>Run 3</b>	<b>Run 4</b>
Yer Değiştirme (mm)	5.84	2.53	9.28	3.95
Taban Kesme Kuvveti (kN)	114	44.4	157.2	57.4
<b>infrmFBPH %2 sönüm</b>	<b>Run 1</b>	<b>Run 2</b>	<b>Run 3</b>	<b>Run 4</b>
Yer Değiştirme (mm)	9.55	2.31	17.58	11.14
Taban Kesme Kuvveti (kN)	123.6	44	179.7	115.2

Modele etkiyen Run 1, Run 2 ve Run 3 deprem hareketleri sonucu, mafsalsız ve mafsallı elemanlarla yapılan analizlerde ortaya çıkan maksimum taban kesme kuvvetlerinin, deney sonucu yapıda görülen maksimum taban kesme kuvvetlerinden 1,5-2 kat büyük olduğu görülmektedir. Haliyle böyle bir durumda betonarme perde duvar için önerilecek bir dinamik kesme kuvveti büyütmesi gerçek davranıştan uzak bir tasarım kesme kuvveti için yapının tasarlanmasına neden olacaktır. Burada maksimum taban kesme kuvvetlerini düşüren %5 sönüm katsayısıyla yapılan numerik modelleme sonuçlarının neden çizelgede sıralanmadığına değinmek gerekir. Diğer parametrelerin aksine, numerik modellemede sönüm katsayısı belirlemek, eğer gerçek bir betonarme

#### 4. ARAŞTIRMA BULGULARI ve TARTIŞMA

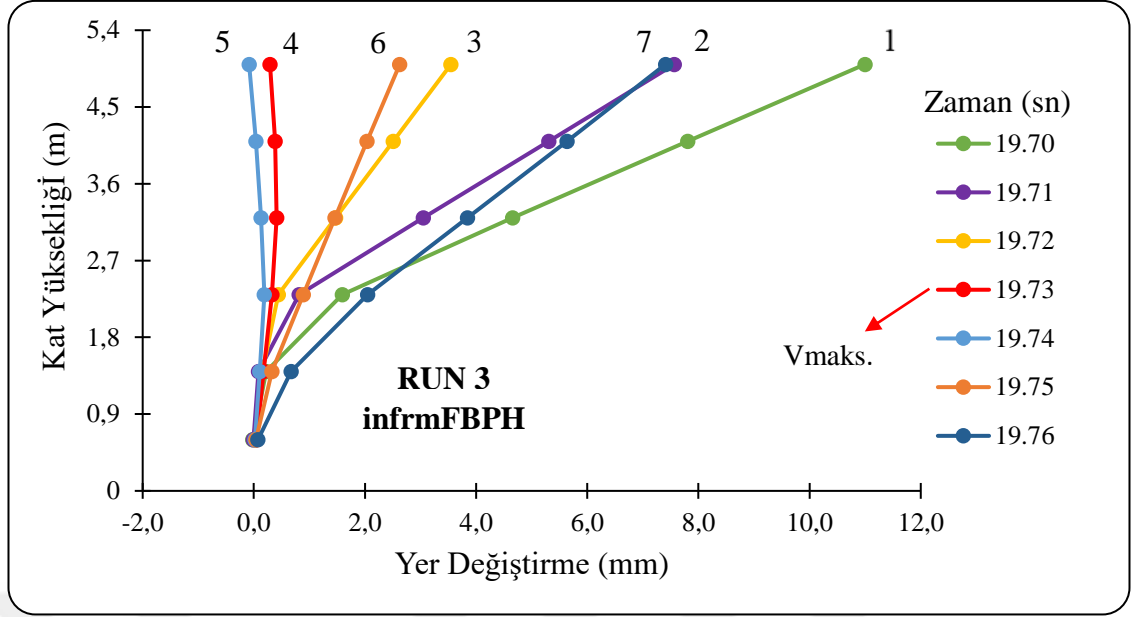
perde duvar modelleniyorsa, çalışmayı yapan kişinin tercihine bağlı değildir. Çünkü sönüm oranı yapıya ait bir özelliktir. Bu tez çalışmasında da deneysel şartlar ortadayken %5 sönüm katsayısıyla daha iyi sonuçlara ulaşıldığına bakarak daha yüksek sönüm oranlarının kullanılmasını tavsiye etmek doğru bir yaklaşım olmayacaktır. %5 sönüm katsayısıyla yapılan modellemeler sadece arttırılmış sönümün sonuçlar üzerinde ki etkisini gözlemlemek amacıyla yapılmıştır. Deneysel şartlara uygun olarak yapının %2 sönüm katsayısıyla modellenmesi gerekir. Bu yüzden yüksek kesme kuvvetlerinin detaylı olarak incelenebilmesi için deneysel şartlara uygun olan %2 sönümlü olarak yapılan infmFB ve infmFBPH elemanlarla yapılan analizlerin sonuçları kullanılacaktır.

Numerik analiz sonucu elde edilen yüksek taban kesme kuvvetlerinin neden kaynaklandığını anlayabilmek için bu kesme kuvvetlerinin ortaya çıktığı zaman adımlarında yapının yatay yer değiştirme hareketi, katlarda oluşan ivmeler ve kat kesme kuvvetleri ayrıntılı bir şekilde incelenmiştir.



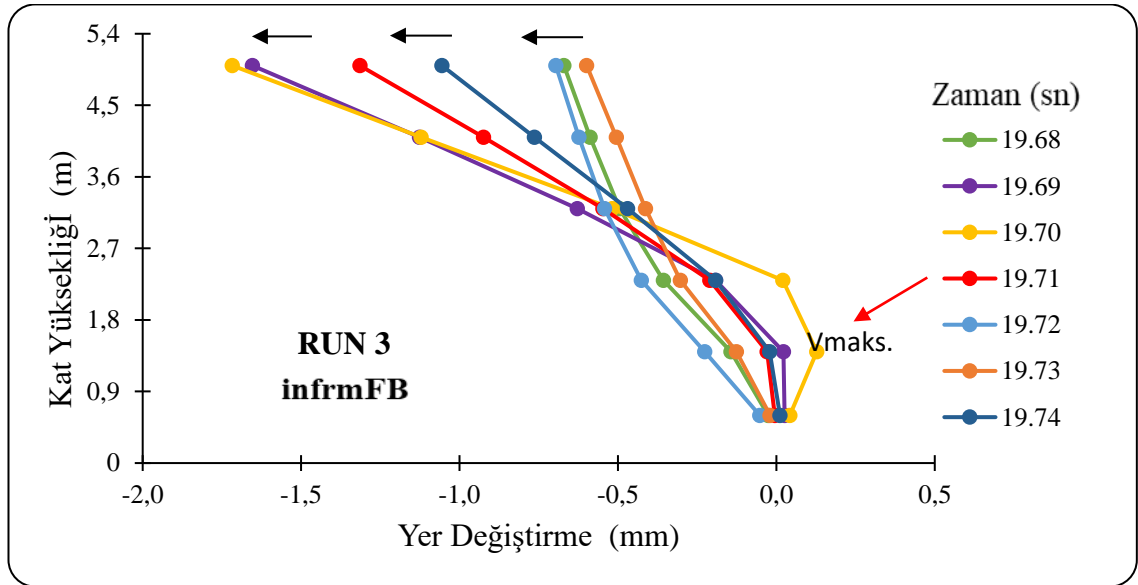
Şekil 4.38 Maksimum taban kesme kuvvetinin gözlemlendiği zaman aralığında katlarda meydana gelen yer değiştirme.

#### 4. ARAŞTIRMA BULGULARI ve TARTIŞMA

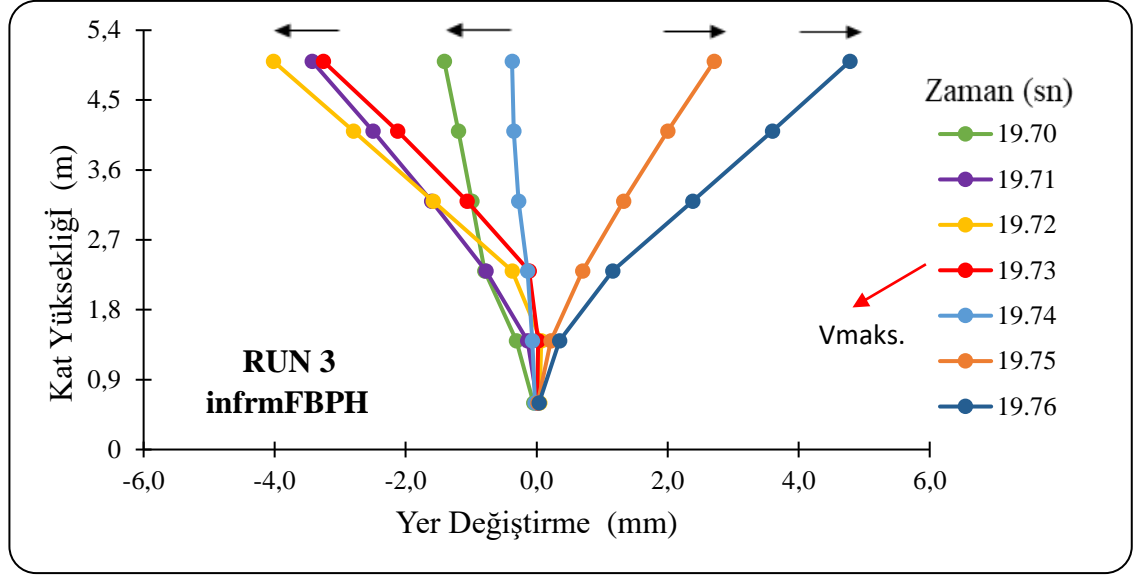


Şekil 4.39 Maksimum taban kesme kuvvetinin gözlemlendiği zaman aralığında katlarda meydana gelen yer değiştirme.

Şekil 4.38 ve 4.39’da görüldüğü gibi plastik mafsalsız ve mafsallı modellerle yapılan analizde model +x yönünde yaptığı maksimum deplasmandan sonra -x yönünde hareket ederken maksimum taban kesme kuvvetleri ortaya çıkmaktadır. Tek fark plastik mafsallı analizde, maksimum kesme kuvveti oluştuğu anda modelin ilk konumuna daha yakın olmasıdır.

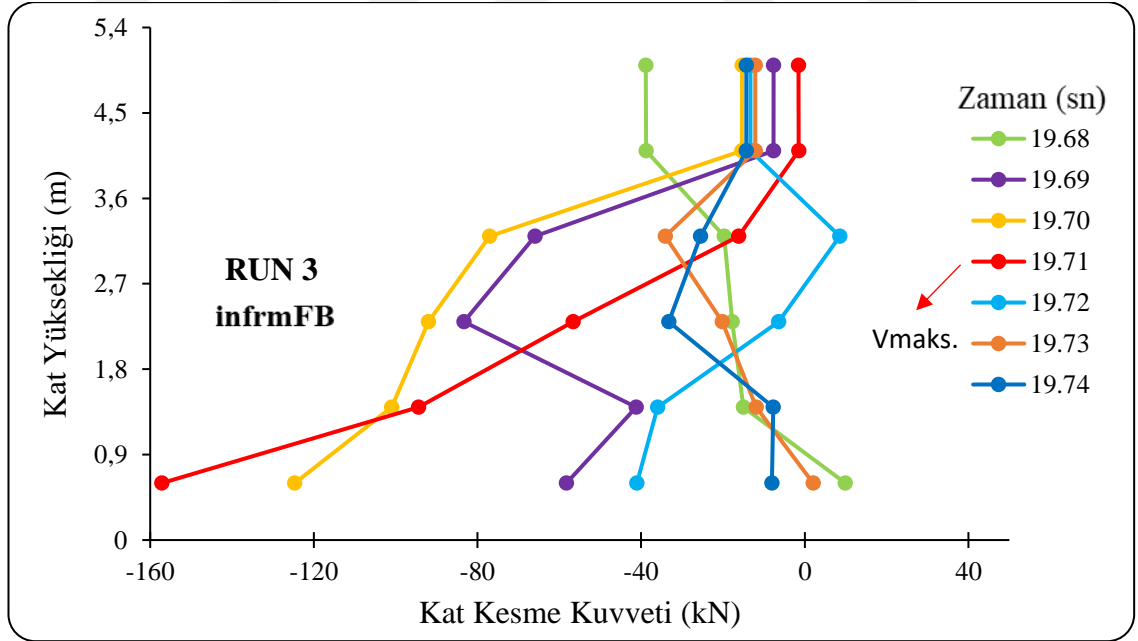


Şekil 4.40 Perdenin anlık hareket yönü ve o yönde ki yer değiştirme miktarı.



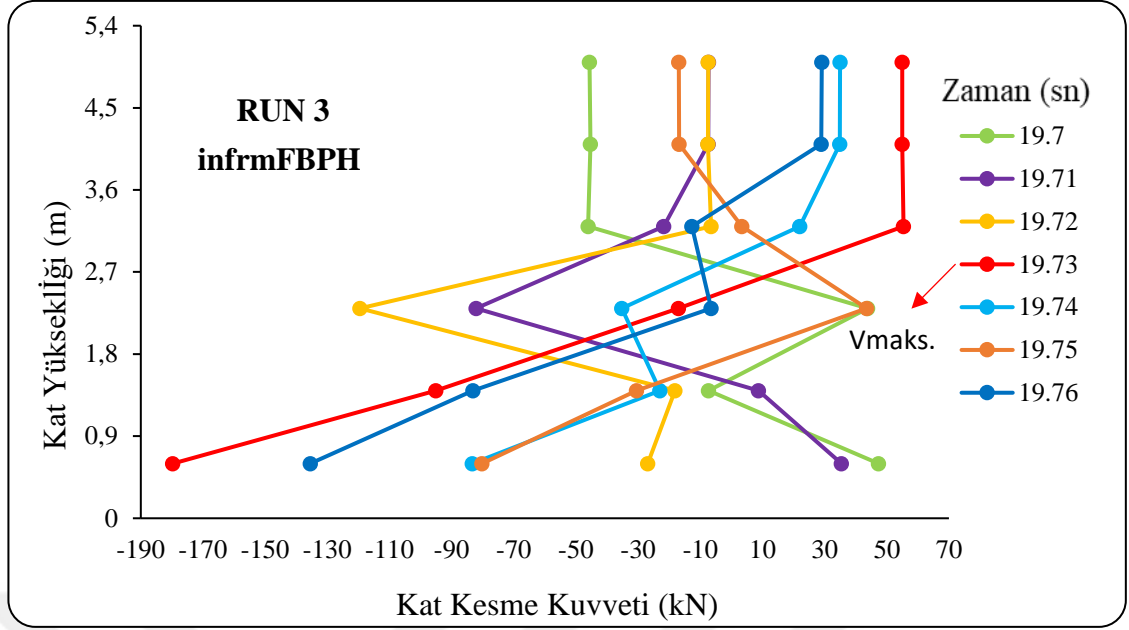
Şekil 4.41 Perdenin anlık hareket yönü ve o yönde ki yer değiştirme miktarı.

Şekil 4.40 ve 4.41 perdenin zaman adım aralıklarında anlık yer değiştirme miktarı ve hareket yönünü göstermektedir. Görüldüğü üzere yapı her iki modelde -x yönünde deplasman yaparken maksimum kesme kuvvetleri ortaya çıkmaktadır.



Şekil 4.42 Numerik modelleme sonucu katlarda oluşan kesme kuvvetleri.

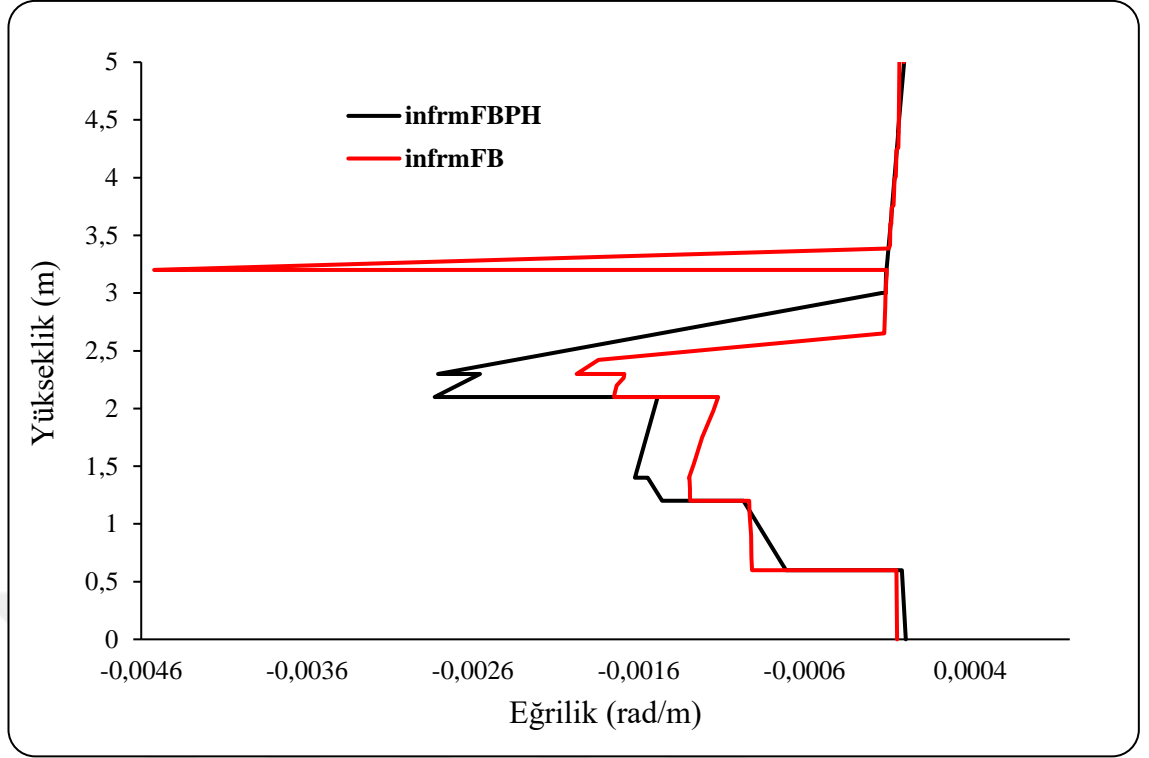




Şekil 4.43 Numerik modelleme sonucu katlarda oluşan kesme kuvvetleri.

Şekil 4.42 ve Şekil 4.43'te analiz sonuçları incelendiğinde tabanda oluşan maksimum kesme kuvvetlerinin saniyenin yüzde birinde, sadece tek bir zaman aralığında, görüldüğü diğer zaman aralıklarında perdede görülen maksimum kesme kuvvetinin, yapının gerçek davranışında gözlenen maksimum kesme kuvvetine çok yakın olduğu açıkça görülmektedir. Burada numerik modellemelerde saniyenin yüzde birinde görülebilen ve gerçekçi görünmeyen kesme kuvvetlerinin yapıda hasara neden olabileceğini düşünüp ve bu kesme kuvvetlerine göre bir dinamik kesme kuvveti büyütmesi önermenin doğruluğunun sorgulanması gerekmektedir.

Şekil 4.44'te infrmFB ve infrmFBH ile yapılan modellemelerde maksimum kesme kuvveti oluştuğu zaman aralığında yapıda meydana gelen hasar durumu karşılaştırılmıştır.

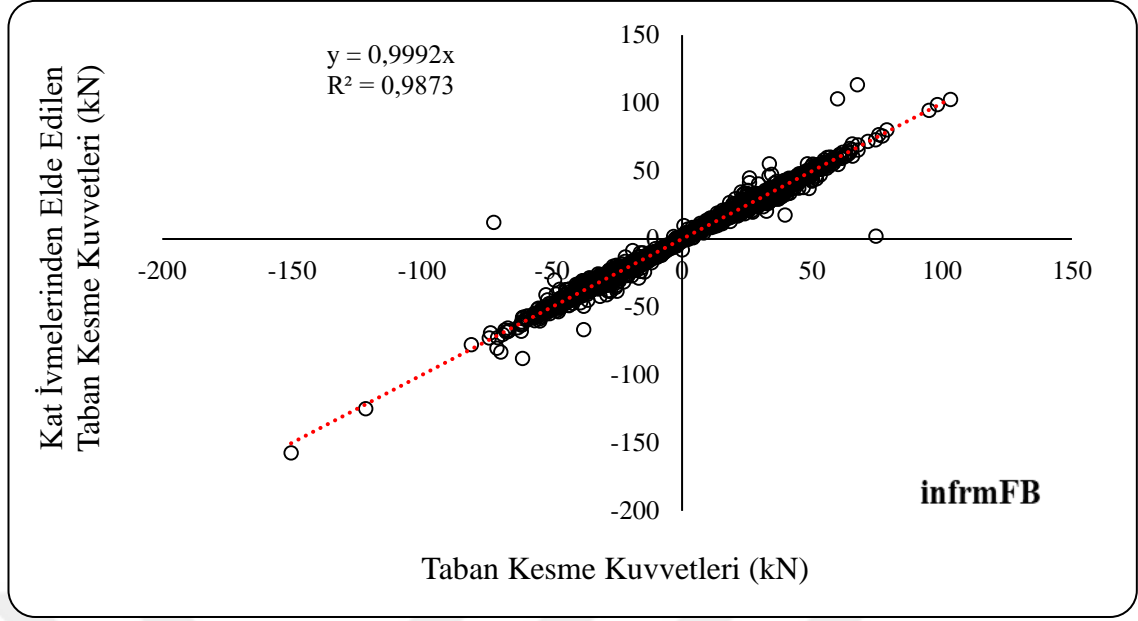


**Şekil 4.44** Numerik modellemeler sonucu yapıda oluşan hasar durumu.

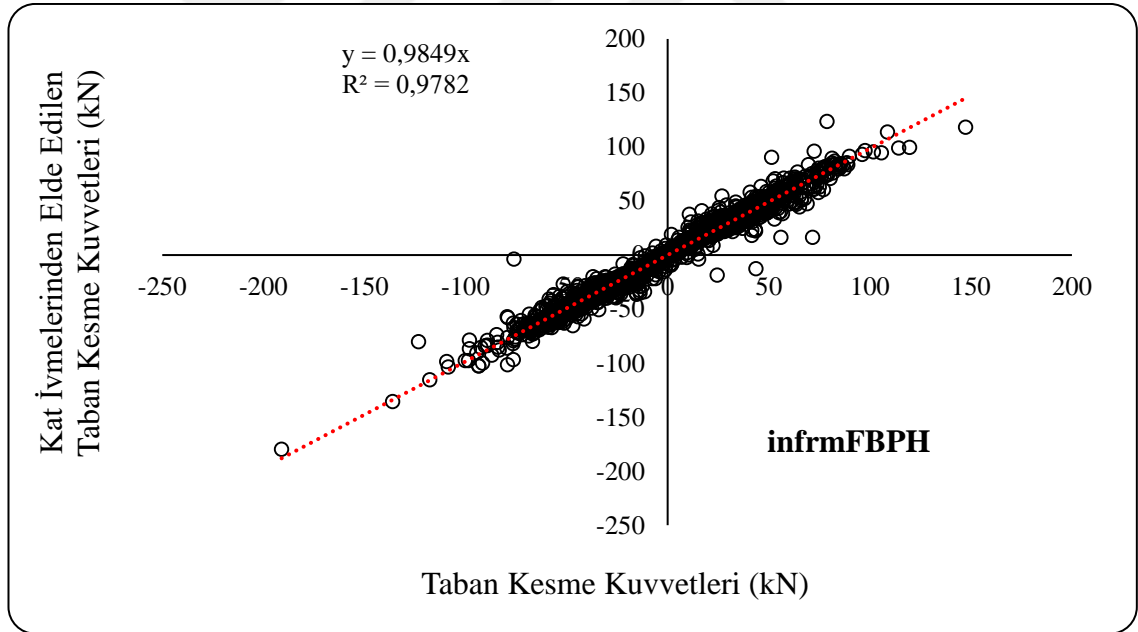
Şekil 4.44 incelendiğinde infrmFBPH ile yapılan modellemede oluşan hasar durumunun deney sonucu yapıda oluşan hasar durumuyla daha çok örtüştüğü görülmektedir. Çünkü deney sonucunda da hasarın yapının 2.kat seviyelerinde yoğunlaştığı bilinmekte, infrmFB ile yapılan modellemede ise hasarın üst katlarda da oluştuğu görülmektedir.

Numerik modelleme sonucu elde edilen kat kesme kuvvetleri kullanılan bilgisayar yazılımı vasıtasıyla direkt olarak elde edilir. Bu tez çalışmasında da şimdiye kadar bütün analiz sonuçlarında elde edilen kat kesme kuvvetleri SeismoStruct'ta eleman kuvvetleri sekmesinin altında ki çerçeve kuvvetleri bölümünden hazır olarak alınmıştır. Kat kesme kuvvetleri, katlardaki ivmeleri aynı katlarda ki kütlelerle çarparak elde edilen yatay dinamik kat deprem kuvvetlerin toplamıyla da bulunulabilir. Her iki yöntemle de aynı sonuçların elde edilmesi gerekir. Şekil 4.45 ve 4.46'da kat ivmelerinden hesaplanan kesme kuvvetlerinin, hazır olarak yazılımdan elde edilen kesme kuvvetleriyle karşılaştırılması sırasıyla infrmFB ve infrmFBPH analiz sonuçları için verilmiştir.

#### 4. ARAŞTIRMA BULGULARI ve TARTIŞMA



Şekil 4.45 Katlara etkiyen kuvvetlerin toplamıyla elde edilen kesme kuvvetlerinin yazılım vasıtasıyla direk elde edilen kesme kuvvetleriyle karşılaştırılması.



Şekil 4.46 Katlara etkiyen kuvvetlerin toplamıyla elde edilen kesme kuvvetlerinin, yazılım vasıtasıyla direk elde edilen kesme kuvvetleriyle karşılaştırılması.

Şekil 4.45 ve 4.46 incelendiğinde kat ivmelerinden hesaplanan kuvvetlerin toplamından elde edilen kesme kuvvetlerinin, analiz sonuçlarından direkt olarak elde edilen kuvvetlerle çoğunlukla örtüştüğü görülür. Fakat, birbiriyle uyuşmayan sonuçların ortaya çıktığı da açıkça görülmektedir. Sonuçlar Çizelge 4.5'te verilmiştir.

**Çizelge 4.5** Deneysel ve numerik analiz sonuçlarının karşılaştırılması.

	<b>YER DEĞİŞTİRME (mm)</b>			
	<b>Run 1</b>	<b>Run 2</b>	<b>Run 3</b>	<b>Run 4</b>
Deney	7	1.54	13.2	13.4
Nümerik Analiz (infrmFB)	5.32	2.29	9.80	3.52
Nümerik Analiz (infrmFBPH)	8.42	2.25	15.3	9.14
	<b>TABAN KESME KUVVETİ (kN)</b>			
	<b>Run 1</b>	<b>Run 2</b>	<b>Run 3</b>	<b>Run 4</b>
Deney	65.9	23.5	106	86.6
Nümerik Analiz (infrmFB)	114	44.4	157.2	57.4
Kat İvmelerinden (infrmFB)	74.6	44.2	150.5	58.8
Nümerik Analiz (infrmFBPH)	123.6	44	179.7	115.2
Kat İvmelerinden (infrmFBPH)	109	42.9	191	118

Bu tez çalışmasında şimdiye kadar değinilen modelleme yöntemlerinin dışında, betonarme perde model farklı yöntemlerle de analiz edilerek (perde için tanımlanan 13 düğüm noktası y ekseninde tutulmuş, her kattaki kütlelere sönüm tanımlanmış, deprem yükü farklı noktalara etki ettirilmiş vb.) maksimum kesme kuvvetinde bir miktar azalma elde edilse de deneysel davranış verileriyle örtüşmeyen ve mantıklı gözükmeyen yüksek taban kesme kuvvetleri her analiz sonucunda gözlemlenmiştir.

## 5. SONUÇ ve ÖNERİLER

---

### 5. SONUÇ ve ÖNERİLER

Bu tez çalışması sırasında elde edilen önemli bilgiler, çalışma sonunda ulaşılan sonuçlar ve değerlendirmeler aşağıdaki maddelerde özetlenmiştir.

- Betonarme perde duvarların sismik yükler altında davranışını en doğru şekilde gözlemleyebilmek için numerik modellemede FB elemanlar kullanılmalıdır.
- FB elemanlar ile modelleme yapılırken integrasyon kesit sayısı 5 ve lif sayısı 200 olarak tanımlanmalıdır.
- Numerik modellemelerin hem infrmFB hem de infrmFBPH elemanlarla yapılabildiği sonuçların karşılaştırılmasında fayda vardır. Bu tez çalışmasında her iki elemanla yapılan numerik modelleme sonuçlarında, deneysel sonuçlarla uyumsuz yüksek taban kesme kuvvetleri elde edilmiştir. Fakat, infrmFBPH ile yapılan analizin özellikle yapının hasar gördüğü sismik yer hareketi etkisinde infrmFB ile deneysel sonuçlara göre çok düşük elde edilen deplasman ve kesme kuvveti değerlerini daha iyi yakaladığı gözlemlenmiştir. Ayrıca, deney sonucu yapıda oluşan hasar durumuyla numerik modellemeler sonucu hasar durumu karşılaştırıldığında, infrmFB ile yapılan modele göre daha doğru sonuçlar ortaya koyduğu görülmüştür.
- İnfrmFBPH ile modelleme yapılırken, plastik mafsallı boyunun yapının numerik modellenmesi için tanımlanan çerçeve eleman boyundan büyük olması durumunda plastik mafsallı yerinin elemanın tam orta noktasında olduğu kabulü yapılmalıdır.
- Yapı tasarım yönetmeliklerinde hasar sınırlarını kontrol etmek için kullanılan kiriş dönmeleri, eğer modelleme sadece infrmFB elemanlarla yapılmışsa ve model yapıyla birebir örtüşüyorsa değerlendirme için kullanılabilir. Başka bir ifadeyle herhangi bir yapı elemanı (kolon, kiriş...vb.) için tek bir eleman tanımlanmış olmalıdır. Model gerçeğe uygun bir şekilde modellenmemiş ise analiz sonucu elde edilen kiriş dönmeleri hasar sınırlarını kontrol etmek için kullanılamaz. Düğüm noktası dönmeleri ve yer değiştirmelerinden kiriş dönmeleri tekrar hesaplanmalıdır. Çünkü düğüm noktası dönme ve yer değiştirmesi farklı eleman sayılarıyla yapılan modellemelere rağmen aynı değeri verir.

## 5. SONUÇ ve ÖNERİLER

---

- HHT integrasyon yöntemi kullanırken en doğru sonuçları elde etmek için alfa ( $\alpha$ ) parametresinin -0.1 olarak kullanılması gerekir.
- Sönüm katsayısının dinamik davranış üzerinde çok ciddi etkileri gözlemlenmiş, numerik modelleme yapılırken dikkat edilmesi gereken en önemli parametrelerden biri olduğu bilinmelidir. Numerik modelleme yapılırken ilk rijitliğe orantılı sönümlenme kullanılmasının daha doğru olacağı sonucuna ulaşılmıştır (özellikle infrmFBPH ile modelleme yapılırken).
- Bu tez çalışmasında farklı numerik modellemeler denenmesine rağmen elde edilen maksimum taban kesme kuvvetlerinin, deneysel davranış değerleriyle örtüşmediği görülmüştür. Yapılan tüm numerik analiz sonuçlarında saniyenin yüzde biri gibi bir zaman diliminde gözlemlenen ve mantıklı gözükmeyen kesme kuvvetleri elde edilmiştir.
- Deneysel sonuçların, numerik yöntemlerle elde edilen sonuçlarla ciddi farklılıklar göstermesi ve numerik yöntemlerde kullanılan parametrelerin farklı değerlerinin, sonuçlar üzerinde ciddi farklılıklar oluşturmalarından dolayı betonarme perde duvarlar için belirli bir dinamik kesme kuvveti büyütmesi önermenin mümkün olmadığı görülmüştür. Bu tez çalışmasında numerik modelleme sonucu elde edilen tasarım kesme kuvveti birçok modelleme yapılmasına rağmen, gerçek durumda perdede görülen kesme kuvvetinden 1,5-2 kat büyük olarak elde edilmiştir.
- Dinamik kesme kuvveti büyütmesi uzun yıllardır üzerinde çalışılan bir konudur ve varlığı ortadır. Fakat bu konu çoğunlukla numerik modellemeler sonucu elde edilen verilere dayanarak gelişim göstermiştir. Çünkü bir perde duvarın diğer yapı elemanları gibi laboratuvar ortamında testlere tabi tutulması kolay değildir. Büyük deney numunelerinin oluşturulması ve teste tabi tutulması hem maliyetli hem de zahmetlidir. Bu yüzden numerik modellemelerin gerçek davranış değerleriyle desteklenmeden yapılması, bu konu için bilim dünyasında ortak bir görüş oluşmasını engellemiştir. Betonarme perde duvarlar için daha çok numerik modelleme teknikleri üzerinde çalışılıp bu çalışmaların gerçek davranış değerleriyle doğrulanmasına ihtiyaç vardır.

## KAYNAKLAR

- Almeida, J.P., Tarquini, D. and Beyer, K., 2014. Modelling approaches for inelastic behavior of rc walls: multi-level assessment and dependability of results. Archives of Computational Methods in Engineering, (DOI 10.1007/s11831-014-9131-y).
- ASCE, 2007. Seismic rehabilitation of existing buildings. ASCE Standard ASCE/SEI 41-06. American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
- Bayındırlık ve İskân Bakanlığı, 2007. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, Ankara.
- Broderick, B., Elnashai, A.S. and Izzuddin, B.A., 1993. Observation on the effect numerical dissipation on the nonlinear dynamic response of structural systems. Engineering Structures, 16(1): 51-61.
- Calabrese, A., 2008. Numerical Issues in Distributed Inelasticity Modelling of RC Frame Elements for Seismic Analysis. Master Thesis in Earthquake Engineering, University of Pavia, Pavia, Italy.
- Celep, U. ve Aydınöglü, M.N., 2007. Perde sistemlerde dinamik kesme kuvveti büyütmesi. Altıncı Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, 16-20 Ekim, İstanbul.
- Chopra, A.K., 2011. Dynamics of Structures. Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ, USA.
- Combescure, D. and Sollogoub, P., 2002. Iaeacrp-nfe camus benchmark: experimental results and specifications to the participants. Report CEA/SEMT/EMSI/RT/02-047/A.
- Correia, A.A., Almeida J.P. and Pinho R., 2008. Force-based versus displacement-based formulations in the cyclic nonlinear analysis of rc frames. The 14<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, Beijing, China.
- Eibl, J. and Keintzel, E., 1988. Seismic shear forces in rc cantilever shear walls. Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, August 2-9, Kyoto, Japan.
- Eurocode 8, 2003. Design of Structures for Earthquake Resistance-Part I General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings. European Committee for Standardization, Brussels.
- Fajfar, P. and Eeri, M., 2000. A nonlinear analysis method for performance based seismic design. Earthquake Spectra, Vol.16, No.3: 573-592.
- Hilber, H.M., Hughes, T.J.R. and Taylor, R.L., 1977. Improved numerical dissipation for time integration algorithms in structural dynamics, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.5, No.3: 283-292.

- Jabboor, W., 2011. Dynamic structural analysis of beams. The thesis of doctor of philosophy. Heriot-Watt University, Edinburgh, UK.
- Kazaz, I., Yakut, A. and Gulkan, P., 2005. Numerical simulation of dynamic shear wall tests: a benchmark study. *Computers&Structures*, 84:549-562.
- Kazaz, I., 2010. Dynamic characteristics and performance assessment of reinforced concrete structural walls. The thesis of doctor of philosophy. Middle East Technical University, Ankara, Turkey.
- Kareem, A., and Gurley, K., 1996. Damping in structures: its evaluation and treatment of uncertainty. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 59:131-157
- Kumbhare, P.S. and Saoji, P., 2012. Effectiveness of changing reinforced concrete shear wall location on multi-storeyed building. *International Journal of Engineering Research and Applications*, Vol. 2, Issue 5: 1072-1076.
- Mpampatsikos, V., Nascimbene, R., and Petrini, L., 2008. A critical review of the rc frame existing building assessment procedure according to eurocode 8 and italian seismic code. *Journal of Earthquake Engineering*, (DOI:10.1080/13632460801925020).
- Newmark, N.M., 1959. A method of computation for structural dynamics. *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, Vol.85, No.EM3: 67-94.
- NZS 3101, 2006. Concrete Structures Standard: The Design of Concrete Structures, New Zealand.
- Orak, M.S., ve Celep, Z., 2015. Betonarme binaların farklı hesap yöntemlerine göre performans sınırlarının incelenmesi üzerine bir değerlendirme. 3. Türkiye Deprem Mühendisliği ve Sismoloji Konferansı, 14-16 Ekim, İZMİR.
- Park, R., and Paulay, T., 1975. Reinforced Concrete Structures, John Wiley&Sons, New York, USA.
- Priestley M.J.N., and Grant D.N., 2005. Viscous damping in seismic design and analysis. *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 9, Special Issue 1, pp. 229-255.
- Rad, R.B., and Adebar P., 2008. Dynamic shear amplification in high-rise concrete walls: effect of multiple flexural hinges and shear cracking. 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- Rutenberg, A., 2011. Seismic shear demand on rc structural walls: review and bibliography. 3th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, 25-28 May, Corfu, Greece.
- Seismosoft, 2014. SeismoStruct User Manual for Version 7.0. Seismosoft Ltd., Pavia, Italy.



Schwarz, B.J. and Richardson, M.H., 1999. Experimental modal analysis. Vibrant Technology, Inc., Jamestown, California, USA.



## ÖZGEÇMİŞ

### Kişisel Bilgiler

Adı-Soyadı : Ensar DİDİN  
Uyruğu : T.C.  
Doğum Tarihi ve Yeri : 01.011985 Erzurum  
Medeni Hali : Evli  
Telefon : +905452133616  
e-mail : ensardidin@hotmail.com

### Eğitim

Derece	Üniversite	Mezuniyet Yılı
Yüksek Lisans	Erzurum Teknik Üniversitesi	2019
Lisans	Yıldız Teknik Üniversitesi	2010
Lise	Erzurum İbrahim Hakkı Fen Lisesi	2003